

SIEDLUNGS- UND HALLENBAUTEN AUF DER REICHAUSSTELLUNG „SCHAFFENDES VOLK“.

Von Stadtbaudirektor Dipl.-Ing. Heinz Bücher, Düsseldorf.

Seit Jahrzehnten ist die Pflege des Ausstellungswesens ein wichtiger Bestandteil der Düsseldorfer Kommunalpolitik. Diese Ausstellungen, vor allem die großen Industrie- und Gewerbeausstellungen von 1852, 1880 und 1902, standen wesentlich im Dienst der Wirtschaftsförderung, darüber hinaus war aber schon die Ausstellung 1902 weitgehend von städtebaulichen Gesichtspunkten bestimmt. Von ihr sind für die Entwicklung Düsseldorfs, namentlich für die bauliche Ausgestaltung des rechten Rheinuferes, überaus produktive Kräfte ausgegangen, die in ihren Auswirkungen heute noch deutlich spürbar sind.

Der Rhein als städtebaulicher Faktor.

Um 1900 brach sich die Erkenntnis Bahn, daß Düsseldorf nicht am Rheine liege, an der großen Schicksalsachse, die doch den baulichen Charakter fast aller Rheinstädte maßgeblich bestimmte, daß sich Düsseldorf vielmehr unnatürlicherweise vom Rheine fortentwickle. So ergab sich die Gegensätzlichkeit in der äußeren Erscheinung dieser Stadt: Vom Rheine her bot sie, durch Jahrhunderte unverändert, das Bild eines geruhsamen Städtchens — landeinwärts hatte sich, ein Gebilde für sich, das neue Düsseldorf entwickelt, das in wenigen Jahrzehnten von 95 000 (1880) auf 213 000 Einwohner (1900) angewachsen war. Die Planung der Ausstellung 1902 leitete dann die Wandlung ein. Der gemeinsame Wille von Wirtschaft und Verwaltung, diese Ausstellung unmittelbar am Strome zu errichten, führte zunächst zum Bau der Rheinufersperrmauer mit vorgelagerter tief liegender Werftstraße, zur Verschiebung des Ufers in das Strombett um durchschnittlich 30 m und damit zur Aufhöhung und Trockenlegung der sog. Golzheimer Insel. So wurde ein Ausstellungsgelände von rd. 40 ha gewonnen, das nach Beendigung der Ausstellung als unmittelbare Fortsetzung des Hofgartens die Freiflächenpolitik wie auch die Bebauung des rechten Rheinuferes nachhaltig beeinflusste. Im weiteren Ausbau dieses Geländes wurde die Rheinufersperrmauer nach Norden ausgebaut und nur an der östlichen Seite für eine aufgelockerte Bauweise freigegeben. Die durchschnittlich 300 m breite und in der Nord-Süd-Richtung etwa 3,5 km lange Fläche, der Rheinpark, blieb dagegen als Ausstellungsgelände frei. Hier fand, wie erinnerlich, als letzte große Düsseldorfer Ausstellung die „Gesolei“ 1926 statt.

Die Hinwendung zum Rhein beherrschte die Politik der Stadtverwaltung auch in vielfacher anderer Hinsicht. Sie war der Kern des Ideenwettbewerbes, der 1911 zur Erlangung eines einheitlichen Bebauungsplanes durchgeführt wurde. Im Rahmen dieser Planung war nicht nur der Neubau eines Rathauses unmittelbar am Rhein und die Errichtung einer zweiten festen Rheinbrücke im Stadtzen-

trum, sondern auch die Verlegung der staatlichen Kunstakademie in das noch völlig ländliche Nordgebiet der Stadt in Aussicht genommen. Verhandlungen mit dem Staate führten 1912 zum Abschluß eines Vertrages, in dem die Stadt sich verpflichtete, am Rhein, in der Nähe der Schnellenburg ein Baugelände von 12,3 ha zur Verfügung zu stellen und darauf auf ihre Kosten und Gefahr die erforderlichen Neubauten für die Kunstakademie nebst den

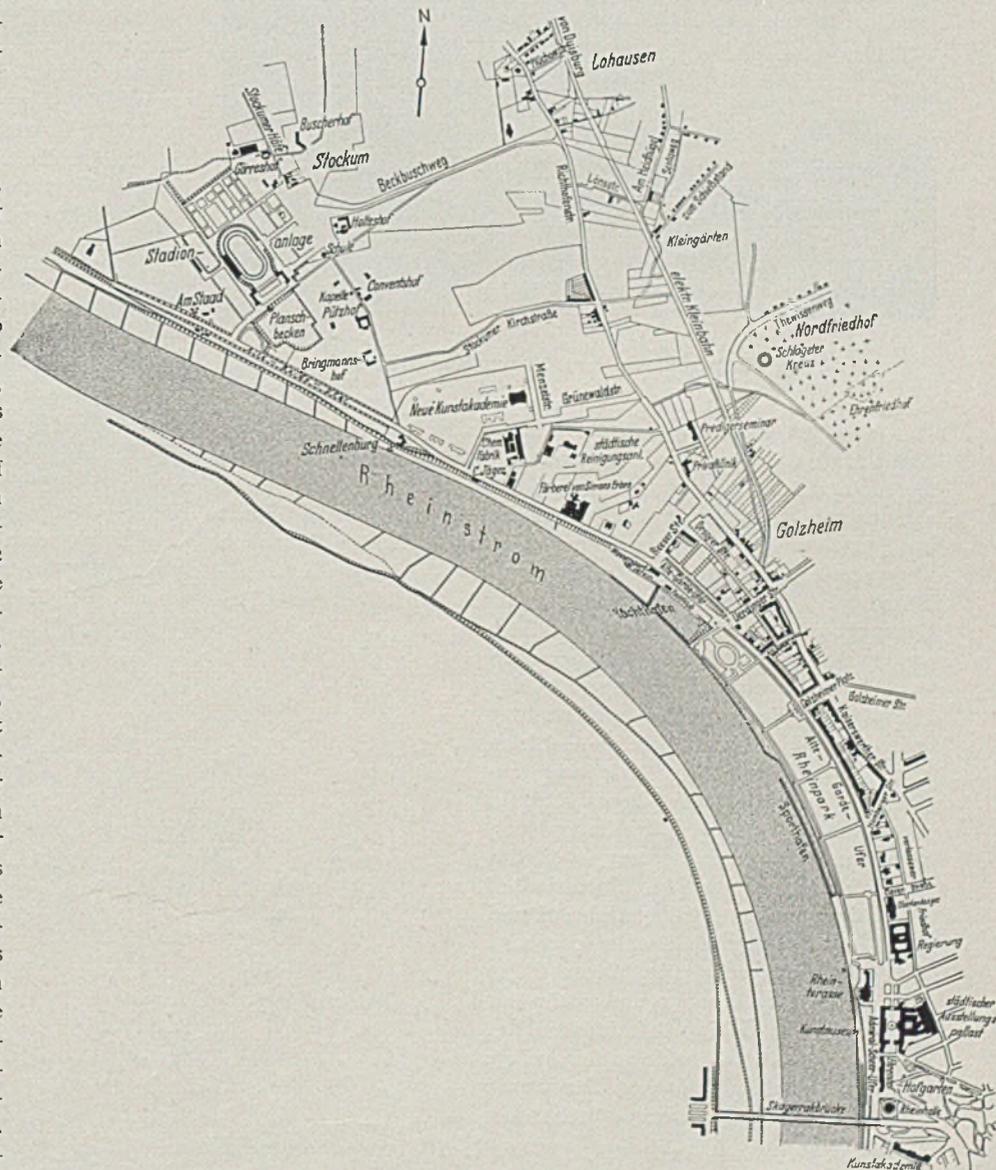


Abb. 1. Das rechtsrheinische Ufer mit dem Rheinpark und dem Ausstellungsgelände vor der Planierung.

Wege- und Gartenanlagen zu errichten. Das Gelände sollte am Rhein 340 m Front erhalten und vom Strom durch die Fortsetzung der Rheinufersperrmauer getrennt sein. Der größte Teil der erforderlichen Flächen war von der Stadt damals bereits erworben. Das

und Bodens war bereits im Besitz der Stadt. Notwendige Erweiterungen und Abrundungen waren zu erträglichen Bedingungen durchaus möglich. So erwarb die Stadt vor und nach eine Grundfläche von ungefähr 120 ha, die sich westlich in einer Breite von mehreren Kilometern auf den Rhein stützt. Im Osten rückt sie bis an den Nordfriedhof und an die Siedlungen auf der Golzheimer Heide heran, im Süden hatte sich die Bebauung hauptsächlich an der Ausfallstraße nach Duisburg schon merklich vorgeschoben, während im Norden das Rheinstadion und das landwirtschaftlich genutzte Gelände von Stockum und Lohausen vorgelagert ist. Ausschlaggebend dafür, dieses Gelände als Ausstellungsstadt auszugestalten war jedoch in der Hauptsache, daß damit zugleich die Möglichkeit gegeben war, die geplante Schaffung der Schlageter-Ehrenstätte und der Schlageterstadt als wesentliche Bestandteile in die Gesamtplanung einzubeziehen und damit ein einheitliches städtebauliches Programm aufzustellen, das der Stadt Düsseldorf auf lange Sicht ein genügend großes Ausstellungsgelände in hervorragender landschaftlicher und verkehrlicher Lage sichert. Das eigentliche Ausstellungsgelände unter Einbeziehung der Schlageterstadt wird im Norden von der Gustav-Kossinna-Straße, im Süden von der Julius-Schreck-Straße, im Westen vom Rheinstrom begrenzt. Den östlichen Abschluß bildet die Richthofenstraße, die als völlig neue Verkehrsstraße in Richtung Düsseldorf—Duisburg in einer Breite von 50 m genau rechtwinklig zur Achse Schlageterkreuz—Akademiegebäude verläuft.

herzurichten, und es verlohnt schon, wenigstens in einigen Zahlen den Umfang dieser Arbeit, die nicht zuletzt als Arbeitsbeschaffungsmaßnahme für die Sozialpolitik der Stadt Düsseldorf von allergrößter Bedeutung gewesen ist, anzudeuten. In 375 000 Tagewerken im städtischen Eigenbetrieb und 75 000 Unternehmertagewerken mußten 750 000 m³ Erde bewegt werden, um das 700 000 m² große Planum herzurichten. An befestigten Plätzen und Wegen sind 275 000 m² vorhanden, für rd. 4000 Autos wurden Parkplätze von insgesamt 60 000 m² geschaffen. Für den Eisenbahnanschluß zum An- und Abtransport der Güter mußte ein 4500 m langer Gleisanschluß hergestellt werden. Ferner wurden im Unternehmerbetrieb hergestellt rd. 90 000 m² Kleinpflaster- und Plattenbefestigung und 45 000 m² Teermakadam-Befestigung; 15 000 m Bordsteine wurden gesetzt. Zu diesen Arbeiten des Straßenbauamtes kommen die des Kanal- und Wasserbauamtes. Zur Entwässerung des Ausstellungsgeländes mußten 11 000 lfd. Betonrohrkanäle, 450 lfd. Betonkanäle und 280 m Mauerkanäle gebaut werden. Im Mittelpunkt dieser Arbeiten steht die neue Hochwasser-Pumpstation mit einer Leistung von 5 m³/sec. Dieses Pumpwerk dient in erster Linie als Hochwasserabfluß der Düssel. Im Zusammenhang hiermit mußte ein Verbindungsbauwerk mit Kanaldücker, das bisher größte Bauwerk dieser Art in Düsseldorf, gebaut werden. Ferner wurden 500 Sinkkästen eingebaut und 4000 lfd. Hausanschluß verlegt. Die großen Bauwerke des Kanal- und Wasserbauamtes wurden als ein wesentlicher Teil der Ausstellung, Gruppe Bauwesen, gelegentlich der Tagung der Fachgruppe Abwässer der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen von den Tagungsteilnehmern besichtigt.

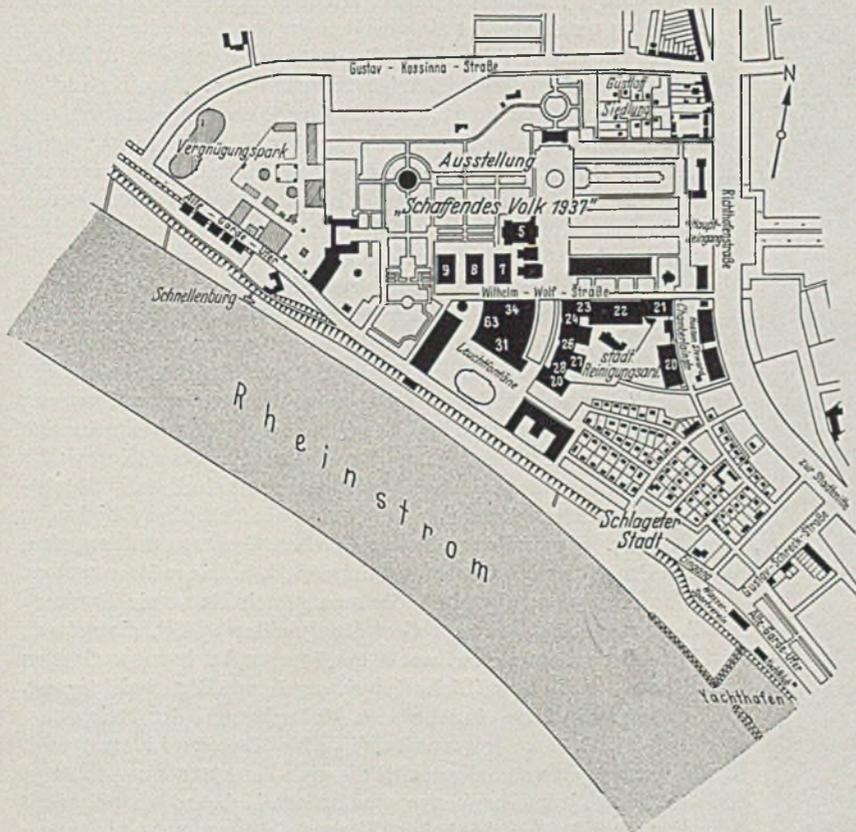


Abb. 4. Das Gelände der Reichsausstellung „Schaffendes Volk“.

Die Ausstellungsbauten: Schlageterstadt und Wilhelm-Gustloff-Siedlung.

Bei den Ausstellungsbauten ist zwischen drei Gruppen zu unterscheiden: Dem Baukörper der ehemaligen Kunstakademie, den Wohnungsbauten der Schlageterstadt bzw. den Heimstätten der Gustloff-Siedlung und den eigentlichen Ausstellungshallen. Das massive Akademiegebäude wurde seiner zentralen Lage wegen zum Mittelpunkt der Ausstellungsstadt erhoben. Allerdings machte die einheitliche architektonische Gestaltung an diesem Baukörper Veränderungen notwendig. Die kleineren seitlichen Anbauten mußten niedergelegt werden. Im Inneren wurden keine Veränderungen vorgenommen, da die Ateliers ohne weiteres als technische Büroräume übernommen werden konnten.

Die Schlageterstadt ist, weit entfernt von dem Typenbau der Stadtrand-siedlung, als Gemeinschafts-siedlung gedacht. Es ist bewußt davon Abstand genommen worden, die einzelnen Wohnhäuser wie an einer Schnur aufgereiht an einer geradlinigen Straßenflucht zu errichten, vielmehr ist das Gelände in seiner früheren Zweckbestimmung und in seinen natürlichen Gegebenheiten nach Möglichkeit in vollem Umfange beibehalten worden. Dennoch ist in der Anlage jeder romantisierende Einschlag vermieden worden. Die Gesamtanlage entspricht lediglich dem echten nieder-rheinischen Baucharakter. Im Einzelbauwerk wurden ausnahmslos deutsche Baustoffe, vorwiegend Holz und gebrannter Ziegel, verwendet. Die Außenseiten wurden weiß geschleimt. In der Innengestaltung war dem Bauherren und seinem Architekten freier Spielraum gewährt; es war deshalb nicht erforderlich, irgendwie auf neuzeitliche Ausstattung zu verzichten. So

Bezeichnung der Numerierung:	
Nr. 5 Hauptverwaltungsgebäude (Alte Akademie),	Nr. 22/24 Halle Eisenverarbeitung und Nicht-eisenmetalle,
„ 7 Halle Holz,	„ 26/27 Halle Kunststoffe, Buna, Textilien,
„ 8 Halle Handwerk,	„ 29 Halle Keramik und Glas,
„ 9 Halle Reichsnährstand, Nahrungs-, Genuß- und Haushaltsmittel,	„ 31 Hauptrestaurant,
„ 20 Halle Bauwesen,	„ 34 Stelle Reichsgruppe Industrie: Industrie-siedlung,
„ 21 Ehrenhalle des werktätigen Volkes und Treibstoffe,	„ 63 Kongreß-Saal.

Die Reichsausstellung „Schaffendes Volk“ verfügt damit über eine Grundfläche von 780 000 m², während die Gesolei noch mit 360 000 m² ausreichte. (Pariser Weltausstellung 800 000 m².) Schon räumlich stellt das Unternehmen die größte Ausstellung dar, die bisher in Düsseldorf und auch in Deutschland gezeigt wurde. Mehrere Jahre waren nötig, um das Ausstellungsgelände

ist insgesamt eine Musterstadt von 86 Häusern entstanden, die bis auf 6, die als Schauobjekte dienen, bewohnt sind. Die Schlageterstadt stellt das Gemeinschaftswerk von einer ganzen Reihe Architekten dar, ein Beweis dafür, daß es durchaus möglich ist, auch im Wohnungsbau die verschiedenen Ansichten auf einen einheitlichen künstlerischen Nenner zu vereinigen.

Der Gemeinschaftsgedanke liegt auch der Wilhelm-Gustloff-Siedlung zugrunde, die vom Gauheimstättenamt, Gau Düsseldorf, an der Nord-Ostseite errichtet wurde. Das Amt konnte aus nahe-



Abb. 5.



Abb. 6.



Abb. 7.

liegenden Gründen nicht alle Wohnungsgattungen, zu einer gemischten Siedlung vereint, zur Darstellung bringen; es hat daher den wichtigsten Teil für den Arbeiter-Wohnungsbau herausgegriffen

und gebaut, nämlich eine geschlossene Kleinanlage von 14 Heimstätten-Siedlungen, die, um einen Anger entsprechend gruppiert, schön und richtig gefühlt sein dürften. Diese Siedlerstellen halten sich bez. der Belastung im Rahmen der gesetzlichen Bestimmungen; keine liegt über 30,— RM im Monat. Die Heimstätte enthält im Erdgeschoß Arbeitsküche (7,20 m²), Wohnküche (14,86 m²) und Elternschlafzimmer (12,94 m²), ferner die erforderlichen Wirtschaftsräume und Kleinviehställe. Im Obergeschoß sind je nach der Größe der Familie 2 oder 3 Kammern mit einer nutzbaren Fläche von insgesamt 24,89 m² vorgesehen. Zu jeder Heimstätte gehört ein auskömmlicher Garten für die eigene Obst- und Gemüseerzeugung. Hervorzuheben ist noch, daß versucht worden ist, den Hausteil vom Stallteil zwar räumlich zu trennen, aber durch einen überdachten Arbeitsplatz eine organische Verbindung zu gewährleisten. Auch über die Wirtschafts- und Stallteile gartenwärts legt sich das Hauptdach des Siedlerhauses selbst, ohne einen Stallanbau anzukleben. Auch ist an einen Unterstellraum zwischen Stall und Wohnhaus gedacht zur Aufnahme von Fahrrädern, Karren, Gartengeräten, Düngemitteln u. dgl., um zu vermeiden, daß später die unschönen Anbauten folgen, die schon so viele Siedlungen veranstaltet haben. Inmitten der Mustersiedlung ist außerdem eine Siedlerschule errichtet worden.

Die Hallenbauten der Reichsausstellung.

Schlageterstadt und Wilhelm-Gustloff-Siedlung sind zwar Bestandteile der Reichsausstellung, aber doch als Daueranlage gedacht. Das unterscheidet sie von den großen Ausstellungshallen, die nach Beendigung der Ausstellung ihren Zweck erfüllt haben. Diese Hallen sind demnach reine Zweckbauten. Das berechtigt zwar nicht zu willkürlichen Experimenten, aber es gestattet, wie Prof. Fahrenkamp, der Erbauer des großen Hauptrestaurants mit Festsaal, mit Recht hervorhebt, dem Architekten immerhin, sich zu einem architektonischen Wunschbild zu bekennen, soweit sich das mit dem Wesen der Ausstellung, mit der Planung und dem Umriß des Gesamten verträgt. So gesehen durfte schon die Halle des deutschen Baugewerbes ihre besondere Form haben, wie es tatsächlich der Fall ist, und die monumentalen Bauten mit dem Festplatz am Rhein mußten geradezu etwas Wesentliches aussagen. Das eine wie das andere Bauwerk mußte „von Grund auf wachsen, den sachlichen Anforderungen schon im Grundriß vollauf gerecht sein, schließlich aber nicht ins Ungemessene schießen, vielmehr sich maßvoll, unbedrängt und sinnfällig darbieten“. So allein erklärt sich, daß diese Hallen nicht nur dazu bestimmt sind, Ausstellungsgegenstände aufzunehmen, sie selbst sind ein Teil, sind Objekt der Ausstellung. Sie sind deshalb den gleichen Gesetzen unterworfen, die den Charakter des Ganzen bestimmen, d. h., sie müssen erstens den Forderungen entsprechen, die man gemeinhin an ein Bauwerk als Ausdruck künstlerischen Gestaltungswillens stellt, sie müssen zweitens ihrem besonderen Zwecke genügen, und drittens verlangen die Gebote der Wirtschaftlichkeit weitestgehende Berücksichtigung.

Diese Ansprüche sind bei den Hallenbauten der Reichsausstellung erfüllt. Ihre künstlerische Gestaltung wird den Forderungen vollauf gerecht, die eine Kunststadt vom Range Düsseldorfs an jedes Bauwerk zu stellen hat, insbesondere aber dem künstlerischen Willen, der bei der Verwirklichung des Ausstellungsvorhabens zu berücksichtigen war. Sie erfüllen ihren besonderen Zweck, indem sie in ihrer Gestaltung „den wahrhaftigen Forderungen der Gegenwart — mithin auch der Zukunft genügen“ (Fahrenkamp). Sie sind wie jedes andere Bauwerk an den Raum gebunden, aus der Landschaft heraus erhalten sie ihre Belebung, und darin liegt die innere Übereinstimmung der Ausstellungsbauten mit der dauerhaften Architektur. Endlich waren bei allem die Notwendigkeiten zu berücksichtigen, die sich aus der gegenwärtigen deutschen Rohstofflage, d. h. aus dem Programm des zweiten Vierjahresplanes ergeben. Hierin liegt wohl das wichtigste Moment, denn die Übersetzung der aus diesem Programm sich ergebenden wirtschaftlichen Notwendigkeiten in die technische und künstlerische Form verlieh auch den Ausstellungshallen über ihren unmittelbaren, zeitgebundenen Zweck hinaus neuen Sinn und tiefere Bedeutung. Vor allem war es die Umstellung von der devisen-

gebundenen Rohstoffwirtschaft auf vorhandene deutsche Rohstoffe, die das Kernstück der gesamten Reichsausstellung ausmacht und die demgemäß auch beim Hallenbau zu berücksichtigen war. So hat die Ausstellung der Verwendung des deutschen Rohstoffes „Holz“ auch beim Hallenbau einen großen Umfang eingeräumt.

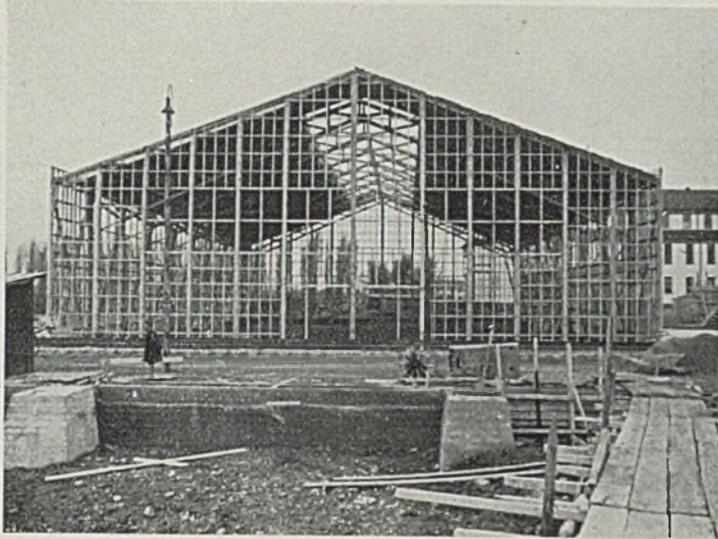


Abb. 8.

Die Holzhallen.

Wenn große Holzhallen (Ausstellungshallen) derart mit einer Deckenkonstruktion überdeckt werden, daß die Decken und Dachlasten auf Pfosten oder Pfeilern ruhen, so werden diese verständlicherweise immer als ein Hindernis betrachtet werden müssen. Dieser Übelstand gab Veranlassung, andere Wege einzuschlagen und von früher üblichen Konstruktionen abzugehen. So entstanden dann auf der Reichsausstellung „Schaffendes Volk“ Holzkonstruktionshallen mit freitragenden Längen bis zu 35 m. Bei der Halle 7 („Die deutsche Holz- und Forstwirtschaft“) handelt es sich darum, den Raum von 35 m Breite und 60 m Länge freitragend zu überspannen. Die Gebäudeumrisse, also auch die äußere Dachform, waren gegeben. Es wurde eine Binderentfernung von 6 m gewählt, woraus sich 10 Felder bzw. die Anordnung von 10 Bindern ergab. Für die Haupttragkonstruktion (Binder) wurden Dreigelenkbogen

angeordnet. Die Wandausbildung der Seiten war 12 m hoch vorzusehen. Der seitliche Winddruck wird durch die Wandausfachung auf den Binder übertragen. Um bei der windsicher ausgebildeten Giebelkonstruktion nach innen vorspringende Windstützen zu vermeiden und damit einen in der Längsachse vollkommen freien Raum zu erhalten, wurde der auf den Giebel anfallende Winddruck durch Giebelpfosten, die vom Fundament bis zur Dachhaut gespannt wurden, je hälftig auf das Fundament und in die Dachhaut übergeleitet. Die Auflagerung auf der Dachhaut bildete ein in derselben vorgesehener Windträger, der also auf die Hallenbreite von 35 m frei zu spannen war und bei dem außerdem die durch die Dachform bedingte Knickung zu berücksichtigen war. (Er liegt unter dem Sparren.) Der Windträger wurde auf einer Rahmenausbildung aufgelagert, die jeweils in den Endfeldern der Längswände vorgesehener war. Diese Giebelausbildung ist bei beiden Giebeln die gleiche. Ausführung: Arbeitsgemeinschaft der Firmen Holzbau Kübler, Koblenz, und Heinrich Philippen, Düsseldorf.

Nach dem gleichen System wurden die Hallen 8 („Halle des Handwerks“) und 9 („Reichsnährstand, Nahrungs- und Genußmittel, Haushaltsbedarf und verwandte Industrien“) erbaut. Ausführung: W. Gregorius, Düsseldorf.

Der Kongressaal mit einem trapezförmigen Grundriß von ca. 36 m mittlerer Breite und 42 m mittlerer Länge war ursprünglich vollkommen freitragend überdacht geplant. Nach den Plänen Prof. Fahrenkamps wurden aus Gründen der Raumentwicklung 4 Stützen angeordnet. Das Tragwerk wurde in 2 Haupt-

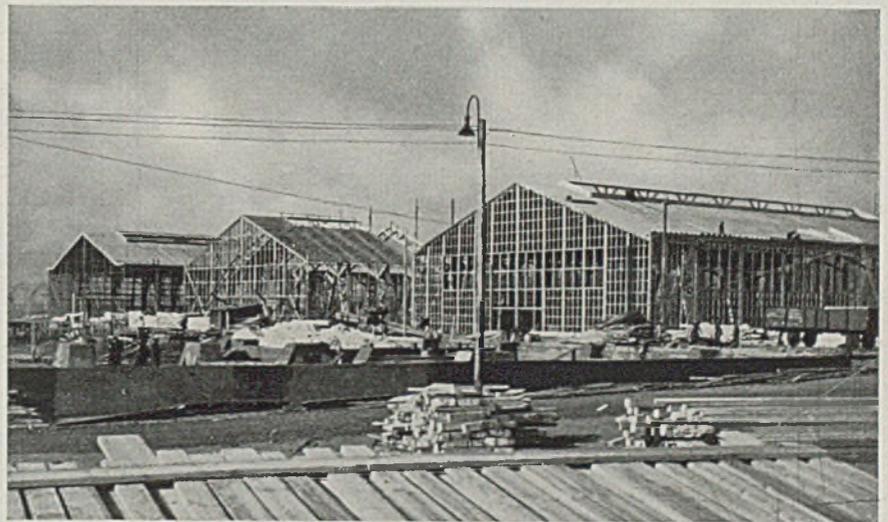


Abb. 10.



Abb. 9.



Abb. 11.

unterzüge aufgeteilt, die quer zur Längsachse laufen und in die strahlenförmig in der Längsachse angeordneten Binder aufgelagert sind. Diese wirken nach der Verkleidung als strahlenförmig angeordnete Unterzüge. Durch die Stützenanordnung und durch die

und konstruktive Durchdringung der Konstruktion wurde ingenieurtechnisch einwandfrei bewerkstelligt. Ausführung: Arbeitsgemeinschaft der Firmen Holzbau Kübler, Koblenz, und Heinrich Philippen, Düsseldorf.

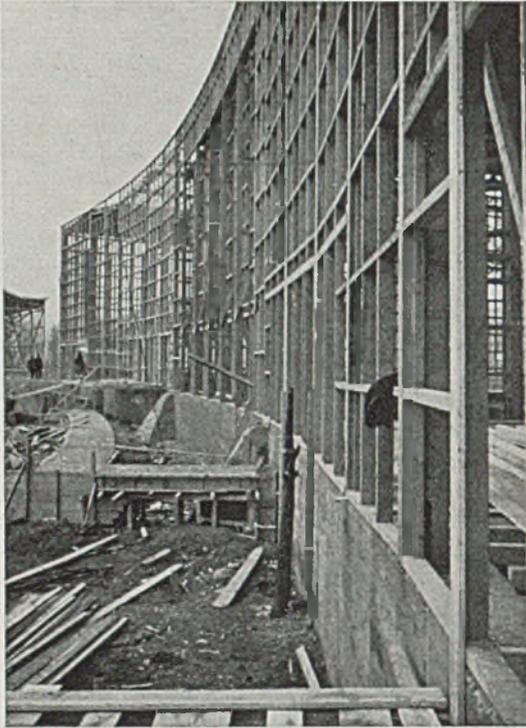


Abb. 12.

Unterzugaufteilung der Deckenansicht ist eine großartige Raumwirkung erreicht worden. Die Kongreßhalle bildet das Mittelstück des Baukomplexes Kongreßhalle-Hauptrestaurant. Sie ist mit den umliegenden Ausstellungshallen organisch verbunden. Die seitlich angebauten Ausstellungshallen mit je beidseitig angeordneten eingespannten Fachwerkstützen nehmen den seitlich anfallenden Winddruck auf. Für die auf die Kongreßhallen-Giebel anfallenden

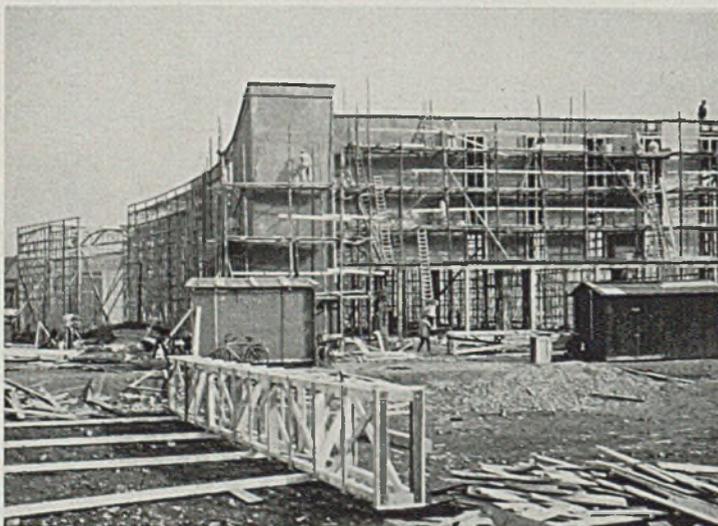


Abb. 13.

Winddrucke wurde oberhalb der Decke ein horizontal gespannter Windträger vorgesehen, der auf die in den Seitenwänden der anschließenden Hallen angeordneten Windböcke aufgelagert ist.

Das gesamte Holztragwerk ist in der Holzbauweise Kübler erstellt worden unter Verwendung der Knotenpunktarmierung mit doppelkegelförmigen Hartholzdübeln. Die statische Berechnung



Abb. 14.

Die Hallen 20 und 38 sind gleichfalls in Holzkonstruktion, und zwar nach dem System der Fa. Stephansdach in Niederbreisig a. Rh. erbaut. Die Halle 20 gliedert sich in die Haupthalle, den hinteren Anbau, den vorderen Anbau, die Verbindungshalle, die kleine Halle und 4 Fronttürme.

Die Haupthalle hat eine äußere Breite von 28 m bei einer äußeren Länge von 82,48 · 85,08, infolge zweimal mäßig geknickten Grundrisses. Die Firsthöhe ist 11,95 m bei 12 m Attikahöhe der Wände. Die Länge ist in 13 Felder geteilt, deren Dachlasten und Längswandwindlasten durch 12 freitragende bis auf die Fundamente reichende Zweigelenkrahmenbinder „Bauart Stephan“ übernommen werden. Die Giebel erhielten je 5 von den Fundamenten bis in das Dach gehende unten eingespannte Gitterstützen zur Aufnahme der Winddrücke und Dachlasten. Längs- und Giebelwände wurden, soweit nicht Verbindungen zu dem vorderen und hinteren Anbau offenglassen wurden, ausgefacht und, wo erforder-



Abb. 15.

lich, entsprechend verstrebt. — Der hintere Anbau hat eine äußerer Breite von 8 m bei einer äußeren Länge von 48,04 m. Er läuft an der hinteren Längswand von der Haupthalle und besitzt eine lichte Höhe von 6,20 m bis an die Binder bei einer Attikahöhe von 7,50 m. Die 6 Binder sind Vollwandträger, die einerseits auf den Bindern der Haupthalle, andererseits auf gekuppelten bis auf die

Fundamente reichenden Stützen ruhen. Die Giebel haben ebenfalls gekuppelte Stützen, die Ausfachung und Verstrebung der Längswand und der Giebel erfolgt wie bei der Haupthalle. — Der vordere Anbau hat eine äußere Breite von 8 m bei einer äußeren Länge von 82,48 m, er läuft an der vorderen Längswand der Haupthalle und besitzt eine lichte Höhe von 7,30 m bis an die Binder bei einer Attikahöhe der Wände von 8,50 m. Die Binderzahl ist 12; deren Ausführung und die der Wände ist die gleiche wie beim hinteren Anbau. — Die Verbindungshalle ist die Fortsetzung des vorderen Anbaues bis an die kleine Halle. Sie hat also ebenfalls eine äußere Breite von 8 m bei einer Länge von 20,29 m bei mäßig geknicktem Grundriß. Die 4 Binder, die wie bei dem hinteren und vorderen Anbau ausgeführt wurden, ruhen beiderseitig auf gekuppelten Stützen. — Die kleine Halle hat eine äußere Breite von 16 m bei einer äußeren Länge von 25,20 m. Die Firsthöhe ist 8,45 m bei 8,50 m Attikahöhe der Wände. Die Länge ist in 4 Felder geteilt, deren Dachlasten und Längswandwindlasten durch 3 bis auf die Fundamente reichende Zweigelenkrahmenbinder übernommen werden. Die Giebel, von denen einer zur Hälfte auf den Anschluß der Verbindungshalle entfällt, erhielten gekuppelte Stützen. — Die 4 Fronttürme haben je eine äußere Breite von 7,28 m bei einer äußeren Länge von 11,28 m und einer Attikahöhe von 12 m. Sie haben massiven 3,10 m hohen Unterbau, welcher die Eingänge enthält. Die Türme 1 und 4 sind an die Flanken des vorderen Anbaues bzw. der kleinen Halle angeschlossen, die Türme 2 und 3 z. T. an den vorderen Anbau bzw. an die Verbindungshalle ein- und angebaut. Die Turmwände sind ausgefacht und verstrebt wie die Wände

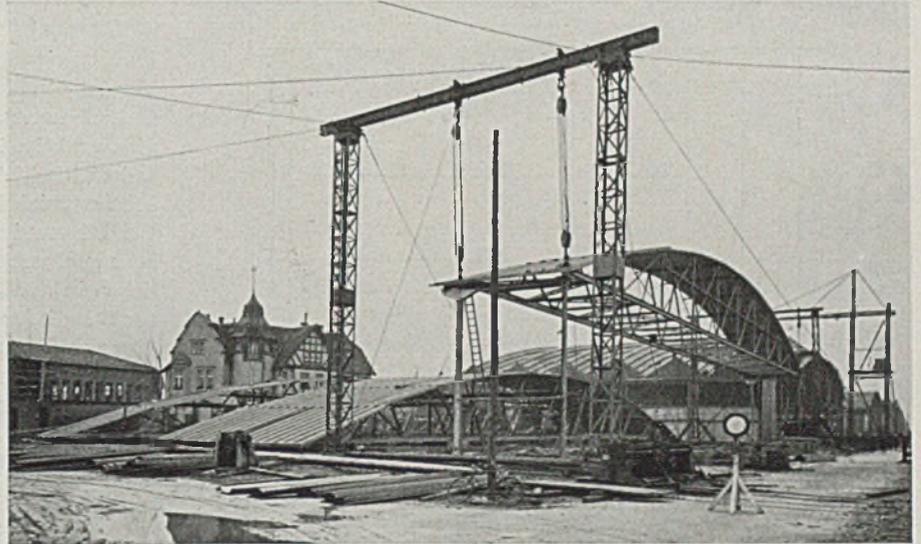


Abb. 17.

wegen ihrer konstruktiven Eigenart besonderes Interesse beanspruchen dürfen: Die Halle 23, die von der Friedrich Krupp AG.-Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, in Gemeinschaft mit den Firmen Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf und Eikomag, Düsseldorf-Benrath, erstellt wurde, und die Halle 22, von der Vereinigte Stahlwerke AG. Düsseldorf nach dem System Hünnebeck von der Dortmunder Union erbaut.



Abb. 16.

des hinteren Anbaues. Über den Eingängen sind Decken in die Türme gelegt. Sämtliche Bauten ruhen auf Betonfundamenten, die die lotrechten Lasten und waagerechten Schübe auf den tragfähigen Boden zu leiten haben. Sämtliche Dächer sind mit Pappe eingedeckt.

Baustoff Stahl.

Neben den neuzeitlichen Holzkonstruktionsmethoden mußte die Ausstellung selbstverständlich auch die Fortschritte in der Stahlbauweise bei großen Hallenbauten berücksichtigen. Nicht nur, daß die Reichsausstellung in einem Wirtschaftsraum stattfindet, der sich im wesentlichen auf die Eisengewinnung und -verarbeitung stützt — allein die Tatsache, daß die Montanindustrie in hervorragendem Maße an der Ausstellung beteiligt ist, legte es

1. Beschreibung der Hallenbauart Krupp. Die Hallen 21, 23, 25, 27 und 29 haben eine Lichtraumgröße von 60×35 m und sind mit Blechen von 4 mm Stärke abgedeckt. Diese Bleche sind durch Abkanten in eine Wellenform gebracht mit einer Wellenteilung von 635 mm. Die abgewinkelte Blechbreite ist 800 mm. An den Längsstößen sind die Bleche hochgekantet und miteinander verschraubt. An den Stellen des Daches, wo von den Untergurten große Kräfte in die Bleche geleitet werden, sind diese 6 mm stark gehalten. Zur besseren Kräfteverteilung ist der Untergurtanschluß in 3 Teilanschlüsse auseinandergezogen. Die Dachbleche stoßen gegen Pfetten, wo die Schrägflächen der Bleche durch Winkel angeschlossen sind. Die waagerechten Teile der Dachbleche sind über und unter der Pfette hinweggelascht. Diese Konstruktion wird bei neueren Bauwerken nicht mehr ausgeführt. Es werden vielmehr die Bleche überlappt gestoßen. Über und unter diesen Stoß werden seiner Länge nach Winkel genietet, die die Pfette ersetzen. Die Binder mit einer Systemhöhe von 5 m haben keinen besonderen Obergurt. Dieser wird von der Dachhaut gebildet. Das Tragsystem der Dachhaut ist statisch betrachtet eine Kette aneinandergereihter Träger mit paarweise gemeinsamen Gurtungen, die von den Pfetten gebildet werden. Die Träger stützen sich an den Bindern. Die Berechnung erfolgt in erster Näherung so, als wenn die Verbindung der Träger untereinander gelenkig sei. In Wirklichkeit sind aber die Verbindungen steif, weil die Bleche miteinander verlascht sind. Hierdurch wird das Tragwerk hochgradig statisch unbestimmt. Bei der ersten Näherung bekommen die Randträger nahezu den gesamten Bogenschub der gewölbten Dachhaut, während sich für die zwischenliegenden Träger die Lasten fast gegenseitig aufheben. Durch Berücksichtigung der biegesteifen Verbindung der Dachbleche tritt ein Ausgleich der Kräfte auf, so daß die Randträger erheblich entlastet werden.

In der statischen Berechnung ist das Gewicht des Daches wie folgt angenommen: Dachhaut 47 kg/m², Aussteifkonstruktion 25 kg/m², Holzverschalung, Isolierung und Dachpappe zusammen 33 kg/m², also zusammen 105 kg/m². Hierzu Schnee mit 75 kg/m².

Für unvorhergesehene Lasten, wie z. B. eine innere Verkleidung der Dachhaut, sind noch 15 kg/m² sicherheitshalber eingerechnet. Die Binderuntergurte sind aus 2 [30 in St 52 gebildet, an deren Unterflansch 3 t-Katzen laufen. Bei neueren Ausführungen werden hier von Krupp I-Eisen gewählt. Die Binderabstände sind ein Vielfaches der Dachblechbreiten und betragen an den Enden 4,445 m und in den mittleren Feldern 8,890 m.

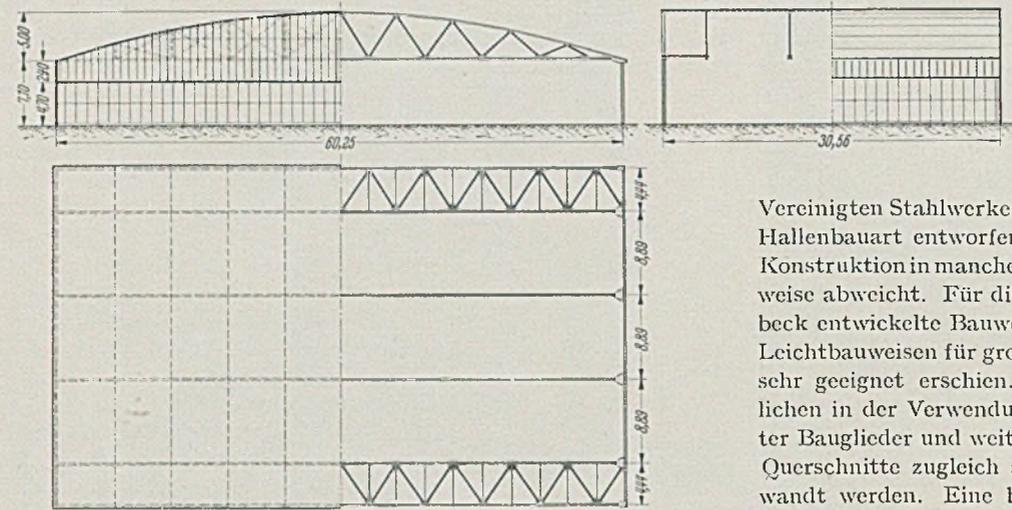


Abb. 18.

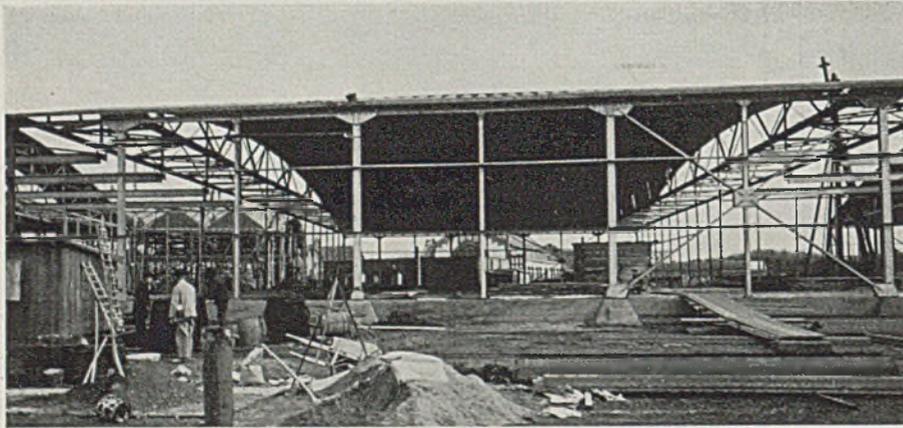


Abb. 19.

2. Beschreibung der Halle System Hünnebeck. Neben der vorbeschriebenen Bauweise haben die Vereinigten Stahlwerke im Laufe des vergangenen Jahres eine neue Hallenbauart entworfen, die Leichthalle, die in Ausführung und Konstruktion in mancher Hinsicht von der überlieferten Hallenbauweise abweicht. Für die Halle 22 wurde eine von Dipl.-Ing. Hünnebeck entwickelte Bauweise gewählt, die von den heute bekannten Leichtbauweisen für große Spannweiten zufolge ihrer Stabilität als sehr geeignet erschien. Diese Konstruktion besteht im wesentlichen in der Verwendung dünnwandiger entsprechend ausgesteifter Bauglieder und weiterhin darin, daß die statisch erforderlichen Querschnitte zugleich als Raumabschluß und Dachdeckung verwandt werden. Eine besondere raumabschließende und wasserdichte Dachhaut ist daher nicht erforderlich, wodurch eine weitere erhebliche Werkstoffersparnis erzielt wird. Diese wirkt sich insbesondere bei einer Ausstellungshalle günstig aus, bei der die sonst erforderliche Dacheindeckung beim Abbruch verlorengeht. Das Tragwerk besteht aus räumlich abschließenden, nebeneinanderliegenden gebogenen Hohlkörpern (Zweigelenkbögen), die zur Aufnahme des waagerechten Bogenschubes mit einem Zugband versehen sind. Zur Erzielung der erforderlichen Standfestigkeit sind die Oberflächen der Hohlkörper doppelt gekantet und außerdem in Abständen von etwa 6 m mit fachwerkartig ausgebildeten Querschotten versehen. Das gesamte Halleninnere ist feuerbeständig abgegrenzt, so daß bei einem Schadenfeuer die Standfestigkeit der tragenden Konstruktionen nicht beeinträchtigt wird, und außerdem sind keine Binder, Rahmen u. dgl. vorhanden, so daß das Bauwerk in hohem

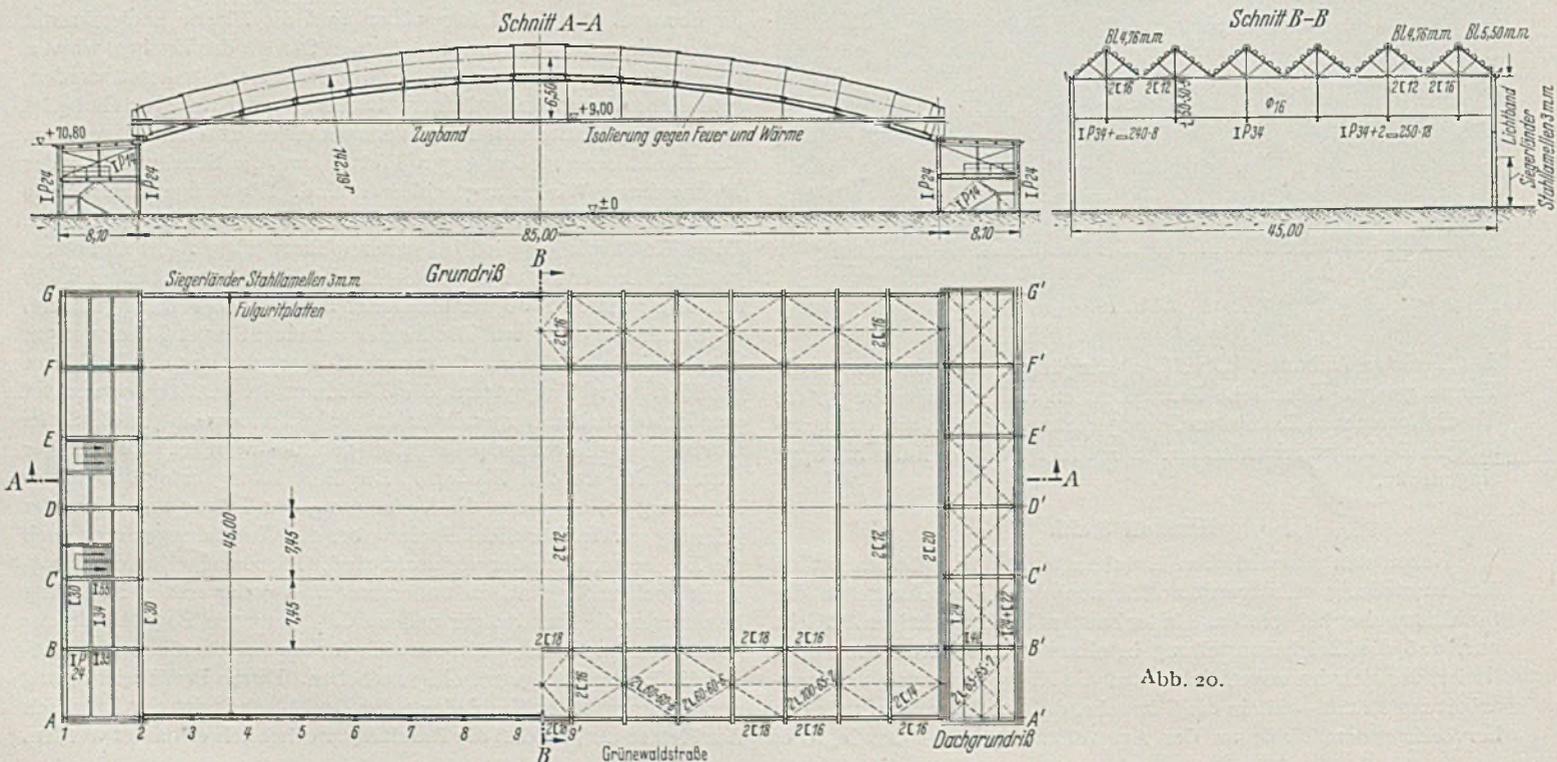


Abb. 20.

Maße unempfindlich ist gegen Störungen des Gleichgewichts, wie sie in Katastrophenfällen verursacht werden können. Bei einer Hallentiefe von 45 m beträgt die stützenlos überbrückte Spannweite 85 m, während die Höhe im Lichten sich auf 14 m in Hallenmitte beläuft. Die als Haupttragwerk dienenden 6 Zweigelenkbögen von dreieckigem Querschnitt bestehen aus 4,76 mm starken, doppelt gefalteten Stahlblechen. Da die auftretenden Seitenschübe durch vorgespannte Zugbänder übernommen werden,

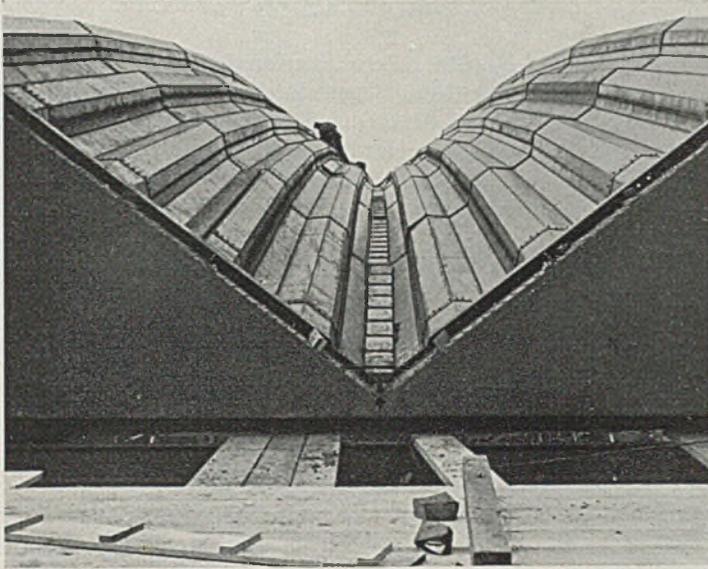


Abb. 21.

erhalten die als Auflager dienenden Anbauten nur Belastungen aus den senkrechten Auflagerkräften und den Windkräften. Die 8 m breiten Anbauten sind in üblichem Stahlgerippebau ausgeführt und zur Übertragung der Windkräfte mit senkrecht und waagrecht liegenden Diagonalverbänden versehen. Sie sind durch eine Trägerlage in 4 m Höhe über dem Hallenflur in zwei Stockwerke geteilt. Die auf die Stirnwand auffallenden waagerechten Windkräfte werden durch zwei in den äußeren Bögen in der Bogenlinie verlaufende Diagonalverbände aufgenommen. Zum Ausgleich der durch die Temperaturschwankungen und Belastungen verursachten Verschiebungen des Haupttragwerkes ist eines der beiden Widerlager auf Rollen gelagert.

Die beiden Hauptgiebelwände haben ein Skelett aus I-Stützen mit Ausriegelung erhalten. Die Stützen sind in den Fundamenten eingespannt und oben mit der Dachkonstruktion so verbunden, daß die Bewegungen der letzteren bei Temperaturschwankungen und Belastungen ausgeglichen werden. Das gesamte Bauwerk erhielt eine äußere Verkleidung aus 3 mm starken gebördelten Blechen (Siegerländer Stahllamellen), die an den Giebelwänden bis 5,24 m Höhe reichen. Hierüber sind die Giebelwände mit einer Verglasung aus Drahtglas in kittlosen Glasdachsprossen ausgefacht, die eine gute Beleuchtung der Halle gewährleisten. Zur Erzielung einer guten und glatten Innenwirkung sind die gebördelten Bleche mit Lignat-Isolierplatten verkleidet. Dasselbe Material gelangte auch zur Anwendung für den unteren Abschluß der Zwischendecke und des Daches der Anbauten. Für die Belüftung der Halle sind in den Scheiteln der bogenförmigen Hohlkörper entsprechende Entlüftungsschlitze vorgesehen, und zwar hat jeder Bogen zwei Schlitze 600 mm lang und 200 mm breit. Außerdem sind einzelne Felder der kittlosen Verglasung in den beiden Giebelwänden als

Schwingflügel ausgebildet. Als Baustoff der gesamten Stahlkonstruktion wurde St 37,12 verwandt. Die Verbindungen der den Raumabschluß bildenden gesamten Dachfläche sind sämtlich in der Längsrichtung geschraubt und in der Querrichtung genietet, so daß sie ohne Schwierigkeiten wieder demontiert werden können. Auch die die Außenwände bildenden Stahlbleche sind durchweg angeschraubt. Durch die Verwendung dieser verschiedenen Bauelemente, insbesondere auch durch die Tatsache, daß die vorbeschriebene Konstruktion eine besondere Dachhaut nicht erfordert, konnte somit in verhältnismäßig kurzer Zeit ein Bauwerk erstellt werden, das ohne erhebliche Verluste an Baustoffen und Arbeitszeit anderen Verwendungszwecken zugeführt werden kann. Die Dachhaut mit Verbänden und Zugband wurde von innen mit reiner Aluminiumfarbe gestrichen. Von außen wurden die Dachbleche mit einer Mennigeschicht versehen und erhielten einen Anstrich mit grauer Ölfarbe. Die Stützen und Verbände der Anbauten wurden schwarzblau gestrichen. An den Zugbändern des Haupttragwerkes ist ferner ein Elektrokran mit einer Laufkatze von 2 t Tragkraft angeklemt. In der statischen Berechnung des Haupttragwerkes ist eine Krankatze von 3 t berücksichtigt worden, so daß später auch eine größere Katze angebaut werden kann. Die Krananlage ist derart ausgeführt, daß durch die Anordnung eines Kranträgers zwischen zwei Zugbändern, eines Kranträgers zwischen drei Zugbändern und zweier Überfahrträger fast die gesamte Hallenfläche von der Katze bestrichen werden kann.

Die Ausführung der Halle lag in Händen der Dortmunder Union Brückenbau A.-G. Für die Montage wurden erst die beiden Seitenbauten mit Diagonalverbänden aufgestellt. Dann wurde ein Holzgerüst mit Holzstützen und I-Trägern parallel der Bogenlinie und Holzverschalung für zwei Bögen errichtet. Die Untergurte der fachwerkartigen Querschotten wurden nunmehr auf Druckstempel aufgelegt, die auf genaue Höhe eingestellt waren und mit dem Zusammenbau der Querschotten und des Diagonalverbandes in dem ersten Bogen begonnen. Dann folgten die Zugbänder für die beiden Bögen, die in der Rüstung aufgehängt wurden. Die Widerlager

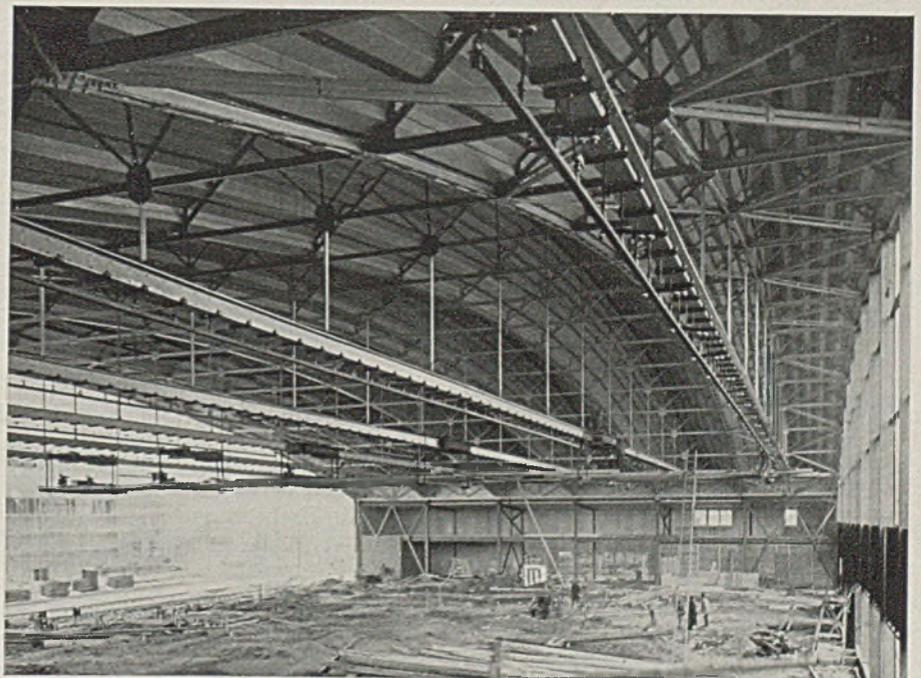


Abb. 22.

wurden aufgestellt und die Dachbleche befestigt. Nach Stellung der Rüstung für die nächsten beiden Bögen konnten diese in ähnlicher Weise montiert werden. Die wichtigsten Montagegeräte waren ein Turmkran zum Hochziehen der Querschotten, Diagonalverbände und Dachbleche, und zwei Derrick-Krane zum Zusammenbau der Anbauten. Durch folgerichtige Anwendung dieser drei Krane wurde die Handarbeit auf ein Mindestmaß beschränkt.

Um ein gegenseitiges Verziehen der Bögen zu vermeiden, hatte die Dortmunder Union sich entschlossen, alle sechs Bögen erst nach Fertigstellung des letzten Bogens gemeinsam vorzuspannen und auf die Auflager aufzusetzen. Hätte man die Druckstempel der mittleren Bögen ohne Vorspannung des Zugbandes entfernt, so hätte sich das Rollenlager um 26 mm nach außen verschoben. Der Vor-

Spannung vorgespannt waren, wurden dieselben gebohrt und mit Laschen vernietet. Nunmehr konnte die Rüstung ohne Schwierigkeiten entfernt werden. Als letzter Montageschritt wurden dann die Giebelwandstützen mit Ausriegelung aufgestellt. Bei Betrachtung der Gewichte der Stahlkonstruktion muß berücksichtigt werden, daß die Dachhaut in die Gewichte mit eingeschlossen ist.

Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt etwa 640 t, wogegen das Haupttragwerk einschließlich Tragdachblechen, Verbänden, Widerlagern und Auflagerstützen 598 t ausmacht.

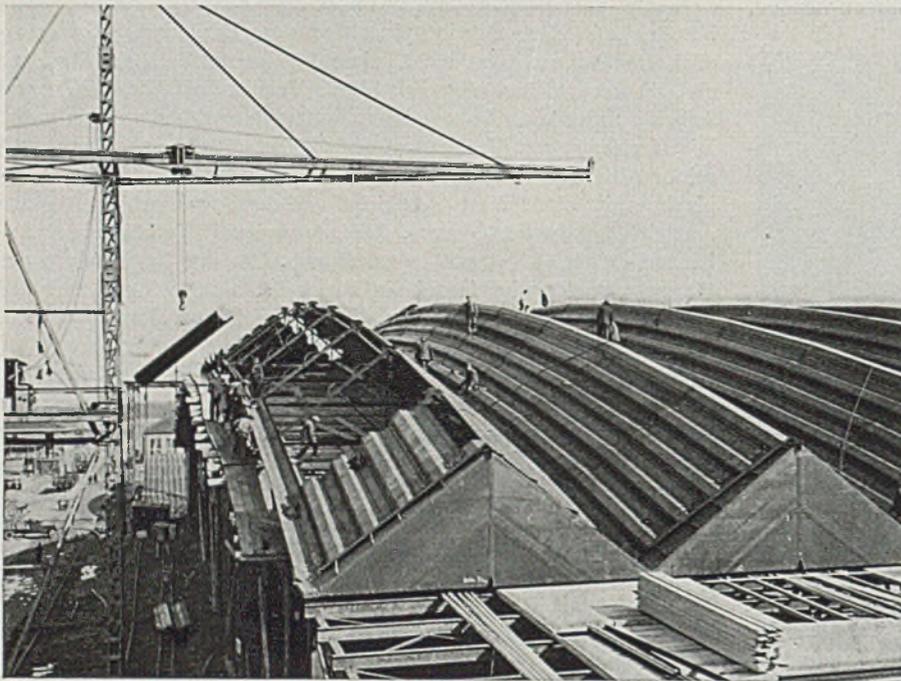


Abb. 23.

spannung des Zugbandes entsprach eine relative Rückverschiebung von 36 mm. Das Vorspannen des Zugbandes und Absetzen des Bogens wurde aber zugleich ausgeführt, so daß sich diese beiden Vorgänge zum Teil ausglich. Die Vorspannvorrichtung wurde in der Mitte der Zugbänder angebracht. Sie bestand aus zwei Wasserdrukpressen für jede Zugbandhälfte, die nach jedem Drücken durch mechanische Einstellung als Druckstempel die Vorspannung genau einhielten. Nachdem die Zugbänder auf die gewünschte

spannung vorgespannt waren, wurden dieselben gebohrt und mit Laschen vernietet. Nunmehr konnte die Rüstung ohne Schwierigkeiten entfernt werden. Als letzter Montageschritt wurden dann die Giebelwandstützen mit Ausriegelung aufgestellt. Bei Betrachtung der Gewichte der Stahlkonstruktion muß berücksichtigt werden, daß die Dachhaut in die Gewichte mit eingeschlossen ist.

Die Reichsausstellung „Schaffendes Volk“ ist mehr als die würdige Fortsetzung einer glanzvollen Ausstellungstradition der Stadt Düsseldorf. Auch von ihr gehen, in reichem Maße noch als 1902, zahlreiche städtebauliche Anregungen aus, die mit dazu beitragen werden, die Um- und Neugestaltung des rechten Rheinuferes im Düsseldorfer Stadtgebiet entscheidend zu fördern. Die in sicherer Aussicht stehende Kongreßhalle und der immer notwendiger werdende Neubau eines Rathauses werden die weiteren Etappen dieser Entwicklung sein. Düsseldorf hat sich seit Jahrzehnten wieder zum Rhein bekannt in der Überzeugung, daß der Schicksalsstrom auch über die Zukunft der westdeutschen Kunst- und Gartenstadt entscheidet.

Über diese lokale Bedeutung hinaus ist die Reichsausstellung in ihrer Gesamtheit eine eindrucksvolle Kundmachung deutschen Lebenswillens, die allen schaffenden deutschen Menschen der Stirn und der Faust zur Ehre gereicht. Die sinnvolle Verbindung von Land-

schaft, Kunst und Technik hat am freien deutschen Rhein ein Werk erstehen lassen, das in seinem Inhalt wie in seiner Form auf der Ebene eines höheren politischen Zweckes zu einer festen Einheit gestaltet ist. Möge es vom Ausland als das anerkannt werden, was es nach dem Willen seiner Schöpfer sein soll: Ein Beitrag zum Wiederaufbau des deutschen Vaterlandes.

Die Abb. 5, 7, 10 und 13 sind Aufnahmen von Oskar Söhn. Die Abb. 15 und 16 sind Aufnahmen von Foto-Henne, Düsseldorf.

ZYLINDERSCHALEN MIT VERÄNDERLICHEM KRÜMMUNGSHALBMESSEK UND VERÄNDERLICHER SCHALENSTÄRKE.

Von A. Aas Jakobsen, Norwegische Technische Hochschule, Trondheim.

(Schluß von Seite 422.)

II. Integration der Differentialgleichungen für M_n und W_n .

1. Integration durch Reihen.

Wir wollen W_n als Funktion von ξ suchen. Wenn Φ nur als Funktion von φ bekannt ist, kann man $\varphi = \varphi(\xi)$ als Umkehrung von:

$$(19) \quad \xi = \int_0^\varphi \frac{d\varphi}{\Phi}$$

finden und somit auch die Koeffizienten der Differentialgleichung (18) als Funktionen von ξ . Diese Umkehrung ist zulässig, da bei den für Schalen in Frage kommenden Querschnittskurven Singularitäten ausgeschlossen sind. Man kann selbstverständlich auch φ als unabhängig Veränderliche beibehalten, indem man beachtet, daß:

$$\begin{aligned} \overset{\circ}{f} &= \Phi f' \\ \overset{\circ\circ}{f} &= \Phi (\Phi f')' = \Phi^2 f'' + \Phi \Phi' f' \\ &\text{usw.} \end{aligned}$$

und diese Ausdrücke in Gl. (18) einführt.

Gewöhnlich wird es doch am einfachsten, die Gl. (18) zu lösen. Um die Integration mittels Potenzreihen durchführen zu können, müssen sich die Koeffizienten der Differentialgleichung (18) als Polynome oder Potenzreihen darstellen lassen. Ist Φ eine Funktion von ξ , so läßt sich eine Taylorsche Reihenentwicklung einführen. Wenn Φ als eine Funktion von φ gegeben ist und sich die Umkehrung von Gl. (19) nicht explicit darstellen läßt, so kann man näherungsweise die Koeffizienten der Differentialgleichung (18) als Polynome vom m-ten Grade ansetzen, und die Faktoren der Potenzen in den Polynomen so bestimmen, daß die Polynome in $m + 1$ Punkten des Schalenquerschnittes zur Übereinstimmung mit den vorhandenen Koeffizienten der Gl. (18) gebracht werden, indem die korrespondierenden Werte von φ und ξ durch Gl. (19) bestimmt sind.

Diese Annäherung ist zulässig, da der Verlauf der in Frage kommenden Funktionen sehr regelmäßig ist und vor allem, weil keine singulären Stellen auftreten. Die Gl. (18) nimmt dann folgende Form an:

$$(20) \quad P_8 \frac{d^8 W_n}{d \xi^8} + P_7 \frac{d^7 W_n}{d \xi^7} + P_6 \frac{d^6 W_n}{d \xi^6} + \dots + \frac{\lambda^4}{k} W_n = 0$$

P_k sind Potenzreihen von ξ , bzw. Polynome vom m -ten Grade von ξ .

Indem die in Frage kommenden Querschnittskurven in den angewandten Bereichen weder den Krümmungshalbmesser Null noch ∞ aufweisen können, sind die Koeffizienten P_k regulär und es können die Partikulärintegrale der Gl. (20) nicht logarithmenbehaftet sein. Wir können darum ein partikuläres Integral von folgender Form ansetzen:

$$(21) \quad W_n = \xi^{\varrho} \sum_0^{\infty} a_r \xi^r$$

d. h., eine Potenzreihe, die von der ϱ ten Potenz aufsteigt und deren Koeffizienten a_r so zu bestimmen sind, daß die Differentialgleichung (20) befriedigt wird.

Um das Bildungsgesetz der Reihenentwicklung leichter zu erkennen, bringen wir durch Multiplikation mit ξ^t die Gl. (20) auf die Frobeniussche Normalform^{9, 10, 11, 12}:

$$\sum_0^s k \sum_0^m i \xi^k P_{ki} \xi^i \frac{d^k W_n}{d \xi^k} = 0$$

oder ausführlich geschrieben:

$$(22) \quad \left\{ \begin{aligned} &\xi^3 (P_{80} + P_{81} \xi + P_{82} \xi^2 + \dots) \frac{d^8 W_n}{d \xi^8} + \xi^7 (P_{70} + P_{71} \xi \\ &+ P_{72} \xi^2 + \dots) \frac{d^7 W_n}{d \xi^7} + \dots + (P_{00} + P_{01} \xi + \dots) W_n = 0. \end{aligned} \right.$$

Der Exponent von ξ^t ist so gewählt, daß die niedrigste Potenz in dem Polynom P_8 die achte wird.

Differenzieren wir Gl. (21) nach ξ , erhalten wir:

$$\dot{W}_n = \sum_0^{\infty} a_r (\varrho + r) \xi^{\varrho+r-1}$$

$$\ddot{W}_n = \sum_0^{\infty} a_r (\varrho + r) (\varrho + r - 1) \xi^{\varrho+r-2}$$

.....
.....
.....

$$(k) \quad W_n = \sum_0^{\infty} a_r (\varrho + r) (\varrho + r - 1) \dots (\varrho + r - k + 1) \xi^{\varrho+r-k}$$

$$= \sum_0^{\infty} a_r \left[\begin{matrix} \varrho+r \\ k \end{matrix} \right] \xi^{\varrho+r-k}$$

wo $\left[\begin{matrix} \varrho+r \\ k \end{matrix} \right] = (\varrho + r) (\varrho + r - 1) \dots (\varrho + r - k + 1)$ die Faktorante ist.

Dieser Ausdruck wird in die Differentialgleichung (22) eingeführt. Da die Gleichung für jeden Wert von ξ bestehen muß, kann durch ξ^{ϱ} dividiert werden, und es wird:

$$(P_{80} + P_{81} \xi + P_{82} \xi^2 + \dots) (a_0 \left[\begin{matrix} \varrho \\ 8 \end{matrix} \right] + a_1 \left[\begin{matrix} \varrho+1 \\ 8 \end{matrix} \right] \xi + \dots) \\ + (P_{70} + P_{71} \xi + \dots) (a_0 \left[\begin{matrix} \varrho \\ 7 \end{matrix} \right] + a_1 \left[\begin{matrix} \varrho+1 \\ 7 \end{matrix} \right] \xi + \dots) + \dots \\ \dots + (P_{00} + P_{01} \xi + \dots) (a_0 + a_1 \xi + a_2 \xi^2 + \dots) = 0.$$

Diese Gleichung stellt eine nach Potenzen von ξ fortschreitende Reihe dar, die nur dann identisch verschwindet, wenn die Koeffizienten der einzelnen Potenzen sämtlich gleich Null werden. Zur Bestimmung von a_r erhalten wir:

$$a_0 (P_{00} + P_{01} \varrho + \dots + P_{70} \left[\begin{matrix} \varrho \\ 7 \end{matrix} \right] + P_{80} \left[\begin{matrix} \varrho \\ 8 \end{matrix} \right]) = a_0 \sum_0^s k P_{k0} \left[\begin{matrix} \varrho \\ k \end{matrix} \right] = 0,$$

$$a_1 \sum_0^s k \left[\begin{matrix} \varrho \\ k \end{matrix} \right] P_{k1} + a_1 \sum_0^s k P_{k0} \left[\begin{matrix} \varrho+1 \\ k \end{matrix} \right] = 0.$$

Eingeführt wird:

$$f_0(\varrho) = \sum_0^s k \Gamma_{k0} \left[\begin{matrix} \varrho \\ k \end{matrix} \right] \quad f_1(\varrho + 1) = \sum_0^s k \Gamma_{k0} \left[\begin{matrix} \varrho+1 \\ k \end{matrix} \right]$$

⁹ Frobenius: Cr. J. Bd. 76 S. 214.

¹⁰ Siehe auch Hort, W.: Die Differentialgl. des Ing. Berlin: Julius Springer 1925.

¹¹ Riemann-Weber-Frank-Mieses: Die Differentialgleichung und Integralgleichung der Mechanik und Physik I. 2. Aufl. Braunschweig 1930.

¹² Gran Olsson: Die Biegung der rechteckigen Platte mit veränderlicher Dicke. Dissertation. Berlin 1933.

$$f_1(\varrho) = \sum_0^s P_{k1} \left[\begin{matrix} \varrho \\ k \end{matrix} \right] \quad f_1(\varrho + 1) = \sum_0^s k P_{k1} \left[\begin{matrix} \varrho+1 \\ k \end{matrix} \right]$$

$$\vdots \quad \vdots$$

$$f_n(\varrho) = \sum_0^s k P_{kn} \left[\begin{matrix} \varrho \\ k \end{matrix} \right] \quad \text{usw.}$$

Führen wir diese gekürzte Schreibweise in Gl. (23) ein, erhalten wir:

$$(24a) \quad a_0 f_0(\varrho) = 0.$$

$$(24b) \quad a_0 f_1(\varrho) + a_1 f_0(\varrho + 1) = 0.$$

$$(24c) \quad a_0 f_2(\varrho) + a_1 f_1(\varrho + 1) + a_2 f_0(\varrho + 2) = 0 \quad \text{usw.}$$

Mit unbestimmt bleibendem a_0 dienen diese Gleichungen zur rekurrierenden Berechnung von a_r . In Gl. (24a) ist $a_0 \neq 0$ und es wird:

$$f_0(\varrho) = \sum_0^s k P_{k0} \left[\begin{matrix} \varrho \\ k \end{matrix} \right] = 0.$$

Das ist nach Fuchs die determinierende Fundamentalgleichung und liefert in diesem Fall acht verschiedene Wurzeln ϱ . Durch Gl. (24 b, c . . .) erhält man a_r durch ϱ ausgedrückt, und nach Einsetzen der aus Gl. (24 a) gefundenen Werte von ϱ ergeben sich acht verschiedene Koeffizientenreihen a_r und dadurch auch acht wesentlich verschiedene Partikulärintegrale.

Das Fundamentalsystem der Differentialgleichung (18) wird:

$$W_n = A_n \xi^{\varrho_0} \sum_0^{\infty} a_r \xi^r + B_n \xi^{\varrho_1} \sum_0^{\infty} a_r \xi^r + \dots + H_n \xi^{\varrho_7} \sum_0^{\infty} a_r \xi^r.$$

Über die Konvergenz der Reihen kann man allgemein nur sagen, daß sie geometrische Reihen als Oberreihen haben und darum eine Lösung der Differentialgleichung (18) für kleine ξ darstellen. Auch v und u werden als Potenzreihen von ξ angesetzt

$$u = \sum_0^{\infty} b_r \xi^r,$$

$$v = \sum_0^{\infty} c_r \xi^r.$$

Diese Ausdrücke für u und v werden in Gl. (15) und (16) eingesetzt und durch gliedweises Vergleichen der Koeffizienten für die verschiedenen Potenzen von ξ werden b_r und c_r ermittelt.

2. Angenäherte Lösung durch Exponentialfunktionen.

Wir kehren hier auf die Differentialgleichung (12) für M_n zurück, die unter Heranziehung der Gl. (1) und (11 a) in folgende übergeht:

$$(25) \quad \left\{ \begin{aligned} &\phi^6 \frac{d^6 M_n}{d \phi^6} + 20 \phi^5 \phi' \frac{d^7 M_n}{d \phi^7} + (124 \phi^4 \phi'^2 + 40 \phi^5 \phi'' + 2 \phi^6 \\ &- 2 \lambda^2 \phi^4) \frac{d^6 M_n}{d \phi^6} + \dots + \frac{\lambda^4}{k} M_n = 0. \end{aligned} \right.$$

Die Koeffizienten der niedrigen Ableitungen von M_n werden sehr groß gegenüber denen der höchsten Ableitungen. Dadurch erfordert die Integration nach dem nachstehend gezeigten Verfahren eine viel sorgfältigere Rechnung und es empfiehlt sich, die relative Bogenlänge ξ statt ϕ als unabhängige Variable einzuführen, wodurch günstigere Koeffizienten erhalten werden. Die Differentialgleichung lautet dann

$$(26) \quad \left\{ \begin{aligned} &\frac{1}{\phi^2} \frac{d^8 M_n}{d \xi^8} - 8 \frac{\phi'}{\phi^3} \frac{d^7 M_n}{d \xi^7} \\ &+ \left(42 \frac{\phi^2}{\phi^4} - 16 \frac{\phi''}{\phi^3} + 2 - \frac{2 \lambda^2}{\phi^2} \right) \frac{d^6 M_n}{d \xi^6} + \dots + \frac{\lambda^4}{k} M_n = 0. \end{aligned} \right.$$

ϕ ist hier als Funktion von ξ aufzufassen.

Wir führen zuerst die Integration der Differentialgleichung in der Fassung nach Gl. (26) durch. Um eine bessere Konvergenz

zu erreichen, kann man sich die Erkenntnis zunutze machen, daß es sich um ein Randproblem handelt, bei dem die Lösung aus vier gedämpften Schwingungen, die von jedem Rand ausgehen, zusammengesetzt ist. Weiter muß sie für den Grenzfall der Kreiszyklertonne in die Form $C e^{m\varphi}$ übergehen. Es liegt darum nahe, das Integral von Gl. (25) oder (26) in folgender Form anzusetzen:

$$(27a) \quad M_n = \zeta e^{m\gamma} = \zeta \beta$$

wo ζ und γ Funktionen von ξ bzw. φ sind; $m = \text{konstant}$.

Es ist:

$$(27b) \quad \begin{cases} M_n^{(i)} = \zeta \beta^{(i)} + \binom{i}{1} \zeta^{(1)} \beta^{(i-1)} + \binom{i}{2} \zeta^{(2)} \beta^{(i-2)} + \dots \\ \quad + \binom{i}{1} \zeta^{(i-1)} \beta^{(1)} + \zeta^{(i)} \beta. \end{cases}$$

$$(27c) \quad \begin{cases} \beta = e^{m\gamma} \\ \beta^{(1)} = m \gamma^{(1)} \beta \\ \beta^{(2)} = m^2 \gamma^{(1)2} \beta + m \gamma^{(2)} \beta \\ \beta^{(3)} = m^3 \gamma^{(1)3} \beta + 3 m^2 \gamma^{(1)} \gamma^{(2)} \beta + m \gamma^{(3)} \beta \\ \dots \\ \beta^{(6)} = m^6 \gamma^{(1)6} \beta + 15 m^5 \gamma^{(1)4} \gamma^{(2)} \beta + 20 m^4 \gamma^{(1)3} \gamma^{(3)} \beta \\ \quad + 45 m^4 \gamma^{(1)2} \gamma^{(2)2} \beta + 15 m^3 \gamma^{(1)2} \gamma^{(4)} \beta + \dots \\ \beta^{(7)} = m^7 \gamma^{(1)7} \beta + 21 m^6 \gamma^{(1)5} \gamma^{(2)} \beta + 35 m^5 \gamma^{(1)4} \gamma^{(3)} \beta \\ \quad + 105 m^5 \gamma^{(1)3} \gamma^{(2)2} \beta + 35 m^4 \gamma^{(1)3} \gamma^{(4)} \beta + \dots \\ \beta^{(8)} = m^8 \gamma^{(1)8} \beta + 28 m^7 \gamma^{(1)6} \gamma^{(2)} \beta + 56 m^6 \gamma^{(1)5} \gamma^{(3)} \beta \\ \quad + 210 m^6 \gamma^{(1)4} \gamma^{(2)2} \beta + 70 m^5 \gamma^{(1)4} \gamma^{(4)} \beta + \dots \end{cases}$$

Gehen wir mit dem Ansatz Gl. (27) in die Gl. (26) ein, erhalten wir:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\Phi^2} (\beta^{(8)} \zeta + 8 \beta^{(7)} \zeta^{(1)} + 28 \beta^{(6)} \zeta^{(2)} + \dots + \beta \zeta^{(8)}) \\ & - 8 \frac{\Phi}{\Phi^3} (\beta^{(7)} \zeta + 7 \beta^{(6)} \zeta^{(1)} + \dots + \beta \zeta^{(7)}) \\ & + \left(42 \frac{\Phi^2}{\Phi^4} - 16 \frac{\Phi^{\circ\circ}}{\Phi^3} + 2 - \frac{2\lambda^2}{\Phi^2} \right) (\beta^{(6)} \zeta + \dots + \beta \zeta^{(6)}) \\ & + \dots + \frac{\lambda^2}{k} \zeta \beta = 0. \end{aligned}$$

Ersetzen wir in dieser Gleichung die $\beta^{(k)}$ durch die Ausdrücke Gl. (27c), so können wir die ganze Gleichung durch β kürzen, und wir erhalten ein Polynom achten Grades von m , dessen Koeffizienten Funktionen von γ und ζ und deren Ableitungen sind. Wählen wir γ so, daß der Koeffizient von m^8 gleich 1 wird, so erhalten wir:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\Phi^2} \left(\frac{d\gamma}{d\xi} \right)^8 = 1, \\ & \gamma = \int_{\circ}^{\xi} \Phi^{\frac{1}{2}} d\xi. \end{aligned}$$

Somit wird:

$$\beta^{(8)} = \left[m^8 \Phi^2 + 7 m^7 \Phi^{\frac{3}{2}} \Phi^{\circ} + m^6 \left(\frac{21}{8} \Phi^{\frac{1}{2}} \Phi^{\circ 2} + 14 \Phi^{\frac{1}{2}} \Phi^{\circ\circ} \right) + \dots \right] \beta,$$

$$\beta^{(7)} = \left[m^7 \Phi^{\frac{1}{2}} + \frac{21}{4} m^6 \Phi^{\frac{1}{2}} \Phi^{\circ} + \dots \right] \beta,$$

$$\beta^{(6)} = \left[m^6 \Phi^{\frac{3}{2}} + \dots \right] \beta \quad \text{usw.}$$

und zur Bestimmung von ζ erhalten wir durch Einsetzen in Gl. (26):

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\Phi^2} \zeta^{(8)} - 8 \frac{\Phi}{\Phi^3} \zeta^{(7)} + \left(42 \frac{\Phi^2}{\Phi^4} - 16 \frac{\Phi^{\circ\circ}}{\Phi^3} + 2 - \frac{2\lambda^2}{\Phi^2} \right) \zeta^{(6)} + \dots \\ & \dots + 28 m^6 \Phi^{-\frac{1}{2}} \zeta^{\circ\circ} + \left(8 m^7 \Phi^{-\frac{1}{4}} - 14 \Phi^{-\frac{3}{2}} \Phi^{\circ} m^6 \right) \zeta^{\circ} \\ & + \zeta \left[\frac{\lambda^4}{k} + m^8 - m^7 \Phi^{-\frac{1}{2}} \Phi^{\circ} + m^6 \left(\frac{21}{8} \Phi^{-\frac{1}{2}} \Phi^{\circ 2} - 2 \Phi^{-\frac{3}{2}} \Phi^{\circ\circ} \right) \right. \\ & \left. + 2 \Phi^{\frac{3}{2}} - 2 \lambda^2 \Phi^{\frac{1}{2}} \right] = 0. \end{aligned}$$

Über den Wert m können wir noch frei verfügen und wir setzen:

$$\frac{\lambda^4}{k} + m^8 = 0 \quad \text{oder} \quad m^8 = \frac{\lambda^4}{k} e^{i\pi}.$$

Da $\frac{\lambda^4}{k}$ von der Größenordnung 10^6 ist, wird $|m|$ von der Größenordnung 5. Es sind darum die Glieder mit den höheren Potenzen von m von überwiegender Bedeutung. Werden die mit m^6 und kleineren Potenzen von m vernachlässigt, erhalten wir eine Differentialgleichung erster Ordnung zur Bestimmung von ζ ; bei Berücksichtigung auch der mit m^6 multiplizierten Glieder eine Differentialgleichung zweiter Ordnung für ζ usw.

Im ersten Fall ergibt sich:

$$8 m^7 \Phi^{-\frac{1}{4}} \zeta^{\circ} - m^7 \Phi^{-\frac{5}{4}} \Phi^{\circ} \zeta = 0.$$

Nach Trennung der Variablen:

$$\frac{\zeta^{\circ}}{\zeta} = \frac{1}{8} \frac{\Phi^{\circ}}{\Phi} \quad \text{oder} \quad \zeta = \Phi^{\frac{1}{8}} \cdot A \quad (A = \text{Integrationskonst.}).$$

Somit lautet die angenäherte Lösung der Gl. (26):

$$(28) \quad M_n = A \Phi^{\frac{1}{8}} \exp. m \int_{\circ}^{\xi} \Phi^{\frac{1}{4}} d\xi \quad (\Phi \text{ ist eine Funktion von } \xi).$$

Es ist:

$$\begin{aligned} m &= \sqrt[8]{\frac{\lambda^4}{k}} e^{\frac{i\pi c}{8}} = \sqrt[8]{\frac{\lambda^4}{k}} \left(\cos \frac{c\pi}{8} + i \sin \frac{c\pi}{8} \right) \\ c &= 1, 3, 5, \dots \\ m &= \sqrt[8]{\frac{\lambda^4}{k}} \left\{ \pm 0,924 \pm i 0,383 \right\} = \pm \mu \pm i \eta \\ &= \pm \eta \pm i \mu. \end{aligned}$$

Jeder Wert von m entspricht einem Partikulär-Integral von Gl. (26) und das Fundamentalsystem wird:

$$M_n = \sum_1^8 A_r \Phi^{\frac{1}{8}} \exp. m_r \int_{\circ}^{\xi} \Phi^{\frac{1}{4}} d\xi.$$

Führen wir ein

$$\gamma = \int_{\circ}^{\xi} \Phi^{\frac{1}{4}} d\xi$$

und beachten, daß:

$$e^{\gamma(\eta+i\mu)} = e^{\eta\gamma} (\cos \mu\gamma + i \sin \mu\gamma)$$

wird:

$$\begin{aligned} M_n &= \Phi^{\frac{1}{8}} \left\{ e^{-\mu\gamma} (A_1 \cos \eta\gamma + A_2 \sin \eta\gamma) \right. \\ &+ e^{-\eta\gamma} (A_3 \cos \mu\gamma + A_4 \sin \mu\gamma) \\ &+ e^{\mu\gamma} (\overline{A}_5 \cos \eta\gamma + \overline{A}_6 \sin \eta\gamma) \\ &\left. + e^{\eta\gamma} (\overline{A}_7 \cos \mu\gamma + \overline{A}_8 \sin \mu\gamma) \right\}. \end{aligned}$$

Statt A_{5-8} führen wir vier neue Konstanten ein, die folgendermaßen bestimmt sind:

$$\begin{aligned} A_5 &= e^{-\eta\gamma_0} (\overline{A}_5 \cos \eta\gamma_0 + \overline{A}_6 \sin \eta\gamma_0) \\ A_6 &= e^{-\eta\gamma_0} (\overline{A}_5 \cos \eta\gamma_0 - \overline{A}_6 \sin \eta\gamma_0) \\ A_7 &= e^{-\mu\gamma_0} (\overline{A}_7 \cos \mu\gamma_0 + \overline{A}_8 \sin \mu\gamma_0) \\ A_8 &= e^{-\mu\gamma_0} (\overline{A}_7 \cos \mu\gamma_0 - \overline{A}_8 \sin \mu\gamma_0) \end{aligned}$$

$$\gamma_0 = \int_{\circ}^{\xi_0} \Phi^{\frac{1}{4}} d\xi \quad \text{ist.}$$

Mit ξ_0 wird die relative Bogenlänge der Schale zwischen den beiden Rändern bezeichnet. Es wird eingeführt:

$$\omega = \gamma_0 - \gamma = \int_{\circ}^{\xi_0} \Phi^{\frac{1}{4}} d\xi - \int_{\circ}^{\xi} \Phi^{\frac{1}{4}} d\xi = \int_{\xi}^{\xi_0} \Phi^{\frac{1}{4}} d\xi.$$

Somit ist ω die γ entsprechende Variable, jedoch vom zweiten Rand aus gemessen.

Die Lösung der Differentialgleichung (26) kann jetzt geschrieben werden:

$$(29) \quad \begin{aligned} M_n &= \Phi^{\frac{1}{8}} \left\{ e^{-\mu\gamma} (A_1 \cos \eta\gamma + A_2 \sin \eta\gamma) \right. \\ &+ e^{-\eta\gamma} (A_3 \cos \mu\gamma + A_4 \sin \mu\gamma) \\ &+ e^{-\mu\omega} (A_5 \cos \eta\omega + A_6 \sin \eta\omega) \\ &\left. + e^{-\eta\omega} (A_7 \cos \mu\omega + A_8 \sin \mu\omega) \right\}. \end{aligned}$$

Wir sehen, daß von jedem Rand zwei gedämpfte Doppelschwingungen ausgehen. Wenn die Querschnittskurve symmetrisch ist, werden auch die Schwingungen paarweise gleich. Zur Erfüllung der Randbedingungen stehen acht Integrationskonstanten A_1, \dots, A_8 zur Verfügung, vier für jeden Rand, die ausreichend sind um die Randbedingungen z. B. u, v, w und Verdrehung ϑ zu befriedigen. Bei stark überkrümmten Schalen wird die Dämpfung so stark, daß die Ränder sich nicht gegenseitig beeinflussen und es kann jeder Rand getrennt behandelt werden.

Die Schnittkräfte und Verschiebungen sind durch die Gl. (8a bis d) u. (9a—c) gegeben. Sie setzen sich aus den Ableitungen von M_n zusammen, die von folgender Grundform sind:

$$f = e^s (A_1 \cos \eta \gamma + A_2 \sin \eta \gamma),$$

$$\text{wo } s = \frac{1}{8} \ln \Phi - \mu \gamma,$$

$$f = -e^{\frac{1}{8} \ln \Phi - \mu \gamma} \left\{ \left[\left(\mu - \frac{\dot{\Phi}}{8 \Phi^{\frac{5}{4}}} \right) A_1 - \eta A_2 \right] \cos \eta \gamma + \left[\eta A_1 + \left(\mu - \frac{\dot{\Phi}}{8 \Phi^{\frac{5}{4}}} \right) A_2 \right] \sin \eta \gamma \right\},$$

$$f = -e^{s(1)} (A_1^{(1)} \cos \eta \gamma + A_2^{(1)} \sin \eta \gamma),$$

$$f = +e^{s(2)} (A_1^{(2)} \cos \eta \gamma + A_2^{(2)} \sin \eta \gamma) \text{ usw.}$$

Es kann bei der Differentiation auch $\Phi^{\frac{1}{8}}$ als konstant angesehen werden, womit die Ausdrücke sich entsprechend einfach gestalten.

Die Gl. (8c, d, 9a ÷ c) werden nach x integriert. Die neu hinzutretenden von x unabhängigen Funktionen verschwinden zwangsläufig, wenn für

$$\left. \begin{matrix} x = 0 \\ x = l \end{matrix} \right\} : w = v = N_x = 0$$

und für

$$x = \frac{l}{2} : N_{\varphi x} = 0$$

sein soll. Wir erhalten:

$$M_{\varphi} = \sin \lambda \frac{x}{r} M_n$$

$$Q_{\varphi} = \sin \lambda \frac{x}{r} M_n \frac{1}{r}$$

$$N_{\varphi} = -\sin \lambda \frac{x}{r} M_n \frac{1}{r \Phi}$$

$$N_{\varphi x} = -\cos \lambda \frac{x}{r} \left(\frac{1}{\Phi} M_n \right)' \frac{1}{\lambda r}$$

$$N_x = \sin \lambda \frac{x}{r} \left(\frac{1}{\Phi} M_n \right)'' \frac{1}{\lambda^2 r}$$

Hierbei ist das letzte Glied der Gl. (8c ÷ d) in Übereinstimmung mit der übrigen Rechnungsgenauigkeit vernachlässigt. Des weiteren wird:

$$D u = -\cos \lambda \frac{x}{r} \left(\frac{1}{\Phi} M_n \right)''' \frac{1}{\lambda^3},$$

$$D v = \sin \lambda \frac{x}{r} \left(\frac{1}{\Phi} M_n \right)'''' \frac{1}{\lambda^4},$$

$$D w = -\sin \lambda \frac{x}{r} \left(\frac{1}{\Phi} M_n \right)'''' \frac{1}{\lambda^4 \Phi}$$

und die Tangentenverdrehung:

$$\vartheta = \frac{1}{r} (\Phi v - \dot{w}),$$

$$D \vartheta = \sin \lambda \frac{x}{r} \left\{ \Phi \left(\frac{1}{\Phi} M_n \right)'''' + \left[\frac{1}{\Phi} \left(\frac{1}{\Phi} M_n \right)'''' \right]' \right\} \frac{1}{\lambda^4 r}.$$

Mit Vorteil kann man die Differentialgleichung (18) für W_n nach der in diesem Abschnitt gezeigten Näherungsmethode integrieren. Dann erhält man V_n und U_n nach Gl. (15) u. (16) durch Quadratur und die Schnittkräfte aus Gl. (7a—d).

Wir wollen nun die Lösung der Differentialgleichung (25) mit φ als unabhängiger Variabler untersuchen.

Wir setzen ein partikuläres Integral von der Form

$$M_n = \zeta e^{m\gamma} \text{ an.}$$

Nach derselben Rechnung wie früher erhalten wir als erste Annäherung:

$$(29a) \left\{ \begin{array}{l} \zeta = \Phi^{\frac{1}{8}} \\ \gamma = \int_0^{\varphi} \Phi^{-\frac{3}{4}} d\varphi \\ m = \sqrt{\frac{\lambda^4}{k}} \left(\pm 0,924 \pm i 0,383 \right) \\ M_n = A \Phi^{\frac{1}{8}} \exp. m \gamma. \end{array} \right.$$

Setzen wir:

$$\gamma_0 = \int_0^{\varphi_0} \Phi^{-\frac{3}{4}} d\varphi \quad (\varphi_0 = \text{gesamte Öffnungswinkel der Schale}),$$

$$\omega = \gamma_0 - \gamma$$

erhalten wir ein Fundamentalsystem für M_n von derselben Form wie Gl. (29), nur ist γ in diesem Fall durch Gl. (29a) gegeben. Die Schnittkräfte und Verschiebungen ergeben sich daraus so, wie es früher gezeigt wurde.

Für den Grenzfall der Kreiszylindertonne ist $\Phi = 1$; $\gamma = \varphi$ und es wird

$$M_n = A e^{m\varphi}$$

wo

$$m = \sqrt{\frac{\lambda^4}{k}} e^{\frac{1}{8} \pi} c,$$

also die vereinfachte Lösung für den Kreiszylinder nach Schorrer.

Eine allgemeine Fehlerabschätzung ist hier nicht möglich, weil man die exakte Lösung der Gl. (25) oder (26) nicht kennt. Wir werden jedoch später eine vermutlich noch nicht bekannte, als Übergangsspirale bezeichnete Kurve entwickeln, bei der die Integration der maßgebenden Differentialgleichung mit gleichzeitiger Fehlerabgrenzung durchgeführt werden kann. Wir haben dadurch die Möglichkeit, die Genauigkeit der entwickelten Methode zu überprüfen.

Beispiel. Als Beispiel wollen wir die angenäherte Lösung für eine Ellipse mit einem Rand unter dem Winkel ψ_0 mit der großen Achse (Abb. 5) suchen.

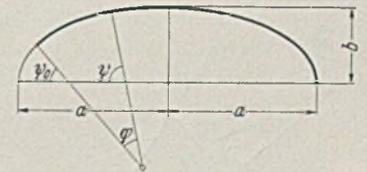


Abb. 5.

Es sei:

$$\psi = \psi_0 + \varphi, \quad \frac{b}{a} = n, \quad 1 - n^2 = \bar{n}^2,$$

$$R = \frac{\frac{b}{a}}{\left[\cos^2 \psi + \left(\frac{b}{a} \right)^2 \sin^2 \psi \right]^{\frac{3}{2}}} = \frac{n b}{(1 - \bar{n}^2 \sin^2 \psi)^{\frac{3}{2}}}.$$

Es ist also:

$$r = n b,$$

$$\Phi = (1 - \bar{n}^2 \sin^2 \psi)^{\frac{3}{2}} = \Delta^3,$$

wo

$$\Delta = \sqrt{1 - \bar{n}^2 \sin^2 \psi}.$$

Wegen:

$$\psi = \psi_0 + \varphi; \quad d\psi = d\varphi$$

wird die bezogene Bogenlänge:

$$\begin{aligned} \xi &= \int_0^{\varphi} \frac{d\varphi}{\Phi} = \int_{\psi_0}^{\psi_0 + \varphi} \frac{d\psi}{\Delta^3} = \int_0^{\psi_0 + \varphi} \frac{d\psi}{\Delta^3} - \int_0^{\psi_0} \frac{d\psi}{\Delta^3} \\ &= \frac{E(\bar{n}, \psi_0 + \varphi) - E(\bar{n}, \psi_0)}{n^2} - \frac{\bar{n}^2}{n^2 \Delta} [\sin(\psi_0 + \varphi) \cos(\psi_0 + \varphi) \\ &\quad - \sin \psi_0 \cos \psi_0] = \frac{E(\bar{n}, \psi_0 + \varphi) - E(\bar{n}, \psi_0)}{n^2} \\ &\quad - \frac{\bar{n}^2}{n^2 \Delta} \sin \varphi \cos(2\psi_0 + \varphi). \end{aligned}$$

Hier ist:

$$E(\bar{n}, \varphi) = \int_0^\varphi \sqrt{1 - \bar{n}^2 \sin^2 \psi} d\psi$$

das elliptische Integral zweiter Gattung. Die Umkehrung $\varphi = \varphi(\xi)$ läßt sich tabellarisch ermitteln und es muß dann das Integral

$$\gamma = \int_0^\xi \phi^{\frac{1}{2}} d\xi$$

mittels einer der bekannten numerischen Integrationsmethoden gefunden werden. Damit kann aus Gl. (29) M_n ermittelt werden.

III. Die Übergangsspirale.

1. Gleichung der Übergangsspirale in cartesischen Koordinaten.

Eine Querschnittskurve, die geeignet ist um Kreiszylindertonnen am Kämpfer zu überkrümmen und die eine Integration der Differentialgleichung gestattet, ist die als Übergangsspirale bezeichnete Kurve deren Krümmung einem Polynom ersten Grades des Tangentenwinkels entspricht. In natürlichen Koordinaten wird die Gleichung der Übergangsspirale:

$$R = \frac{r}{\phi} = \frac{r}{1 - \frac{1}{\alpha} \psi}$$

In Abb. 6 ist der Winkel zwischen der Randtangente AB und einer Linie BC gleich α . Die Tangente in einem Kurvenpunkt P schließt den Winkel φ mit der Randtangente ein. Der Winkel zwischen der Tangente in P und BC sei ψ . Aus Abb. 6 kann abgelesen werden:

$$\psi = \alpha - \varphi.$$

Wird $r \alpha = r_1$ bezeichnet, erhält man:

$$R = \frac{r \alpha}{\alpha - \varphi} = \frac{r_1}{\psi}$$

Als cartesisches Koordinatensystem wählen wir BC (X-Achse) und eine Senkrechte dazu (Y-Achse) (Abb. 6).

Aus:

$$dx = R \cos \psi d\psi$$

$$dy = R \sin \psi d\psi$$

folgt:

$$x = r_1 \int_{\psi_0}^{\psi} \frac{\cos \psi}{\psi} d\psi,$$

wo ψ_0 ein Festwert ist.

$$x = -r_1 \left(\int_{\psi}^{\infty} \frac{\cos \psi}{\psi} d\psi - \int_{\psi_0}^{\infty} \frac{\cos \psi}{\psi} d\psi \right) = r_1 (Ci \psi - Ci \psi_0).$$

Hier bedeutet Ci den Integralcosinus. $r_1 Ci \psi_0$ kann in die Konstante x_0 einbezogen werden und wir erhalten:

$$x - x_0 = r_1 Ci \psi.$$

Weiter ist:

$$y - y_0 = r \int_0^\varphi \frac{\sin \psi}{\psi} d\psi = r_1 Si \psi.$$

Si ist der Integralsinus, der ebenso wie der Integralcosinus bei Jahnke-Emde¹³ tabuliert ist.

Wir haben hiermit die Parameteregleichung der Übergangsspirale in cartesischen Koordinaten mit dem Tangentenwinkel als Parameter und damit eine sehr vorteilhafte Form, da man aus der Tabelle die Koordinaten aus der Tangentenrichtung in einem Punkt bekommt.

Die Integrationskonstanten x_0 und y_0 geben den Koordinatennullpunkt an im Verhältnis zur Spirale und können gleich Null

gesetzt werden. Die Spiralgleichung wird dann:

$$(30a) \begin{cases} x = r_1 Ci \psi \\ y = r_1 Si \psi \end{cases}$$

Mit dieser Koordinatenwahl wird die x-Achse die Asymptote der Spirale und die y-Achse geht durch das Spiralzentrums (Abb. 7), dessen Abstand von der x-Achse wird:

$$y_1 = r_1 \lim_{\psi \rightarrow \infty} Si \psi = r_1 \frac{\pi}{2}.$$

Die Bedeutung der beiden Konstanten r und α ist jetzt zu erkennen. r ist maßgebend für die absolute Größe der Kurve, da $r_1 = r \alpha$. α gibt den Punkt an, in dem wir ein ausgeschnittenes Spiralenstück anfangen lassen.

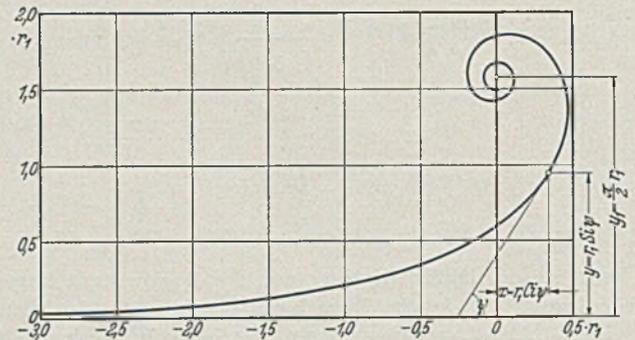


Abb. 7.

2. Lösung der homogenen Differentialgleichung für die Übergangsspirale.

Mit Hilfe der Übergangsspirale kann eine überkrümmte Tonne geschaffen werden, entweder durch Zusammenfügung von zwei Stücken der Übergangsspirale oder durch zwei Übergangsspiralen in den Randbereichen und einem dazwischen liegenden Kreis.

Die Klaffung an den Rändern zwischen den Bögen oder zwischen Bogen und Randglied führt uns wieder auf die Integration der homogenen Differentialgleichung.

Der Verlauf der Krümmungshalbmesser ist

$$R = \frac{r}{\phi} \quad \begin{matrix} r = \text{Randkrümmungshalbmesser} \\ \phi = 1 - \frac{\psi}{\alpha} \end{matrix}$$

Wir setzen weiter veränderliche Schalenstärke voraus, und zwar:

$$\delta = d \cdot \phi = d \left(1 - \frac{\psi}{\alpha} \right), \quad d = \text{Randschalenstärke.}$$

Da hier ebenfalls große Binderabstände vorausgesetzt sind, ergibt sich in ähnlicher Weise wie in I, 3 die Differentialgleichung zur Bestimmung von M_φ . Ein partikulares Integral ist $M_\varphi = A \phi^m \sin \lambda \frac{x}{r}$, wo m angenähert konstant ist, $\lambda = \frac{n\pi r}{1}$, $n = 1, 3, 5 \dots$. Durch Einsetzung dieser Partikularlösung in die Differentialgleichung erhält man eine vollständige Gleichung achten Grades zur Bestimmung von m. Eine Lösung dieser Gleichung mittels eines Näherungsverfahrens ist allerdings schlecht möglich, da die Koeffizienten stark anwachsen und wechselnde Vorzeichen haben.

Wir greifen darum auf das in I, 4 gezeigte Verfahren zurück, indem wir die Ausdrücke für die Schnittkräfte Gl. (7a—d) in die Gleichgewichtsgleichungen (6a—c) einsetzen. Mit

$$D = E d, \quad K = \frac{E d^3}{12}, \quad k = \frac{d^2}{12 r^2}$$

werden die Schnittkräfte und Momente nach Gl. (7a—d) u. (11b bis d)

$$(31a) \quad N_\varphi = \sin \lambda \frac{x}{r} \cdot \frac{D}{r} [\phi^2 (V_n + W_n)].$$

$$(31b) \quad N_x = -\sin \lambda \frac{x}{r} \cdot \frac{D}{r} [\lambda \phi U_n].$$

$$(31c) \quad N_{\varphi x} = \cos \lambda \frac{x}{r} \cdot \frac{D}{r} \left[\frac{1}{2} \phi^2 U_n + \frac{\lambda}{2} \phi V_n \right].$$

$$(31d) \quad M_\varphi = \sin \lambda \frac{x}{r} \cdot D k [\phi^5 W_n - \frac{1}{\alpha} \phi^4 W_n + \phi^5 W_n + \frac{\phi^4}{\alpha} V_n].$$

¹³ Jahnke-Emde: Funktionstabeln. Berlin-Leipzig: Teubner.

Die Gleichgewichtsbedingungen nach Gl. (6a—c) werden jetzt: oder a, b, c aus Gl. (33) eingesetzt:

$$\frac{r}{\phi} N'_x + N'_{\phi x} = 0$$

$$N'_\phi + \frac{r}{\phi} N'_{\phi x} - \frac{\phi}{r} M'_\phi = 0$$

$$N_\phi + \frac{\phi}{r} M_\phi - \frac{1}{\alpha r} M'_\phi = 0$$

da wegen $\phi' = \frac{\partial \phi}{\partial \varphi} = -\frac{1}{\alpha}$ und $\phi'' = 0$ ist.

Drücken wir in diesen Gleichungen die Schnittkräfte durch die Verschiebungen nach Gl. (31) aus, so erhalten wir nach Division durch $\sin \lambda \frac{x}{r}$ bzw. $\cos \lambda \frac{x}{r}$ die drei simultanen totalen Differentialgleichungen:

$$(32a) \quad -\lambda^2 U_n + \frac{\phi^2}{2} U_n'' - \frac{\phi}{\alpha} U_n' + \frac{\lambda}{2} V_n' - \frac{\lambda}{2\alpha} V_n = 0.$$

$$(32b) \quad \begin{cases} -\frac{\lambda}{2} U_n + \phi^2 V_n'' - \frac{2\phi}{\alpha} V_n' (1 + k\phi^4) - \frac{\lambda^2}{2} V_n (1 + k\frac{8\phi^4}{\lambda^2 \alpha^2}) \\ + \phi^2 W_n [1 - k\frac{\phi^2}{\alpha^2} (4 + \phi^2 \alpha^2)] - 2\frac{\phi}{\alpha} W_n (1 - 2,5 k\phi^4) \\ - W_n'' k\phi^6 + W_n'' k\frac{6\phi^5}{\alpha} = 0. \end{cases}$$

$$(32c) \quad \begin{cases} \phi V_n \left(1 - k\frac{9\phi^2}{\alpha^2}\right) + V_n'' k\frac{\phi^4}{\alpha} + V_n k\frac{\phi^2}{\alpha^3} \cdot 16 + \phi W_n \\ + k \left[\phi^5 W_n'' - \frac{12\phi^4}{\alpha} W_n'' + \frac{\phi^3}{\alpha^2} (34 + \phi^2 \alpha^2) W_n' \right. \\ \left. - \frac{\phi^2}{\alpha^3} (16 + 11\phi^2 \alpha^2) W_n + 25\frac{\phi^3}{\alpha^2} W_n \right] = 0. \end{cases}$$

Wir setzen an:

$$(32c) \quad \begin{cases} U_n = E \phi^m \\ V_n = F \phi^m \\ W_n = G \phi^{m-1} \end{cases}$$

worin E, F, G und m Konstante seien. Führen wir diesen Ansatz in Gl. (32a—c) ein, erhalten wir, nach Division durch ϕ^m die Beziehungen:

$$(33a) \quad E \left[\frac{m^2}{2\alpha^2} + \frac{m}{2\alpha^2} - \lambda^2 \right] - F \left[\frac{m\lambda}{2\alpha} + \frac{\lambda}{2\alpha} \right] = 0.$$

$$(33b) \quad \begin{cases} E \frac{m\lambda}{2\alpha} + F \left[\frac{m^2}{\alpha^2} + \frac{m}{\alpha^2} - \frac{\lambda^2}{2} + k\frac{\phi^4}{\alpha^2} (2m-4) \right] \\ + G \left[-\frac{m}{\alpha} - \frac{1}{\alpha} + k(m^3 - 3m - 2)\frac{\phi^2}{\alpha^3} \right. \\ \left. + k(m+4)\frac{\phi^4}{\alpha} \right] = 0. \end{cases}$$

$$(33c) \quad \begin{cases} F \left[-\frac{m}{\alpha} + k(m^2 + 6m + 18)\frac{\phi^2}{\alpha^3} \right] + G \left[1 + \frac{k}{\alpha^4} (m^4 \right. \\ \left. + 2m^3 - 3m^2 - 4m + 4) + k(m^2 + 8m \right. \\ \left. + 16)\frac{\phi^2}{\alpha^2} \right] = 0. \end{cases}$$

In diesen Gleichungen ist noch die Veränderliche ϕ enthalten, was darauf hindeutet, daß m streng genommen keine Konstante sein kann. Es wird später jedoch gezeigt, daß der Einfluß der Veränderlichkeit von ϕ so gering ist, daß wir ihn unberücksichtigt lassen können.

Das homogene Gleichungssystem (33) gibt für E, F, G nur dann von Null verschiedene Werte, wenn die aus ihren Beiwerten gebildete Nennerdeterminante Δ verschwindet. Die Gleichungen können in folgender Form geschrieben werden:

$$\begin{aligned} a_1 E + b_1 F &= 0. \\ a_2 E + b_2 F + c_2 G &= 0. \\ b_3 F + c_3 G &= 0. \end{aligned}$$

Die Nennerdeterminante Δ der Beiwerte a, b, c wird:

$$\Delta = \begin{vmatrix} a_1 & b_1 & 0 \\ a_2 & b_2 & c_2 \\ 0 & b_3 & c_3 \end{vmatrix} = -a_1 c_2 b_3 + a_1 b_2 c_3 - b_1 a_2 c_3$$

$$(34) \quad \begin{cases} m^8 + 4m^7 + (2 - 2\alpha^2 \lambda^2 + 2\alpha^2 \phi^2) m^6 + (4 - 6\alpha^2 \lambda^2 \\ + 12\alpha^2 \phi^2) m^5 + \dots + \frac{\lambda^4 \alpha^8}{k} = 0. \end{cases}$$

Dies ist eine vollständige Gleichung achten Grades zur Bestimmung von m. Eine exakte Lösung dieser Gleichung gibt es nicht. Da das Absolutglied $\frac{\lambda^4 \alpha^8}{k}$ sehr groß ist (von Größenordnung 10^6), dagegen die Koeffizienten von m^7, m^8 klein sind, erhalten wir eine gute Annäherung m_1 durch Vernachlässigung der Potenzen m^7, m^6 usw.:

$$m_1^8 = \frac{\lambda^4 \alpha^8}{k} e^{i\tau} \quad \text{oder} \quad m_1 = \alpha \sqrt[8]{\frac{\lambda^4}{k}} e^{\frac{i\tau c}{8}} = \varrho_1 \left(\cos \frac{c\pi}{8} + i \sin \frac{c\pi}{8} \right)$$

$$\varrho_1 = \alpha \sqrt[8]{\frac{\lambda^4}{k}}; \quad c = 1, 3, 5, \dots$$

Der Fehler von m_1 sei z_1 :

$$z_1 = \varrho' e^{i\psi}; \quad \varrho' \ll 1$$

und es wird:

$$m^n = (m_1 + z_1)^n = m_1^n + \binom{n}{1} m_1^{n-1} z_1 + \binom{n}{2} m_1^{n-2} z_1^2 + \dots$$

Da $|z_1| = \varrho' \ll 1$ können die Glieder mit Potenzen von z_1 höher als eins vernachlässigt werden. Führen wir diesen Ausdruck für m^n in Gl. (34) ein, erhalten wir:

$$m_1^8 + 8m_1^7 z_1 + 4m_1^7 + 28m_1^6 z_1 + (2 - 2\alpha^2 \lambda^2 + 2\alpha^2 \phi^2) (m_1^6 + 6m_1^5 z_1) + \frac{\lambda^4 \alpha^8}{k} = 0$$

und daraus

$$(35a) \quad m_1^8 + 4m_1^7 + (2 - 2\alpha^2 \lambda^2 + 2\alpha^2 \phi^2) m_1^6 + \dots + \frac{\lambda^4 \alpha^8}{k} = 0$$

$$z_1 = -\frac{8m_1^7 + 28m_1^6 + 6(2 - 2\alpha^2 \lambda^2 + 2\alpha^2 \phi^2) m_1^5 + \dots}{8m_1^7 + 28m_1^6 + 6(2 - 2\alpha^2 \lambda^2 + 2\alpha^2 \phi^2) m_1^5 + \dots}$$

Dies ist die Newtonsche Formel, die in diesem Fall mit Vorteil auch zur Aufsuchung der komplexen Wurzel angewendet werden kann.

Da $\phi = 1 - \frac{\varphi}{\alpha}$ nicht konstant ist ($\phi = 1 \div 0,5$) wird auch z_1 nicht konstant sein. Der Einfluß der veränderlichen Glieder ist jedoch, wie durch ein Beispiel gezeigt werden soll, äußerst gering und daher kann statt Gl. (35a) annäherungsweise gesetzt werden:

$$z_1 = -\frac{4m_1^7}{8m_1^7 + 28m_1^6}$$

da laut Voraussetzung

$$m_1^8 + \frac{\lambda^4 \alpha^8}{k} = 0.$$

Setzen wir für:

$$m_1 = \varrho_1 \left(\cos \frac{c\pi}{8} + i \sin \frac{c\pi}{8} \right) = \eta + i\mu,$$

dann ergibt sich:

$$(35b) \quad z_1 = -\frac{2\varrho_1^7 + 7\eta + 7i\mu}{4\varrho_1^7 + 28\eta + 49}$$

Nach dieser Korrektur ist der Fehler in m für die in der Praxis vorkommenden Fälle unter 1% gebracht worden und eine zweite Korrektur, die nach Gl. (35a) vorgenommen werden kann, ist nicht nötig, wie an einem Beispiel gezeigt werden soll.

Wir wählen:

$$k = 10^{-5}; \quad \lambda = 1; \quad \alpha = 2.$$

Nach Gl. (34) ist

$$m^8 + 4m^7 + \left[2 + 8 - 8 \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right)^2 \right] m^6 + \dots + 2^8 \cdot 10^5 = 0.$$

Der Hauptwert von m_1 ist

$$m_1 = 8,44 (0,924 + i 0,383) = 7,80 + i 3,23,$$

$$z_1 = -\frac{2 \cdot 8,44^7 + 7 \cdot 7,80 + 7 \cdot 3,23 i}{4 \cdot 8,44^7 + 28 \cdot 7,80 + 49} = -0,357 - i 0,041.$$

Durch Einsetzen des verbesserten Wertes von m in Gl. (35a)

erhält man eine zweite Verbesserung. Es ist:

$$m = m_1 + z_1 = 7,80 - 0,357 + i(3,23 - 0,041) = 7,443 + i 3,189 = \rho e^{i\psi}$$

$$|m| = \rho = \sqrt{7,443^2 + 3,189^2} = 8,097$$

$$\text{tg } \psi = \frac{3,189}{7,443} = 0,4285; \quad \psi = 23^\circ 12'$$

Die verschiedenen Potenzen m^n werden:

Zahlentafel 1.

n	ρ^n	n ψ	cos n ψ	sin n ψ
8	18,480000	185° 36'	-0,9952	-0,0975
7	2,282000	162° 24'	-0,9532	+0,3024
6	282000	139° 12'	-0,7570	+0,6535

$$m = \rho (\cos \psi + i \sin \psi)$$

Nach dem Moivreschen Satz:

$$m^n = \rho^n (\cos n \psi + i \sin n \psi)$$

Die Werte aus Zahlentafel 1 werden in Gl. (35a) eingesetzt und liefern

$$Z_2 = \frac{18,48(-0,9952 - i0,0975) + 4 \cdot 2,282(-0,9532 + i0,3024) + 25,6}{8 \cdot 2,282(-0,9532 + i0,3024) + 28 \cdot 0,282(-0,7570 + i0,6535)} = -0,069 + 0,0097 i$$

Das Näherungsverfahren konvergiert sehr schnell und eine weitere Verbesserung ist nicht nötig.

Wir wollen uns nun einen Überblick über den Einfluß der Veränderlichkeit von Φ verschaffen. Wenn φ zwischen 0 und $\frac{\pi}{4}$ bleibt, liegt der Koeffizient für m^6 in Gl. (34) zwischen 2 und 7 und z_1 bleibt bei Berücksichtigung des Gliedes mit m^6 zwischen den Grenzen

$$z_1 = -\frac{4 m_1^2 + (1 + 4 \varphi - \varphi^2) 2 m_1}{8 m_1^2 + 28 m_1 + (1 + 4 \varphi - \varphi^2) 12}$$

$$= \begin{cases} -0,412 - i 0,051 & \text{für } \varphi = 0 \\ -0,374 - i 0,037 & \text{für } \varphi = \frac{\pi}{4} \end{cases}$$

Der Vergleich der beiden Werte z_1 lehrt, daß der Einfluß der Veränderlichkeit von φ unter 1% des Gesamtwertes m bleibt und daß daher die Annahme $m = \text{const.}$ zulässig ist. Da die Lösungen sich aus gedämpften Schwingungen zusammensetzen, ist der Randwert von m (für $\varphi = 0$) maßgebend.

Wir erhalten insgesamt acht Wurzeln und da die Koeffizienten der Gl. (34) reell sind, sind je zwei Wurzeln konjugiert komplex, also von der Form:

$$\begin{aligned} m_1 &= \eta_1 + i \mu_1 & m_5 &= \eta_3 + i \mu_3 \\ m_2 &= \eta_1 - i \mu_1 & m_6 &= \eta_3 - i \mu_3 \\ m_3 &= \eta_2 + i \mu_2 & m_7 &= \eta_4 + i \mu_4 \\ m_4 &= \eta_2 - i \mu_2 & m_8 &= \eta_4 - i \mu_4 \end{aligned}$$

Diese Werte von m geben acht linear unabhängige Partikularintegrale und die allgemeine Lösung wird:

$$U_n = \sum_{\nu=1}^8 E_\nu \varphi^{m_\nu} = \sum_{\nu=1}^8 E_\nu \varphi^\eta e^{i \mu_\nu \ln \Phi}$$

oder

$$U_n = \Phi^{\eta_1} [(E_1 + E_2) \cos \mu_1 \ln \Phi + i(E_1 - E_2) \sin \mu_1 \ln \Phi] + \Phi^{\eta_2} [(E_3 + E_4) \cos \mu_2 \ln \Phi + i(E_3 - E_4) \sin \mu_2 \ln \Phi] + \Phi^{\eta_3} [(E_5 + E_6) \cos \mu_3 \ln \Phi + i(E_5 - E_6) \sin \mu_3 \ln \Phi] + \Phi^{\eta_4} [(E_7 + E_8) \cos \mu_4 \ln \Phi + i(E_7 - E_8) \sin \mu_4 \ln \Phi]$$

Diese Ausdrücke lassen sich auch etwas übersichtlicher schreiben, indem eingeführt wird:

$$\frac{E_1 + E_2}{H_1} = \cos \beta_1$$

$$i \frac{E_1 - E_2}{H_1} = \sin \beta_1$$

$$U_n = \sum_{\nu=1}^4 A_\nu \Phi^{\eta_\nu} \cos(\mu_\nu \ln \Phi + \beta_\nu)$$

Dieser Ausdruck stellt acht von den Rändern ausgehende Wellen dar. Φ^{η_ν} bestimmt die Amplituden, μ_ν in Φ die Perioden, die hier veränderlich sind. β_ν gibt eine Phasenverschiebung an. Weil vier Wurzeln positives und vier Wurzeln negatives Realteil haben, erhalten wir vier abnehmende und vier zunehmende Wellen vom unteren Rand ausgehend. Die letzten vier rühren von Störungen an dem oberen Rand her. Wir haben also an jedem Rand vier frei wählbare Konstante, zur Befriedigung der Randbedingungen, die durch die Verschiebungen der beiden Ränder in Richtung u, v, w und der Winkeldrehung ϑ der Tangente gekennzeichnet sind. Der Zusammenhang zwischen den Konstanten E, F und G ergibt sich aus den Gl. (33a—b), in denen wir die mit k behafteten Glieder vernachlässigen können.

$$\psi = \frac{F}{E} = \frac{m}{\lambda m} - \frac{2 \lambda \alpha}{m + 1}$$

$$X = \frac{E}{G} = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{m^2}{\lambda \alpha} + \frac{(\lambda \alpha)^3}{(m + 1)^2} - \frac{2 m \lambda \alpha}{m + 1} \right)$$

Wenn wir mit reellen Konstanten A, B, C statt E, F, G rechnen wollen, setzen wir:

$$A_1 = E_1 + E_2 = \frac{F_1}{\psi_1} + \frac{F_2}{\psi_2} = \frac{G_1}{X_1} + \frac{G_2}{X_2}$$

$$A_2 = i(E_1 - E_2) = i \left(\frac{F_1}{\psi_1} - \frac{F_2}{\psi_2} \right) = i \left(\frac{G_1}{X_1} - \frac{G_2}{X_2} \right) \text{ usw.}^{14}$$

und erhalten folgenden Zusammenhang zwischen den Koeffizienten:

$$B_1 = F_1 + F_2 = A_1 \frac{\psi_1 + \psi_2}{2} - A_2 \frac{\psi_1 - \psi_2}{2 i}$$

$$B_2 = i(F_1 - F_2) = A_2 \frac{\psi_1 + \psi_2}{2} + A_1 \frac{\psi_1 - \psi_2}{2 i} \text{ usw.}$$

$$C_1 = G_1 + G_2 = A_1 \frac{X_1 + X_2}{2} - A_2 \frac{X_1 - X_2}{2 i}$$

$$C_2 = i(G_1 - G_2) = A_2 \frac{X_1 + X_2}{2} + A_1 \frac{X_1 - X_2}{2 i} \text{ usw.}$$

Sämtliche Konstanten sind hier reell, weil ψ_1 und ψ_2 den zwei konjugiert komplexen Wurzeln m_1 und m_2 entsprechen, und darum $\psi_1 + \psi_2$ reell, $\psi_1 - \psi_2$ imaginär und infolgedessen auch $\frac{\psi_1 - \psi_2}{2 i}$ wieder reell ist. Ebenso für ψ_3 und ψ_4 usw.

Es werden die Verschiebungen nach Gl. (32e)

$$(36a) \quad u = \cos \lambda \frac{X}{r} \cdot \left\{ \Phi^{\eta_1} (A_1 \cos \mu_1 \ln \Phi + A_2 \sin \mu_1 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_2} (A_3 \cos \mu_2 \ln \Phi + A_4 \sin \mu_2 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_3} (A_5 \cos \mu_3 \ln \Phi + A_6 \sin \mu_3 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_4} (A_7 \cos \mu_4 \ln \Phi + A_8 \sin \mu_4 \ln \Phi) \right\}$$

$$(36b) \quad v = \sin \lambda \frac{X}{r} \cdot \left\{ \Phi^{\eta_1} (B_1 \cos \mu_1 \ln \Phi + B_2 \sin \mu_1 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_2} (B_3 \cos \mu_2 \ln \Phi + B_4 \sin \mu_2 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_3} (B_5 \cos \mu_3 \ln \Phi + B_6 \sin \mu_3 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_4} (B_7 \cos \mu_4 \ln \Phi + B_8 \sin \mu_4 \ln \Phi) \right\}$$

$$(36c) \quad w = \frac{1}{\alpha} \sin \lambda \frac{X}{r} \left\{ \Phi^{\eta_1 - 1} (C_1 \cos \mu_1 \ln \Phi + C_2 \sin \mu_1 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_2 - 1} (C_3 \cos \mu_2 \ln \Phi + C_4 \sin \mu_2 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_3 - 1} (C_5 \cos \mu_3 \ln \Phi + C_6 \sin \mu_3 \ln \Phi) + \Phi^{\eta_4 - 1} (C_7 \cos \mu_4 \ln \Phi + C_8 \sin \mu_4 \ln \Phi) \right\}$$

Die Verschiebungen setzen sich aus Schwingungen von folgender Form zusammen:

$$f = \Phi^\eta (R_1 \cos \mu \ln \Phi + R_2 \sin \mu \ln \Phi)$$

Es ist:

$$f' = \frac{1}{\alpha} \Phi^{\eta - 1} [(-\eta R_1 - \mu R_2) \cos \mu \ln \Phi + (-\eta R_2 + \mu R_1) \sin \mu \ln \Phi]$$

$$= \frac{1}{\alpha} \Phi^{\eta - 1} [R_1^{(1)} \cos \mu \ln \Phi + R_1^{(1)} \sin \mu \ln \Phi]$$

$$f'' = \frac{1}{\alpha^2} \Phi^{\eta - 2} [R_1^{(2)} \cos \mu \ln \Phi + R_2^{(1)} \sin \mu \ln \Phi]$$

¹⁴ Siehe Fr. Dischinger, Anm. 5.

Durch Differentiation reproduzieren sich die Schwingungen; die Dämpfungen jedoch ändern sich.

Tangentenverdrehung ϑ :

$$\vartheta = \frac{1}{R} (v - w').$$

$$(37) \quad \vartheta = \frac{1}{R} \sin \lambda \frac{x}{r} \left\{ \varphi^{\eta_1+1} (B_1 \cos \mu_1 \ln \varphi + B_2 \sin \mu_1 \ln \varphi) + \varphi^{\eta_2+1} (B_3 \cos \mu_2 \ln \varphi + B_4 \sin \mu_2 \ln \varphi) + \dots \right\} + \frac{1}{\alpha^2 r} \sin \lambda \frac{x}{r} \left\{ \varphi^{\eta-1} (C_1^{(1)} \cos \mu_1 \ln \varphi + C_2^{(1)} \sin \mu_1 \ln \varphi) + \varphi^{\eta_2-1} (C_3^{(1)} \cos \mu_2 \ln \varphi + C_4^{(1)} \sin \mu_2 \ln \varphi) + \dots \right\}$$

Schnittkräfte:

$$(38a) \quad N_\varphi = \frac{D}{r} \sin \lambda \frac{x}{r} \left\{ \varphi^{\eta+1} [(B_1^{(1)} + C_1) \cos \ln \varphi^{\mu_1} + (B_2^{(1)} + C_2) \sin \ln \varphi^{\mu_1}] + \varphi^{\eta_2+1} [(B_3^{(1)} + C_3) \cos \ln \varphi^{\mu_2} + (B_4^{(1)} + C_4) \sin \ln \varphi^{\mu_2}] + \varphi^{\eta_3+1} [(B_5^{(1)} + C_5) \cos \ln \varphi^{\mu_3} + (B_6^{(1)} + C_6) \sin \ln \varphi^{\mu_3}] + \varphi^{\eta_4+1} [(B_7^{(1)} + C_7) \cos \ln \varphi^{\mu_4} + (B_8^{(1)} + C_8) \sin \ln \varphi^{\mu_4}] \right\}$$

$$(38b) \quad N_x = -\frac{D\lambda}{r} \sin \lambda \frac{x}{r} \left\{ \varphi^{\eta_1+1} (A_1 \cos \ln \varphi^{\mu_1} + A_2 \sin \ln \varphi^{\mu_1}) + \varphi^{\eta_2+1} (A_3 \cos \ln \varphi^{\mu_2} + A_4 \sin \ln \varphi^{\mu_2}) + \varphi^{\eta_3+1} (A_5 \cos \ln \varphi^{\mu_3} + A_6 \sin \ln \varphi^{\mu_3}) + \varphi^{\eta_4+1} (A_7 \cos \ln \varphi^{\mu_4} + A_8 \sin \ln \varphi^{\mu_4}) \right\}$$

$$(38c) \quad N_{rx} = \frac{D}{2r\alpha} \cos \lambda \frac{x}{r}$$

$$\left\{ \varphi^{\eta_1+1} [(A_1^{(1)} + \lambda \alpha B_1) \cos \ln \varphi^{\mu_1} + (A_2^{(1)} + \lambda \alpha B_2) \sin \ln \varphi^{\mu_1}] + \varphi^{\eta_2+1} [(A_3^{(1)} + \lambda \alpha B_3) \cos \ln \varphi^{\mu_2} + (A_4^{(1)} + \lambda \alpha B_4) \sin \ln \varphi^{\mu_2}] + \varphi^{\eta_3+1} [(A_5^{(1)} + \lambda \alpha B_5) \cos \ln \varphi^{\mu_3} + (A_6^{(1)} + \lambda \alpha B_6) \sin \ln \varphi^{\mu_3}] + \varphi^{\eta_4+1} [(A_7^{(1)} + \lambda \alpha B_7) \cos \ln \varphi^{\mu_4} + (A_8^{(1)} + \lambda \alpha B_8) \sin \ln \varphi^{\mu_4}] \right\}$$

$$(38d) \quad M_\varphi = \frac{kD}{\alpha^2} \sin \lambda \frac{x}{r} \left\{ \varphi^{\eta_1+2} [(C_1^{(2)} - C_1^{(1)}) \cos \ln \varphi^{\mu_1} + (C_2^{(2)} - C_2^{(1)}) \sin \ln \varphi^{\mu_1}] + \varphi^{\eta_2+2} [(C_3^{(2)} - C_3^{(1)}) \cos \ln \varphi^{\mu_2} + (C_4^{(2)} - C_4^{(1)}) \sin \ln \varphi^{\mu_2}] + \dots \right\} + \frac{kD}{\alpha} \sin \lambda \frac{x}{r} \left\{ \varphi^{\eta_1+4} [(B_1 + C_1) \cos \ln \varphi^{\mu_1} + (B_2 + C_2) \sin \ln \varphi^{\mu_1}] + \varphi^{\eta_2+4} [(B_3 + C_3) \cos \ln \varphi^{\mu_2} + (B_4 + C_4) \sin \ln \varphi^{\mu_2}] + \dots \right\}$$

Aus dem Ausdruck für M_φ , der sich aus zwei Schwingungen zusammensetzt, ersieht man, daß der in der Einleitung dieses Kapitels erwähnte Ansatz $M_n = A \varphi^m$ nicht zum Ziele führen kann.

3. Vergleich mit der angenäherten Lösung durch Exponentialfunktionen, Fehlerabschätzung.

Statt die Partikularintegrale der Gl. (32a—c) nach Gl. 32e) anzusetzen, können wir, wie in I, 4 gezeigt wurde, die Verschiebungen U_n und V_n aus Gl. (32a u. b) eliminieren und eine totale Differentialgleichung achter Ordnung für W_n erhalten.

Indem wir die mit k behafteten Glieder gegenüber 1 vernachlässigen können, erhalten wir aus Gl. (32c)

$$V_n' = -W_n - k [\varphi^4 W_n'' + 12 \varphi^3 \varphi' W_n''' + \dots] = -W_n - k [].$$

Gl. (32b) wird einmal nach φ differenziert und ergibt:

$$(\varphi U_n)' = \frac{2}{\lambda} (\varphi^2 V_n)'' - \lambda V_n' + \frac{2}{\lambda} (\varphi^2 W_n)'' = \lambda W_n - \frac{2k}{\lambda} (\varphi^2 [])'' + \lambda k [].$$

Gl. (32a) wird einmal nach φ differenziert, dann mit φ multipliziert und nochmal nach φ differenziert und ergibt:

$$-\lambda^2 (\varphi U_n)' + \frac{\varphi^2}{2} (\varphi U_n)'' - \frac{2\varphi}{\alpha} (\varphi U_n)''' + \frac{1}{\alpha^2} (\varphi U_n)'''' + \frac{\lambda \varphi^2}{2} V_n'' - \frac{2\lambda \varphi}{\alpha} V_n''' + \frac{\lambda}{\alpha^2} V_n'''' = 0.$$

Indem wir für V_n und $(\varphi U_n)'$ obenstehende Ausdrücke einsetzen, erhalten wir die Differentialgleichung für W_n :

$$\varphi^2 (\varphi^2 [])'' + 4 \varphi^3 \varphi' []''' + \dots + \frac{\lambda^4}{k} W_n = 0$$

oder:

$$\varphi^8 \frac{d^8 W_n}{d\varphi^8} + 40 \varphi^7 \varphi' \frac{d^7 W_n}{d\varphi^7} + \dots + \frac{\lambda^4}{k} W_n = 0.$$

Wir führen den Exponentialansatz nach Gl. (27a) ein:

$$W_n = \zeta e^{m\varphi} = \zeta \beta.$$

Unter Beachtung von Gl. (27b—c) erhalten wir:

$$\varphi^8 (m^8 \gamma^8 \zeta \beta + 8m^7 \gamma^7 \zeta' \beta + 28m^7 \gamma^6 \gamma'' \zeta \beta + \dots) + 40 \varphi^7 \varphi' m^7 \gamma^7 \zeta \beta + \dots + \frac{\lambda^4}{k} \zeta \beta = 0.$$

Es kann durch β dividiert werden und wir wählen:

$$\varphi^8 \gamma^8 = 1, \quad \gamma' = \pm \varphi^{-1},$$

$$m^8 + \frac{\lambda^4}{k} = 0.$$

Mit negativem Vorzeichen erhält man zur Bestimmung von γ :

$$d\gamma = -\frac{d\varphi}{\varphi}, \quad d\varphi = d\left(1 - \frac{\varphi}{\alpha}\right) = -\frac{1}{\alpha} d\varphi$$

und es wird:

$$\gamma = \alpha \ln \varphi.$$

Die erste Annäherung für ζ ist bestimmt durch

$$(28 - 40) \varphi' = 8 \varphi \frac{\zeta'}{\zeta}$$

oder nach Trennung der Variablen:

$$-1,5 \frac{\varphi'}{\varphi} = \frac{\zeta'}{\zeta}$$

$$\zeta = C \varphi^{-1,5}$$

Somit wird:

$$W_n = C \varphi^{-1,5} e^{m\alpha \ln \varphi} = C \varphi^{m\alpha - 1,5} \left(m = \sqrt[8]{\frac{\lambda^4}{k}} e^{\frac{i\pi}{8} c} \right).$$

Wir wollen dieses Ergebnis mit denen in II, 2 gefundenen vergleichen:

Nach Gl. (32e):

$$W_n = G \varphi^{\bar{m}-1}$$

$$\text{Es ist } \bar{m} = \bar{m}_1 + z_1, \text{ wo } \bar{m}_1 = a \sqrt[8]{\frac{\lambda^4}{k}} e^{\frac{i\pi}{8} c} = m \alpha$$

Als erste Annäherung für \bar{z}_1 erhalten wir aus Gl. (35a)

$$\bar{z}_1 = -\frac{4 \bar{m}_1'}{8 \bar{m}_1} = -0,5.$$

Es wird also:

$$W_n = G \varphi^{m\alpha - 1,5}.$$

Das in II, 2 gezeigte angenäherte Lösungsverfahren ist also eine Analogie zu dem Newtonschen Lösungsverfahren für algebraische Gleichungen.

In diesem Falle wäre es auch leicht möglich, durch das Verfahren II, 2 die zweite Annäherung zu finden. Allgemein wird das aber zu komplizierten Rechnungen führen und man muß sich mit der ersten Annäherung nach Gl. (28 oder 29a) begnügen. Wie wir für die Übergangsspirale ersehen, sind damit die Amplituden mit einer Genauigkeit bis auf zwei von Hundert bestimmt, die Perioden auf eine Genauigkeit auf eins bis zwei von Hundert. Für praktische Zwecke genügt diese Genauigkeit vollkommen. Vor allem hat es wenig Zweck, durch komplizierte Rechnungen genauere Rechnungsergebnisse anzustreben als es die Voraussetzungen, die der Rechnung zugrunde liegen, mit ihrer mehr oder weniger guten Übereinstimmung mit den tatsächlichen Verhältnissen berechtigt erscheinen lassen.

Es ist in diesem letzten Abschnitt die Rechnung nach I, 4 für eine Schale mit veränderlichem Krümmungshalbmesser sowie veränderliche Schalenstärke durchgeführt. Wie man sieht, ist der Lösungsgang genau derselbe bei veränderlicher Schalenstärke wie bei konstanter. Die Beschränkung auf konstante Schalenstärke in I, 3 ebenso wie die frühere Beschränkung auf isotrope Schalen, ist darum keine Einschränkung der Allgemeingültigkeit der in Abschnitt II, 2 angegebenen Lösungsmethode durch Exponentialfunktionen. Die Einschränkungen werden nur deshalb gemacht, um die Ausdrücke nicht so kompliziert zu machen, daß die Übersicht des Lösungsganges darunter leiden würde.

IV. Zusammenfassung.

Es werden die Gleichgewichtsbedingungen und die Schnittkräfte für eine Zylinderschale mit beliebiger Querschnittsform aufgestellt.

Für eine weitgespannte frei aufliegende Tonne wird eine Lösung mittels Reihen angegeben und eine weitere Lösung mittels Exponentialfunktionen, die eine gute Annäherung ermöglichen. Für eine besondere Querschnittsform, der Übergangsspirale, können die Partikularintegrale ohne weiteres angegeben werden. Dadurch wird eine Fehlerabschätzung für die angenäherte Lösung mittels Exponentialfunktionen ermöglicht.

Bei der Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen wird gezeigt, daß man sowohl das Moment M_φ als auch die Verschiebung senkrecht zur Schale w als Unbekannte wählen und aus den gekoppelten Differentialgleichungen eine partielle Differentialgleichung für die Unbekannte finden kann. Berücksichtigt man die Momente in Richtung der Erzeugenden, kann man nicht mehr alle Größen durch M_φ ausdrücken, wohl aber durch w . Diese Eigenschaft ermöglicht eine Lösung des Problems auch für andere Randbedingungen als die hier behandelten.

KNICKFESTIGKEIT EXZENTRISCH BEANSPRUCHTER SÄULEN AUS BAUSTOFF, DER NUR GEGEN DRUCK WIDERSTANDSFÄHIG IST.

Von Baudirektor N. Royen, Stockholm.

Das heutige Bestreben, die Maße der Pfeiler- und Mauerkonstruktionen soweit als möglich zu beschränken, hat zur Folge gehabt, daß man jetzt häufig solche Verhältnisse berücksichtigen muß, die man bei den vorher gebräuchlichen dicken Konstruktionen ohne Bedenken hätte außer acht lassen können. Dies gilt unter anderm für die Knickfestigkeit exzentrisch gedrückter schlanker Säulen und Wände aus einem Baustoff, der Zugspannungen nicht aufnehmen kann, beispielsweise aus Ziegeln, Beton ohne Bewehrung u. dgl. Im folgenden wird ein Versuch gemacht, diese Frage theoretisch zu lösen und für praktische Berechnungen zweckmäßige Gleichungen aufzustellen.

Folgende Bezeichnungen werden verwendet:

- l die theoretische Länge der Säule,
- b die Breite des Säulenquerschnittes,
- h die Höhe des Säulenquerschnittes,
- J das Trägheitsmoment des Säulenquerschnittes,
- P die Druckkraft,
- e die Exzentrizität der Kraft P,
- c der kleinste Randabstand der Kraft,
- E das Elastizitätsmaß.

Mit Rücksicht auf die Ausbiegung der Säule können drei verschiedene Fälle vorliegen, die nachstehend der Reihe nach betrachtet werden:

Fall I. Die Kraft P wirkt innerhalb der Kernweite in sämtlichen Querschnitten.

Bekanntlich wird in diesem Falle mit den Bezeichnungen nach Abb. 1

$$(1) \quad y = \frac{e}{\cos \alpha_m} (1 - \cos \alpha_x) = z - z_0,$$

wo

$$\alpha_x = x \sqrt{\frac{P}{E J}} \quad \text{und} \quad \alpha_m = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P}{E J}},$$

mithin

$$(2) \quad y_m = \frac{e}{\cos \alpha_m} - e = c - z_0.$$

Die Grenzbedingung dieses Falles ist

$$(3) \quad \frac{e}{h} = \frac{1}{6} \cos \alpha_m.$$

In der Abb. 5 ist die Grenzlinie für $\frac{Pl^2}{E J}$, nach Gl. (3) berechnet, gestrichelt eingetragen.

Fall II. Die Kraft P wirkt außerhalb der Kernweite in sämtlichen Querschnitten.

Die Bedingung für diesen Fall ist

$$\frac{h}{2} \geq e \geq \frac{h}{6}.$$

Die Randspannung im Querschnitt x (Abb. 2) wird

$$\sigma_x = \frac{2}{3} \frac{P}{bz}$$

und im Endquerschnitte

$$\sigma_P = \frac{2}{3} \frac{P}{bc}$$

mithin

$$(4) \quad \sigma_x = \sigma_P \cdot \frac{c}{z}.$$

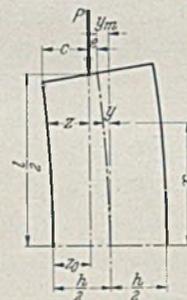


Abb. 1.

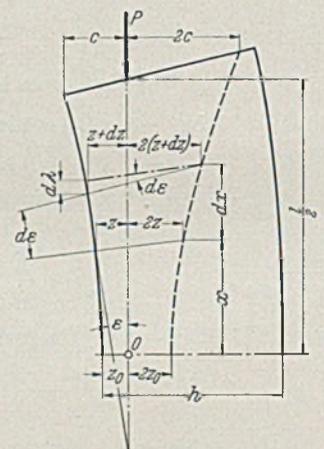


Abb. 2.

Wird der Formänderungswinkel mit ϵ und die Kantenzusammendrueckung mit $d\lambda$ bezeichnet, erhält man

$$d\lambda = \sigma_x \frac{dx}{E} = 3z d\epsilon,$$

und

$$\epsilon = \frac{dz}{dx - d\lambda} = \frac{\frac{dz}{dx}}{1 - \frac{d\lambda}{dx}}$$

mithin

$$(5) \quad \epsilon = \frac{\frac{dz}{dx}}{1 - \frac{\sigma_P c}{E z}}.$$

Die erste Ableitung der Gl. (5) wird

$$\frac{d\epsilon}{dx} = \frac{\sigma_x}{3 E z} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_P c}{E z^2} = \frac{\left(1 - \frac{\sigma_P c}{E z}\right) \frac{d^2 z}{dx^2} - \frac{\sigma_P c}{E z^2} \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}{\left(1 - \frac{\sigma_P c}{E z}\right)^2}$$

und also die Differentialgleichung der Biegelinie

$$(6) \quad \frac{d^2 z}{dx^2} - \frac{\sigma_P c}{E z^2} \left(\frac{dz}{dx}\right)^2 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_P c}{E z^2} \left(1 - \frac{\sigma_P c}{E z}\right) = 0.$$

Nach einmaliger Integration wird mit eingesetzten Randwerten erhalten

$$(7) \quad \frac{dz}{dx} = \left(1 - \frac{\sigma_p c}{E z}\right) \sqrt{\frac{2}{3} \ln \left(\frac{1 - \frac{\sigma_p c}{E z}}{1 - \frac{\sigma_p c}{E z_0}}\right)}$$

oder nach Reihenentwicklung und mit der Bezeichnung $\frac{\sigma_p c}{E} = m$

$$(8) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{dz}{dx} &= \left(1 - \frac{m}{z}\right) \sqrt{\frac{2}{3}} m \\ &\sqrt{\left(\frac{1}{z_0} - \frac{1}{z}\right) \left(1 + \frac{1}{2} \left(\frac{m}{z_0} + \frac{m}{z}\right) + \frac{1}{3} \left(\frac{m^2}{z_0^2} + \frac{m^2}{z_0 z} + \frac{m^2}{z^2}\right) + \dots\right)} \end{aligned} \right.$$

Da die Reihe (8) für die in der Praxis vorkommenden Größen von $\frac{m}{z}$ und $\frac{m}{z_0}$ schnell konvergiert und überdies $\frac{m}{z_0}$ sehr klein ist, kann i. d. R. mit genügender Annäherung gesetzt werden

$$(9) \quad \frac{dz}{dx} = \sqrt{\frac{2}{3}} m \left(\frac{1}{z_0} - \frac{1}{z}\right),$$

welche Gleichung nach Integration und Konstantenbestimmung endlich gibt

$$(10) \quad \frac{x}{c} \sqrt{\frac{2}{3} \frac{m}{c}} = \frac{z_0}{c} \sqrt{\frac{z_0}{c}} \left[\sqrt{\frac{z}{z_0} \left(\frac{z}{z_0} - 1\right)} + \ln \left(\sqrt{\frac{z}{z_0} + 1} + \sqrt{\frac{z}{z_0} - 1} \right) \right].$$

Mit

$$x = \frac{1}{2}, \quad z = c \quad \text{und} \quad m = \frac{2}{3} \frac{P}{b E}$$

wird erhalten

$$(11) \quad \frac{1}{3c} \sqrt{\frac{P}{b c E}} = \frac{z_0}{c} \sqrt{\frac{z_0}{c}} \left[\sqrt{\frac{c}{z_0} \left(\frac{c}{z_0} - 1\right)} + \ln \left(\sqrt{\frac{c}{z_0} + 1} + \sqrt{\frac{c}{z_0} - 1} \right) \right].$$

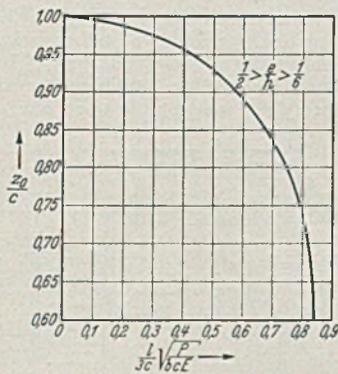


Abb. 3.

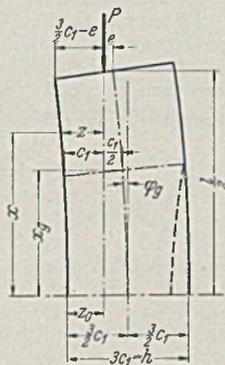


Abb. 4.

Die linke Seite dieser Gleichung kann bei bekannten Säulendimensionen und Belastung berechnet werden, wonach man $\frac{z_0}{c}$ entweder durch Probieren oder aus Abb. 3 erhalten kann. Die größte Randspannung (für $z = z_0$) ergibt sich danach

$$(12) \quad \sigma_{\max} = \sigma_0 = \frac{2}{3} \cdot \frac{P}{b c z_0}.$$

Im Falle $\frac{z_0}{c} = 0,6$ erhält die linke Seite der Gl. (11) ihren größten Wert = 0,839 entsprechend die Grenzbelastung (Knicklast) P_k , mithin

$$\frac{1}{3c} \sqrt{\frac{P_k}{b c E}} = 0,839,$$

also mit

$$c = \frac{h}{2} - e \quad \text{und} \quad J = \frac{b h^3}{12}$$

$$(13) \quad P_k = 76 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{h}\right)^3 \frac{E J}{l^2}.$$

Fall III. Die Kraft P wirkt innerhalb der Kernweite in der Nähe den Säulenden und im übrigen außerhalb der Kernweite.

Die Bedingungen für diesen Fall sind

$$\frac{e}{h} \leq \frac{1}{6} \quad \text{und} \quad \frac{z_0}{h} \leq \frac{1}{3}.$$

Für den Säulenteil zwischen $x = x_g$ und $x = \frac{1}{2}$ (Abb. 4) wird das Biegemoment (mit $c_1 = \frac{h}{3}$),

$$M_x = P \left(\frac{3}{2} c_1 - z\right) = E J \frac{dz^2}{dx^2}.$$

Diese Differentialgleichung gibt nach Integration und Einführung der Randwerte

$$(14) \quad x - x_g = \sqrt{\frac{E J}{P}} \left(\arcsin \frac{c_1}{2 \sqrt{\frac{E J}{P} \varphi_g^2 + \frac{c_1^2}{4}}} - \arcsin \frac{\frac{3}{2} c_1 - z}{\sqrt{\frac{E J}{P} \varphi_g^2 + \frac{c_1^2}{4}}} \right)$$

als Gleichung der Biegelinie (φ_g = die Neigung für $x = x_g$).

Für $x = \frac{1}{2}$ und $z = \frac{3}{2} c_1 - e$ erhält man gemäß Gl. (14)

$$(15) \quad \frac{1}{2} - x_g = \sqrt{\frac{E J}{P}} \left(\arcsin \frac{1}{\sqrt{4 \frac{E J}{P c_1^2} \varphi_g^2 + 1}} - \arcsin \frac{2e}{c_1 \sqrt{4 \frac{E J}{P c_1^2} + 1}} \right).$$

Wenn $x \leq x_g$ ist, gelten die für den Fall II abgeleiteten Gleichungen, also bei Vernachlässigung der kleinen Glieder $\frac{m}{z}$ und $\frac{m}{z_0}$ gemäß Gl. (9) und mit $m = \frac{2}{3} \frac{P}{b E}$

$$\frac{dz}{dx} = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{P}{b c_1 E} \left(\frac{c_1}{z_0} - \frac{c_1}{z}\right)}.$$

Für $x = x_g$ ist $z = c_1$ und

$$\frac{dz}{dx} = \varphi_g = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{P}{b c_1 E} \left(\frac{c_1}{z_0} - 1\right)},$$

mithin, da $J = \frac{27 b c_1^3}{12}$,

$$\sqrt{4 \frac{E J}{P c_1^2} \varphi_g^2 + 1} = \sqrt{4 \frac{c_1}{z_0} - 3}$$

und also nach Gl. (14)

$$x_g = \frac{1}{2} - \frac{3}{2} c_1 \sqrt{\frac{b c_1 E}{P}} \left(\arcsin \frac{1}{\sqrt{4 \frac{c_1}{z_0} - 3}} - \arcsin \frac{2e}{c_1 \sqrt{4 \frac{c_1}{z_0} - 3}} \right).$$

Diese Gleichung gibt, in Verbindung mit Gl. (10) für $x = x_g$ und $z = c_1$, nach Umformung endlich

$$(16) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{1}{3c_1} \sqrt{\frac{P}{b c_1 E}} &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P}{E J}} = \frac{z_0}{c_1} \sqrt{\frac{z_0}{c_1}} \left[\sqrt{\frac{c_1}{z_0} \left(\frac{c_1}{z_0} - 1\right)} \right. \\ &+ \ln \left(\sqrt{\frac{c_1}{z_0} + 1} + \sqrt{\frac{c_1}{z_0} - 1} \right) \left. \right] + \arcsin \frac{1}{\sqrt{4 \frac{c_1}{z_0} - 3}} \\ &- \arcsin \frac{2e}{c_1 \sqrt{4 \frac{c_1}{z_0} - 3}} \end{aligned} \right.$$

Nach Gl. (16) sind folgende Maximalwerte von $\frac{1}{2} \sqrt{\frac{P_k}{E J}}$ für verschiedene Exzentrizitätsverhältnisse $\frac{e}{h}$ berechnet worden:

$\frac{e}{h}$	0	$\frac{1}{24}$	$\frac{2}{24}$	$\frac{3}{24}$	$\frac{4}{24}$
$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{P_k}{E J}}$	1,57	1,35	1,17	1,00	0,839

Zusammenfassung der Ergebnisse.

In der Abb. 5 sind die nach den Gl. (3), (13) und (16) berechneten Maximalwerte des Ausdrucks $\frac{P_k l^2}{E J}$, wo P_k die Knick-

belastung ist, für die vorkommenden Exzentrizitätsverhältnisse zusammengestellt worden. Mit Hilfe dieser Kurve ist es leicht die Knickbelastung bei bekannten Säulendimensionen zu berechnen.

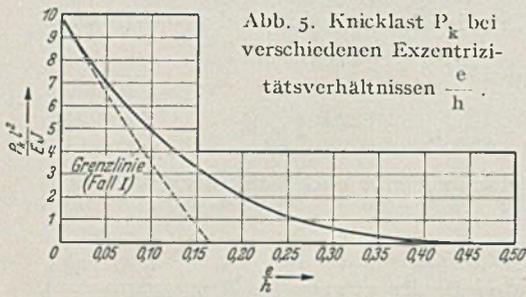


Abb. 5. Knicklast P_k bei verschiedenen Exzentrizitätsverhältnissen $\frac{e}{h}$.

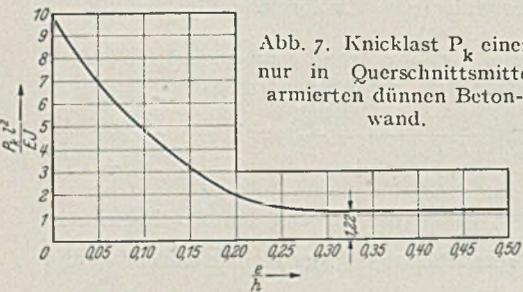


Abb. 7. Knicklast P_k einer nur in Querschnittsmitte armierten dünnen Betonwand.

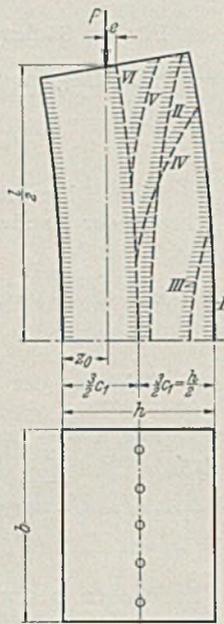


Abb. 6.

Wie durch Prüfung leicht zu erkennen ist, kann indessen die Gl. (13) ohne größeren Fehler als maximal 3,5% für die Berechnung der Knickbelastung bei allen vorkommenden Verhältnissen $\frac{e}{h}$ (von $\frac{e}{h} = 0$ bis $\frac{e}{h} = \frac{1}{2}$) verwendet werden, mithin

$$(13) \quad P_k = 76 \left(\frac{1 - e}{2} \right)^3 \cdot \frac{E J}{l^2}$$

Die zu P_k gehörige Größe von $\frac{z_0}{h}$ wird dabei ungefähr:

$$\frac{z_0}{h} = \frac{1}{3} - 0,8 \frac{e}{h} \quad \text{wenn} \quad \frac{e}{h} \leq \frac{1}{6}$$

$$\text{und} \quad \frac{z_0}{c} = 0,6 \quad \text{,,} \quad \frac{e}{h} \geq \frac{1}{6}$$

Knickfestigkeit einer nur in Querschnittsmitte armierten dünnen Betonwand.

Ebenso wie oben kann auch die Knicksicherheit einer dünnen Betonwand, die nur in Querschnittsmitte bewehrt ist, berechnet werden. Hierbei wird jedoch angenommen, daß die Armierung nur Zugspannungen und der Beton nur Druckspannungen aufnimmt. Weil nicht weniger als sechs verschiedene Fälle (Abb. 6) hier untersucht werden müssen, werden die Ableitungen sehr weitläufig. Als Endergebnis wurden die in der Abb. 7 angegebenen Knickbelastungen bei verschiedenen Exzentrizitätsverhältnissen erhalten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zwei neue Getreidespeicher im Straßburger Hafen.

Zur Verbesserung der unzureichenden Anlagen für Lagerung und Verteilung der Getreidevorräte wurden im Hafen von Straßburg in den Jahren 1935 und 1936 zwei neue Speicher errichtet, deren wichtigste bauliche und betriebliche Durchbildungen nachstehend kurz beschrieben werden.

An Stelle eines abgebrannten hölzernen Lagerhauses wurde am Bassin d'Austerlitz ein neuer, im Grundriß $22,50 \times 22,50$ m großer und 47 m hoher Speicher errichtet. Das die ganze Umgebung beherrschende Bauwerk wurde als Eisenbetongerippe mit gemauerten Umfassungswänden ausgeführt. Im Inneren des Gebäudes lassen sich zwei voneinander abgetrennte Hauptteile unterscheiden: Der in der Mitte gelegene Silo und die ihn umschließenden Lagerräume (Abb. 1). Der Silo besteht aus 24 im Grundriß rechteckigen und $2,1 \times 3,22$ m im Lichten großen Eisenbetonzellen von 24,5 m Höhe. Jede Zelle kann rd. 158 m^3 Getreide, der Silo somit insgesamt etwa 3800 m^3 aufnehmen. Die Anordnung der Tragbalken in den Wänden und die Ausbildung der Siloböden zeigt der Querschnitt (Abb. 2). Die sieben Geschosse der Lagerräume sind je 3,5 m hoch und besitzen hölzerne zwischen Stahlträgern auswechselbare Trennwände, welche die Herstellung von 14 Abteilen mit je 38 m^3 Fassungsraum in jedem Geschosß gestatten. Im ganzen können auf diese Weise rd. 3400 m^3 gelagert werden, so daß Silo und Lagerräume zu-

sammen für 7200 m^3 Getreidevorrat Platz bieten. Das Gebäude ruht auf einer Pfahlgründung von etwa 3,2 m langen Eisenbeton-Rammpfählen, welche in Pfahlbündeln verschiedener Größe angeordnet sind. Die Pfähle einer solchen Gruppe werden durch eine 1,2 m starke Eisenbetonplatte zu gemeinsamer Wirkung herangezogen. So haben beispielsweise die stark belasteten Gründungen der Mittelstützen zwölf Pfähle aufzuweisen, während in den Rand- und Eckpfählen acht bzw. fünf Stück Pfähle vorhanden sind. Unterkante Gründungsplatte liegt nur 0,5 m

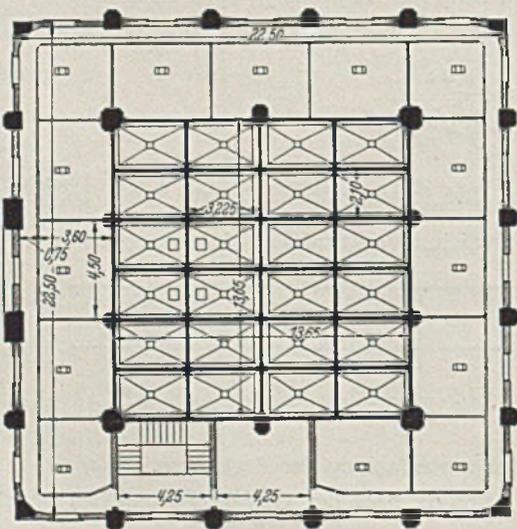


Abb. 1. Grundriß des Speichers am Bassin d'Austerlitz.

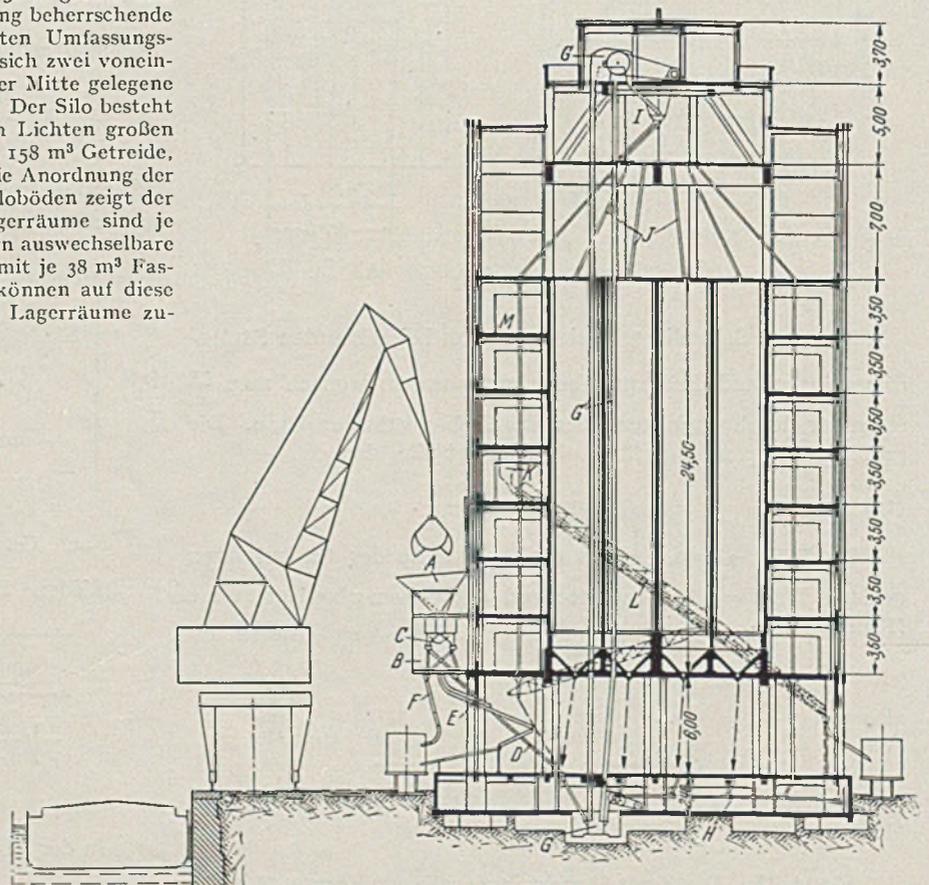


Abb. 2. Querschnitt des Speichers am Bassin d'Austerlitz.

unter dem Grundwasserstand, so daß bei dieser Ausführung eine offene Wasserhaltung mit zwei Pumpen genügt. Eine Verstärkung der Anlage war lediglich für die Gründung der 1 m tieferen Becherwerksgrube notwendig. Um das infolge längeren Betriebes der Wasserhaltung eingetretene Absaugen des Feinsandes im Untergrund unschädlich zu machen, wurden nach Beendigung der Gründungsarbeiten Zementmörtelimpresungen vorgenommen.

Der Seitendruck des Füllgutes wurde nach den Formeln von Mörsch

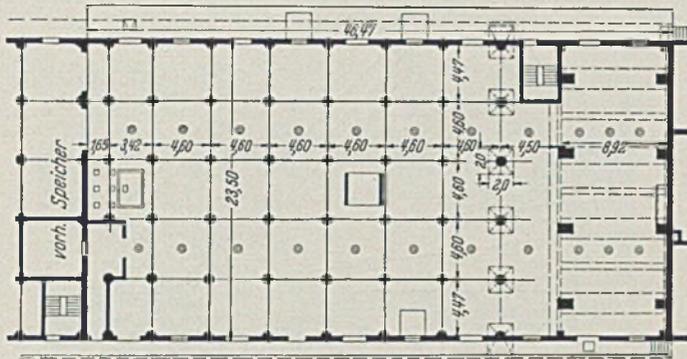


Abb. 3. Erdgeschoß-Grundriß des Speichers am Bassin du Commerce.

berechnet. Es ergab sich unter Berücksichtigung der ministeriellen Vorschriften 1906/27 eine Wandstärke der Zellen von 15 cm. Die durch eine Nutzlast von 2000 kg/m² beanspruchten Decken der Lagerräume sind 20 cm stark. Für den Eisenbeton wurden einheitlich 350 kg Zement je Kubikmeter verarbeitet. Das Mischverhältnis des Schotters (10/25 mm) zum Sand (0/5 mm) wurde mit 2 : 1 ermittelt. Die Leistung des durch zwei 250 l-Mischer beschickten Gießturmes betrug 5 m³ je Stunde. Diese verhältnismäßig geringe Menge ergab sich aus der Forderung nach einem Betongemisch mit möglichst niedrigem Wassergehalt, welches gerade noch in den Rinnen bewegt werden konnte. Zur Verdichtung des Betons wurden in den dünnwandigen Bauteilen, z. B. Zellenwänden, Rüttler verwendet. Der Einbau gehobelter Schalung gewährleistete die Herstellung glatter Sichtflächen und ermöglichte die unmittelbare Ausführung eines besonderen weißen Farbanstriches.

Zwischen diesen derartig hervorgehobenen Betonflächen jedes Geschosses liegt in wirkungsvollem Gegensatz das dunkle Ziegelmauerwerk der Ausfachung. Letztere ist im Bereich der Eckstützen in 7 cm Stärke angeblendet, so daß auf diese Weise eine zusammenhängende große Fläche entsteht.

Das meist auf dem Wasserwege ankommende Getreide wird durch den Greifer eines fahrbaren Portalkranes in einen großen Aufnahmetrichter gehoben, gewogen und durch Rohre entweder nach der Becherwerksgrube geleitet und eingelagert oder sofort lose bzw. in Säcken verladen. Das zur Lagerung bestimmte Getreide wird gehoben und durch einen im obersten Geschoss befindlichen Verteiler besonderer Bauart mit 100 t Stundenleistung je nach Bedarf und Eignung in die Silozellen oder Lagerräume gebracht. Von dort aus kann in Bahnwagen, Fuhrwerke oder Schiffe verladen werden. Es sind ferner noch besondere Einrichtungen vorhanden, um das Getreide sowohl in den Silozellen als auch in den Lagerräumen zu reinigen, nach Körnung abtrennen und umstapeln zu können.

Der andere Speicher liegt am Bassin du Commerce und ist an einen bereits bestehenden in der Weise angebaut, daß die Schaueiten beider Bauwerke einander völlig entsprechen.

Der Grundriß dieses Bauwerkes ist rechteckig und mißt 46,5 × 23,5 m im Erdgeschoß (Abb. 3). Die darüberliegenden Geschosse kragen um je 1,38 m aus (Abb. 4). Die gute Beschaffenheit des Baugrundes ermöglichte die Gründung durch Eisenbetonplatten unter den Tragpeilern und gewöhnlichen Stampfbetonplatten im übrigen Bereich. Die als Pilzdecken ausgebildeten 20 bzw. 22 cm starken Eisenbetondecken sind für 1600 bis

2000 kg/m² Nutzlast berechnet. Die Stützenabmessungen sind in zwei aufeinanderfolgenden Geschossen dieselben und betragen für die Mittelstützen bei achteckiger Ausbildung 35—80 cm. An der Giebelseite liegt der 24-zellige Silo, gestützt durch acht Säulen von 0,8 × 1,3 m Querschnitt. Die einzelnen Zellen haben meist quadratischen Querschnitt, die Wandstärke beträgt 12 cm, der Boden ist 15 cm stark.

Im Eisenbeton wurden 300 kg Zement je Kubikmeter Beton verarbeitet. Das Verhältnis der Zuschlagstoffe ist das gleiche wie bei dem

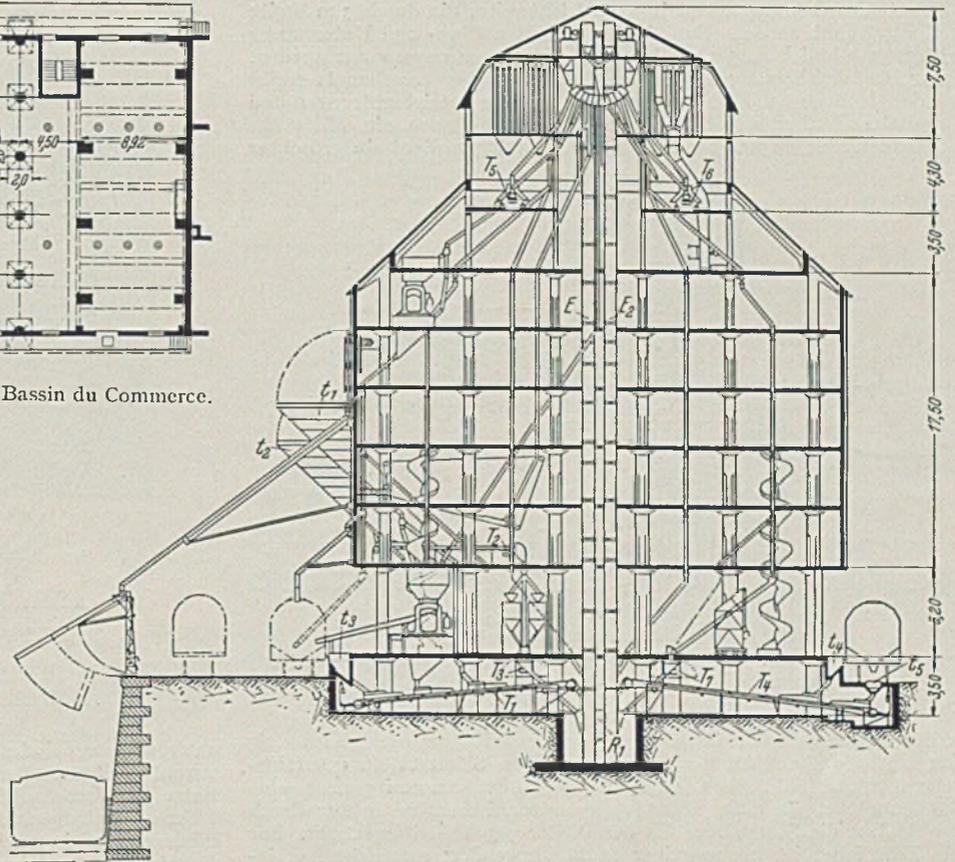


Abb. 4. Querschnitt des Speichers am Bassin du Commerce.

eingangs beschriebenen Speicher. Der Beton sowie die übrigen Baustoffe wurden durch einen Turmdrehkran eingebracht.

Die Betriebsanlagen gestatten einen stündlichen Absatz von 100 t Getreide und bestehen im wesentlichen aus zwei Becherwerken, einer Anzahl von Förderbänder in der Längs- und Querrichtung mit den zugehörigen Fülltrichtern und zwei Verteilern, welche Abzweigungen in acht bis zehn verschiedenen Richtungen ermöglichen. Der Antrieb wird elektrisch betätigt und erfolgt im Gegensatz zu dem Speicher am Bassin d'Austerlitz durch eine wesentlich größere Motorenzahl. Diese Maßnahme wurde dadurch bedingt, daß dieser Speicher auch für die Lagerung anderer Waren als Getreide verwertbar sein soll. Aus diesem Grunde ist auch der verstärkte Einbau besonderer Entlüftungs- und Entstaubungsanlagen vorgesehen. [Nach Le Génie Civ. 4 (1937) S. 77.]

Dr.-Ing. P' A l l e m a n d, Dresden.

Die Wehranlage von Ramet-Ivoz (Belgien).

Der Albert-Kanal, der das Stahlindustriegebiet um Lüttich mit Antwerpen verbinden soll und hierzu für 2000 t-Schiffe ausgebaut wird, geht seiner Fertigstellung entgegen. Der Kanal schließt an die Maas an, die auf Grund ihrer vor vielen Jahrzehnten durchgeführten Kanalisation bislang nur Schiffe von wesentlich geringerem Fassungsvermögen zuließ. Im Rahmen des Gesamtplanes wurden daher auch große wasserbauliche Arbeiten für diesen Maasabschnitt beschlossen, wobei neben dem Ausbau für 2000-t-Schiffe und einer aus schiffahrttechnischen Gründen geforderten Vergrößerung des Abstandes der Staustufen auch die Ableitung

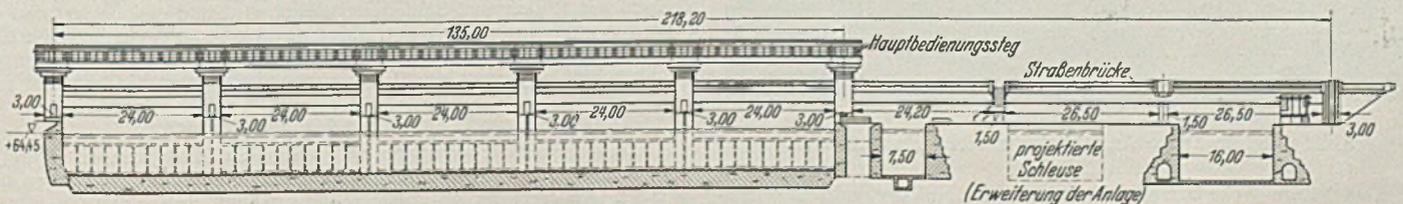


Abb. 1. Übersicht über die Wehranlage.

der Hochwasser verbessert werden sollte. Zur Erfüllung dieser Bedingungen wurden für die Stauanlagen Sektorwehre als bestgeeignet angesehen.

Gegenwärtig befindet sich die Staustufe von Ramet-Ivoz im Bau; sie wird 1937 fertiggestellt werden. Neben der Wehranlage werden zwei Schleusen (von $136 \cdot 16$ m und $55 \cdot 7,5$ m) angelegt; der spätere Ausbau einer dritten Schleuse von $260 \cdot 16$ m für etwaige noch mehr gesteigerte Anforderungen ist berücksichtigt.

Die Wehranlage, deren Gestaltung nachfolgend beschrieben werden soll, hat fünf Öffnungen von je 24 m Lichtweite, die durch 3 m breite Pfeiler getrennt werden. Das Gefälle zwischen Ober- und Unterwasser beträgt gewöhnlich 4,45 m; es kann bis auf 4,70 m angespannt werden. Unter Berücksichtigung der Sohlenhöhe des Unterwasserkanals ergibt sich der Größtwert der Haltung mit 7,35 m. Für Betriebsstörungen und Unterhaltungsarbeiten ist vor dem Hauptwehr noch ein Hilfswehr angeordnet. Als Zugang zu den Triebwerksanlagen dient ein gedeckter

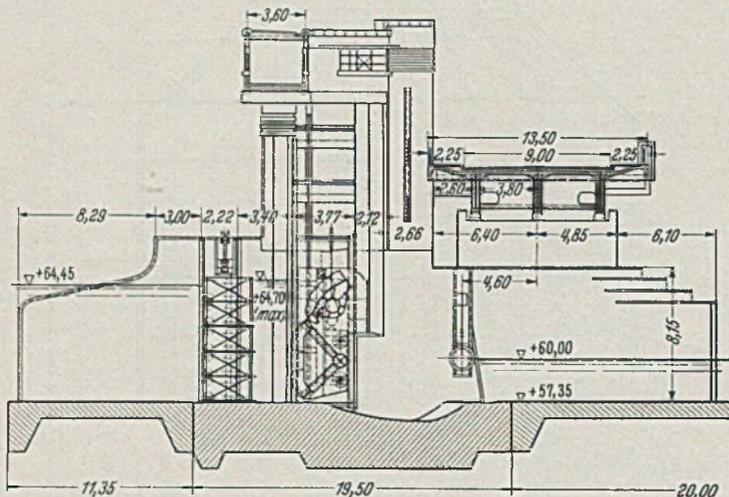


Abb. 2. Querschnitt durch die Wehranlage.

Bedienungsteg, der auf den Obergurten seiner Hauptträger gleichzeitig eine fahrbare Einrichtung zum Einsetzen der Schütztafeln des Hilfswehres trägt. Schließlich liegt auf der Unterwasserseite noch eine Straßenbrücke, die außer ihrer verkehrstechnischen Bedeutung durch ihre Auflast die Standsicherheit der Pfeiler gegen Gleiten erhöht. Für alle Bauglieder ist hochwertiger Stahl verwendet; sämtliche Verbindungen sind geschweißt.

Das Hauptwehr.

Jedes Hauptwehr besteht aus zwei beweglichen Teilwehren, einem unteren und einem oberen. Normalerweise fließt das Wasser über das obere Wehr, durch dessen selbsttätige Einstellung ein gleichmäßiger Wasserstand erzielt wird. Bei stärkerem Wasserzufluß kann sowohl das obere Teilwehr ganz abgesenkt wie auch das untere Teilwehr, notfalls bis über den Hochwasserspiegel, angehoben werden.

talen geneigte Vierendeelträger von gleichbleibender Systemhöhe mit gemeinsamem Untergurt abgestützt sind. Das obere Wehr bildet einen geschlossenen Körper mit innen liegenden Rippen; seine Form ist durch umfangreiche Laboratoriumsversuche an Modellen erprobt und so gewählt, daß Schwingungen vermieden werden. Die Vierendeelträger des

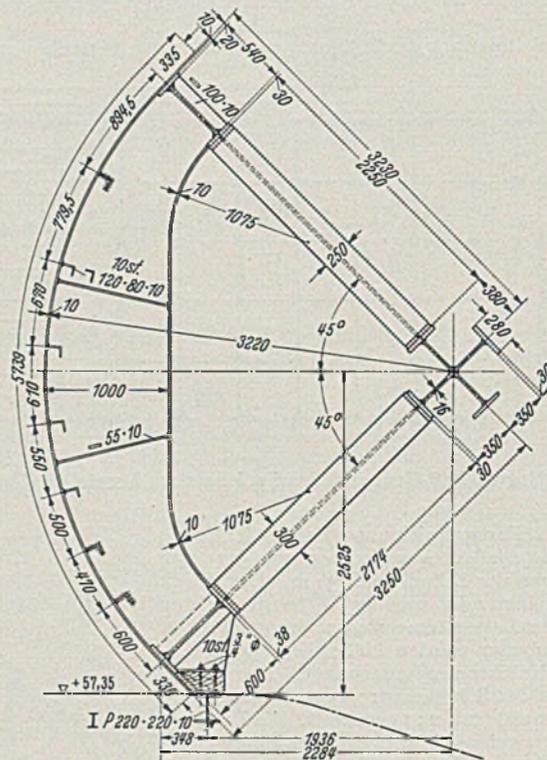


Abb. 4. Bauliche Einzelheiten des unteren Hauptwehres.

unteren Wehres sind seitlich an Tragwerke angeschlossen, die gleichzeitig sowohl die Stützrollen und die Zahnräder für die aus einer Gallschen Kette gebildete Aufhängung wie auch die zwei Drehachsen des oberen Wehres aufnehmen. Diese Tragwerke bewegen sich in entsprechenden Pfeilernischen, in welche die Roll- und seitlichen Führungsschienen sowie die Abdichtungen eingebaut sind.

Sämtliche Rollen sind sphärisch ausgebildet, um alle Formänderungen des Wehres freizugeben; die Stützrollen erhalten Drücke von etwa 170 t. Die seitliche Abdichtung wird durch gummiüberzogene Stahlprofile, die am Wehr befestigt sind und durch den Wasserdruck gegen entsprechende Gegenprofile in den Pfeilernischen gepreßt werden, gebildet. Die untere Abdichtung bewirkt ein Holzbalken, diejenige zwischen oberem und unterem Wehr biegsames Blech.

Das Hilfswehr im Oberwasser.

Das Hilfswehr, als Schützenwehr ausgebildet, besteht aus fünf einzelnen, übereinander gesetzten Elementen von je 1,5 m Höhe. Die vordere Beplankung wird gegen zwei horizontale Fachwerkträger, die durch die üblichen Querverbände verstrebt sind, abgestützt. An den zusammengefaßten Trägern befinden sich zwei Stütz- und drei Führungsrollen, die auf entsprechenden, in den Pfeilern befestigten Schienen laufen. Als Dichtungstoff zwischen den einzelnen Elementen ist Holz verwendet. Das Aufziehen und Absetzen der Elemente erfolgt durch ein auf dem Obergurt des Bedienungsteges längsverschiebliches Hubgerüst, dessen Ausleger etwa 24 m Abstand haben. Im normalen Betrieb liegt die Oberkante der Hilfswehre etwas über dem oberen Stau; sie dienen dann als Schutz für das Hauptwehr gegen antreibende Körper. Bei Hochwasser werden die Elemente bis über den Wasserspiegel herausgehoben.

Das Schutzwehr im Unterwasser.

Das Schutzwehr darf nur eingesetzt werden, wenn das obere Hilfswehr herabgelassen ist. Es besteht aus einzelnen Nadeln aus gezogenen Rohren, die sich unten gegen eine betonierte Schwelle, oben gegen einen schwimmenden rohrförmigen Körper abstützen, der seinerseits in Pfeilernischen mit Rollen und Schienen geführt wird und gleichzeitig den zugehörigen Bedienungsteg trägt. Die Führung bewirkt eine gewisse Einspannung an den Enden; die Enden sind zusätzlich noch aufgehängt, um ein Absacken bei sinkendem Unterwasserspiegel zu verhindern.

Der Hauptbedienungsteg.

Da der Steg die wichtigsten maschinellen Einrichtungen zu tragen hat, sind im Interesse guter Beleuchtung große Fensteröffnungen notwendig. Andererseits läuft, wie schon erwähnt, auf seinen Obergurten der Portalkran, der die Schütztafeln des Hilfswehres einzusetzen hat; hieraus ergeben sich erhebliche Belastungen. Aus diesen Gründen und

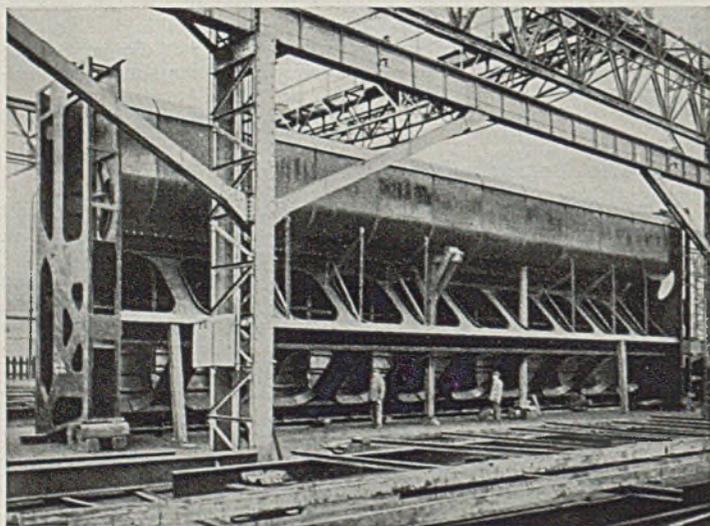


Abb. 3. Rückwärtige Ansicht des unteren Hauptwehres.

Das untere Wehr hat eine kreisrunde Beplankung, mittels durchlaufender waagerechter und (zur Aufnahme des Eigengewichtes) senkrechter Rippen versteift, die ihrerseits gegen zwei, unter 45° zur Horizon-

gleichzeitig architektonischen Rücksichten sind Vierendeel-Hauptträger ohne Eckbleche mit oberen und unteren Querträgern gewählt. Das Stahlwerk ist mit Beton verkleidet, Fußboden und Decke sind in Eisenbeton ausgebildet, die Öffnungen zwischen den Stielen durchgehend verglast. Als Vorteil dieser Anordnung wird hervorgehoben, daß gleiches Schalungsgüst unnötig war; bei der notwendigen Höhenlage des Steges würde ein solches, falls man den Steg ganz aus Eisenbeton gebaut hätte, hohe Kosten verursacht haben. Die Dachabdeckung erfolgt durch Kupferblech, weil gewöhnliche Bitumenabdeckmittel mit Rücksicht auf eine Verschmutzung durch Öl und Fett der Portalkrane ausscheiden mußten.

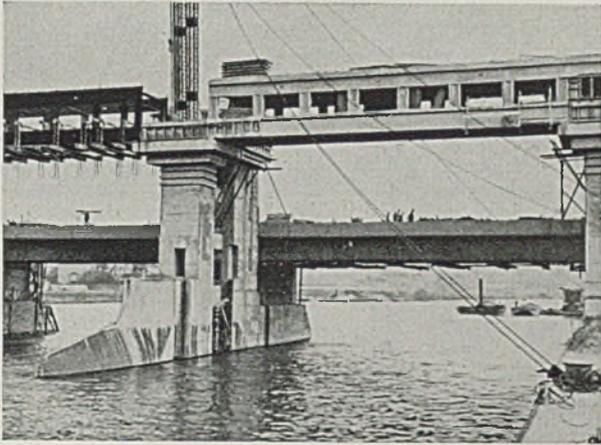


Abb. 5. Der Hauptbediensteg (links die nackte Stahlkonstruktion, rechts mit Beton verkleidet); im Hintergrund die Straßenbrücke.

Die Straßenbrücke.

Diese Brücke überspannt zunächst die drei Schleusenfelder und anschließend die fünf Wehröffnungen; sie hat eine 9 m-Fahrbahn und zwei Fußwege von je 2 m Breite. In den ersten drei Feldern erfordert die Schifffahrt eine gleiche Durchfahrthöhe auf volle Breite; da die Hauptträger unter der Fahrbahn liegen, ergibt sich eine unveränderliche Höhe für die Stehbleche, die aus ästhetischen Gründen auch über die Wehröffnungen durchgeführt ist. Das System ist ein Gerberträger; die Stahlkonstruktion ist ebenfalls mit Beton verkleidet. Die Eisenbetonfahrbahnplatte ruht auf geschweißten Längsträgern, die — als wirtschaftlichste Lösung — ziemlich weiten Abstand voneinander haben.

des Hafens und seiner Umschlaganlagen bis in die neueste Zeit hinein nichts geschehen. Ein natürliches, der Küste vorgelagertes Felsenriff bildete den Schutz für die früher dort anlegenden Schiffe mit ihrem geringen Tiefgang. Seit etwa 150 Jahren müssen die größer gewordenen Seeschiffe außerhalb des Riffes vor Anker gehen. Der Güterumschlag wird mit kleinen Leichterfahrzeugen bewerkstelligt, die am unausgebauten Strande bisher in Handarbeit gelöscht und beladen wurden. In letzter Zeit bot das vom Seegang allmählich abgetragene Riff keinen ausreichenden Schutz mehr. Im Jahre 1934 endlich entschloß sich die Regierung, wirksame Abhilfe zu schaffen und einen brauchbaren Leichterhafen, dessen Anlagen aus dem Hafenplan (Abb. 1) ersichtlich sind, herzurichten.

Für den Bau der Uferschutzmauer und der Mole wurde das vorhandene Felsenriff geschickt ausgenutzt. Den Querschnitt des Wellenbrechers zeigt Abb. 2. Auf der Krone des Riffes wurde eine Grundplatte aus Beton hergestellt, deren Stärke je nach der Riffhöhe wechselt. Vorher wurden die im Riff vorhandenen Spalten gereinigt und mit Beton ausgefüllt. Auf der Grundplatte wurden an der See- und Hafenseite fertige Betonblöcke verlegt und in deren Schutz der weitere Aufbau des Betonkörpers ausgeführt. Dieser Betonkörper hat eine Längsbewehrung aus gebrauchten Eisenbahnschienen und Bügel aus Rundeisen erhalten. Um eine feste Verbindung des Wellenbrechers mit dem Felsenriff sicherzustellen, sind lotrechte Rundeisenanker in den Felsen eingebracht worden. Sie stecken in Bohrlöchern, die mit Zement vergossen wurden. Durch Versuche wurde festgestellt, daß jeder Anker 15 t Zugkraft mit Sicherheit aufnimmt. In regelmäßigen Abständen ist der obere Teil des Wellenbrechers zur Aufnahme von Schiffshaltebügeln pfeilerartig verstärkt worden. Einen ähnlichen Querschnitt hat die Uferschutzmauer erhalten, die bis zur Beendigung der Aufhöhungsarbeiten ebenfalls als freistehender Wellenbrecher wirken mußte.

Die Hafensfläche zwischen dem Wellenbrecher und dem Ufer ist durch Baggerungen auf 2 m Sohlentiefe unter den gewöhnlichen Meeresspiegel gebracht worden. Dabei mußte stellenweise der anstehende Felsboden zunächst durch Sprengungen gelöst und zertrümmert werden.

Auch nach dem Ausbau ist der Hafen also lediglich für Leichterfahrzeuge zugänglich, die Seeschiffe müssen nach wie vor außerhalb des Hafens ankern. Die Einrichtungen für den Güterumschlag sind jedoch wesentlich verbessert worden. Am Süd- und Ostufer des Hafens wurden Kaimauern errichtet. Sie wurden aus Beton erbaut. Streckenweise mußte der lose Boden an der Oberfläche des Baugrundes vorher entfernt und durch eine Steinschüttung ersetzt werden. Die Kaimaueroberkanten liegen 2 m über dem Meeresspiegel.

Auf dem Hafengelände, das mit dem Baggergut aufgehöhrt wurde, sind Lagerplätze für Holz, Zement, Eisen usw. hergerichtet worden. Für den Umschlag von Stückgütern sind zwei Kaischuppen erbaut worden. Sie bestehen aus Eisenschwerkwerk, dessen Stützen auf verbreiterten Betonplatten gegründet sind. Der Nordschuppen ist zweistöckig. Elektrisch

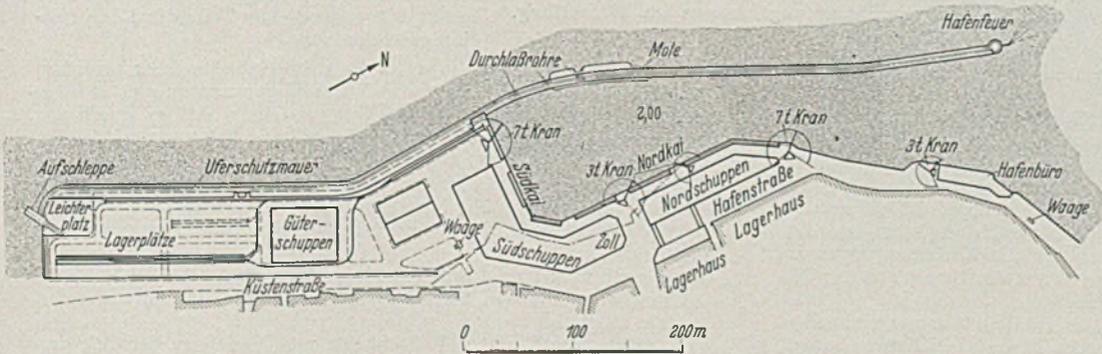


Abb. 1. Hafenplan.

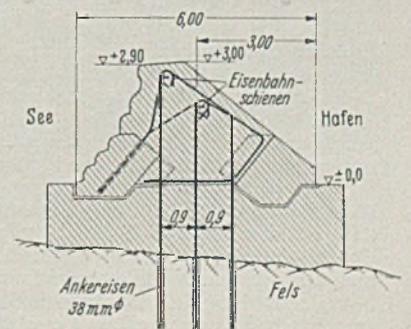


Abb. 2. Querschnitt der Mole.

Der verwendete Baustoff.

Im Hinblick auf einen sparsamen Betrieb der Anlage war es wichtig, die Gewichte der Wehre möglichst gering zu halten. Zu diesem Zwecke waren alle Konstruktionsteile geschweißt. Als Baustoff wurde ein Kohlenstoffstahl (0,12—0,22 % C) mit hoher Festigkeit und als Schutz gegen die Zersetzung (Korrosion) mit Kupferzusatz von 0,25 % verwendet. Die Mindest-Festigkeitseigenschaften waren: Streckgrenze 36 kg/mm², Bruchgrenze 55 kg/mm², Bruchdehnung 20 %, also etwa unserm St 52 entsprechend. Da die zulässige Beanspruchung mit 1800 kg/cm² begrenzt war, wurde auf irgendwelche Stoßzuschläge verzichtet. Für die Wahl der Elektroden für die Schweißverbindungen bestanden strenge Forderungen, um in den Anschlüssen die gleiche Sicherheit wie in den Stahlteilen zu erzielen. Das Gewicht der Hauptwehre betrug 110 t, dasjenige der Hilfswehre etwa 20 t. [Nach „L'Ossature Métallique“ 5 (1936) S. 494.]
Dr.-Ing. C. J. Hoppe, Linz/Rh.

Der Hafen von Jaffa.

Jaffa ist von jeher ein wichtiger Hafen für Palästina gewesen, da es den Landungsplatz darstellt, der Jerusalem am nächsten liegt, und den Endpunkt von Karawanenstraßen bildet. Trotzdem ist für den Ausbau

betriebene Kalkkrane von 4 und 7 t Tragfähigkeit dienen dem Umschlag schwerer Stückgüter. Die Kisten mit Apfelsinen, die über Jaffa in großen Mengen ausgeführt werden, werden auch heute noch von Trägern in die Leichter gebracht.

Da der Hafenverkehr stark zunimmt, werden weitere Ausbaupläne erwogen. Die Anlage eines Hafens, der auch den Seeschiffen Schutz gewährt, wird in absehbarer Zeit notwendig werden. [Nach The Dock and Harbour Authority, 17 (1937) S. 117.] Dr.-Ing. Kressner, Hamburg.

Bitumenbauweisen im Wasserbau.

Auf einer Vortragsveranstaltung des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft wurden am 29. 4. in Berlin zwei bemerkenswerte Vorträge gehalten, und zwar sprach zunächst Herr H. Mösslang, Hamburg, über „Die Entwicklung der Bitumenbauweisen im Wasserbau Deutschlands und der angrenzenden Länder“. Der Vortragende führte etwa folgendes aus:

Abgesehen von einigen unbedeutenden Ansätzen in geschichtlicher Zeit verdient die Entwicklung der Bitumenbauweisen im Wasserbau erst Beachtung in unserem Jahrhundert. Im Jahre 1928/30 etwa finden wir in Deutschland und in den Vereinigten Staaten Amerikas Anregungen,

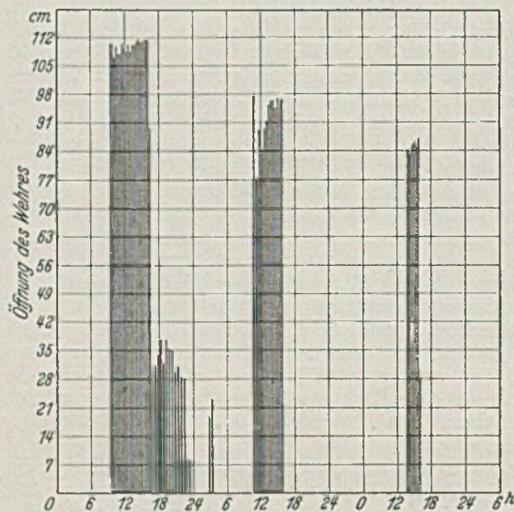
Asphaltbeton zur Sicherung von Flußufern und Kanalböschungen, wie auch zur Dichtung von Staudämmen oder Kanälen zu verwenden.

In Deutschland setzen auf Grund einer Denkschrift des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft große Versuchsarbeiten ein, an denen auch die Mississippi River Commission Anteil nimmt. Die Mississippi River Commission entwickelt von sich aus die Anfertigung großer Matten zur Befestigung der Ufer am Mississippi und geht 1931/32 dazu über, sie im großen zu verlegen.

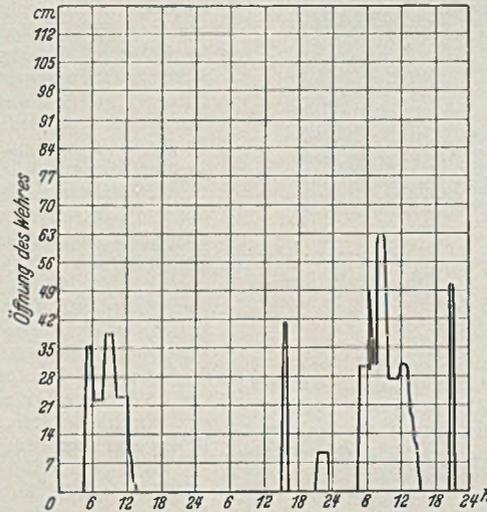
In Deutschland geht die Entwicklung langsamer vor sich. Es folgen zunächst vereinzelte Ausführungen, die aber immer größere Ausmaße annehmen und sich auf alle Gebiete des Reiches und auf alle Zweige des Wasserbaues erstrecken. Es finden sich Probeausführungen in den großen Wasserstraßen, an Flüssen und Befestigungen an Seedeichen.

Von den vielen Verfahren, die der Straßenbau zur Herstellung von Asphaltdecken kennt, haben sich in der Praxis des Wasserbaues zwei eingeführt, von denen sich die Tränkdecken — man rechnet dazu auch die Eingußdecken — in der Hauptsache für Sicherungszwecke bewährt haben, während man zur Dichtung durchweg Asphaltbeton vorzieht.

Auch in verschiedenen angrenzenden Ländern, wie Belgien und Holland, beschäftigt man sich ernstlich mit der Frage der Verwendung von



Freier Wassereinfall in Schwimmerkammer.



Wassereinfall in Schwimmerkammer durch Klappen abgebremst.

Abb. 1. Bewegungen eines selbsttätigen Wehres, (hydraulische Steuerung), links unannehmbare Pendelungen, rechts ruhige Bewegungen nach Einbau von Dämpfungsklappen im Wasserfang.

Asphaltbeton und hat bereits zum letzten Internationalen Schiffahrtskongreß in Brüssel darüber berichtet.

Der Asphaltbeton hat aber auch für Kraftwerkskanäle Bedeutung, da man heute bereits dazu übergeht, den Zementbeton, wie er für Kanalaukleidungen in Frage kommt, von allen Seiten mit Asphalt zu umhüllen, um ihn gegen Angriffe von Säuren und Atmosphärien zu schützen.

Für die Entwicklung ist es von großer Bedeutung, daß sie sich im Wasserbau an die Erfahrungen des Straßenbaues halten kann, andererseits ist aber darin eine Gefahr gegeben, da die Vorbedingungen im Wasserbau so grundverschieden sind von denen des Straßenbaues, daß man vielfach vom Vorbild abweichen muß.

Es hat sich gezeigt, daß für alle Decken, die dem Wasser unmittelbar ausgesetzt sind, nur heiß zu verarbeitendes Material in Frage kommt, während Verschnittbitumen und Kaltasphalt im allgemeinen nur zur Bodenverfestigung verwendet werden können. Man ist auch dabei, Maschinen zum Ausbreiten von Asphaltbeton im Wasserbau einzusetzen, doch stehen wir hier noch ganz am Anfang der Entwicklung. In dankenswerter Weise haben Behörden und Unternehmer die Entwicklung der neuen Bauverfahren gefördert, so daß diesen heute schon ein gesicherter Platz neben den anderen Bauverfahren zuerkannt wird.

Im Anschluß an diesen Vortrag sprach Prof. Dr.-Ing. Neumann, Technische Hochschule Stuttgart, über: „Bitumen im Wasserbau — Eindrücke von der III. Weltkraftkonferenz“.

Er behandelt die besonderen Eigenschaften des Baustoffes Asphalt und zeigt dessen verschiedene Anwendungsmöglichkeiten beim Dichten von Talsperren, Herstellen von Deckwerken, usw. Er ging dabei auf die Versuche ein, die in seiner Materialprüfungsanstalt in Stuttgart seit vielen Jahren mit den verschiedensten Asphaltemulsionen vorgenommen worden sind, und die eine Festlegung der Materialkonstanten und Festigkeiten dieses Baustoffes zum Ziele hatten. An einzelnen Beispielen wurde sodann gezeigt, in welcher Form Asphalt in Wasserbauwerke zur Dichtung nachträglich eingebracht wird. Hierbei war vor allem ein Film von Interesse, der die Wiederherstellung einer völlig durchlässig gewordenen Schüttsteinmole in Texas zeigte. Die Anfang des Jahrhunderts hergestellte Mole bestand aus grobem Bruchstein. Wegen ihrer Durchlässigkeit schützte sie die Hafeneinfahrt wenig. Durch eine groß angelegte Asphaltanlage wurde erreicht, daß man diesen Baustoff bis zu einigen Metern

unter Wasserspiegel in heißem Zustand einschütten konnte, ohne daß dessen plastische Eigenschaften verloren gingen. Der Erfolg war, ein völlig wasserdichter Wall, dessen Krone von einer starken Kappe aus Asphalt abgedeckt wurde. Dadurch wurde ein Herausreißen weiterer Blöcke unmöglich gemacht. Dr.-Ing. habil. Schultze, Berlin.

Über die Wirkungsweise automatischer Wehrantriebe.

Auch in der Technik lernt man am meisten an Fehlern. Es ist deshalb begrüßenswert, wenn ein Autor den Mut aufbringt, über Fehlschläge und Schwierigkeiten zu berichten, die — wenn sie nicht bekannt werden — immer wieder vorkommen, als Kinderkrankheiten bezeichnet und meist stillschweigend beseitigt werden. An Hand von 10 Beispielen ausgeführter Wehre der verschiedensten Größen, die durch 29 Abbildungen prachtvoll verdeutlicht werden, wird auf diese Schwierigkeiten eingegangen und Richtlinien von eindeutiger Klarheit und Einfachheit gegeben, die insbesondere dem entwerfenden Anfänger zeigen, worauf es ankommt. Besonders wertvoll sind diese Angaben, weil 8 von den 10 Beispielen sich auf den gleichen Wehrtyp, nämlich das Gegengewichts-Segmentwehr, beziehen. Die Zahlentafel gibt einen Überblick über die verschiedenartigen Wehrgrößen, die bei den Anlagen der „Gruppo Meridionale di Eletticitä“ im Sila-Gebirge in Kalabrien im Flußgebiet des Neto gebaut sind.

Zahlentafel.
(Angaben in Meter.)

Wehr	Öffnung	Stauhöhe	Sektorradius
1	16	2,75	4,80
2	2 × 8	3,50	5,80
3	2 × 8	2,50	7,50
4	3,00	4,00	4,00
5	2,400	3,30	6,50
6	2 × 21	3,80	7,20
7	4,90	3,25	6,00
8	5,40	2,50	4,25
9	3,00	3,90	Schützentafel
10	3,00	1,60	„

Es ist weniger interessant, jedes einzelne Wehr zu besprechen, als vielmehr die Schwierigkeiten und Fehler zusammenzustellen und die Maßnahmen anzugeben, mit denen jeweils das Wehr zur guten Wirkung gebracht werden konnte. Die Abbildungen lassen die wesentlichen Teile der Konstruktion gut erkennen.

1. Äste und Baumstämme, die als Treibgut im Gebirgswasser heruntorkommen, schieben sich über das Wehr, verklammern sich in dem Stahlfachwerk und belasten das Wehr so stark, daß es durch das Gegengewicht nicht mehr ausgewogen ist. Der Schwimmerautomat versagt, das Wehr öffnet sich nicht.
Maßnahme: Verkleidungen des Stahlfachwerkes mit einer Blechhaut, über die das Treibgut ins Unterwasser abgeschoben wird.
2. Bei geöffnetem Wehr klemmen sich Äste unter das Wehr und hindern den Schluß.
Maßnahme: Nur durch geschickte Bedienung des Wehres von Hand zu vermeiden. Selbsttätig wirkende Maßnahme wie bei 1. nicht möglich.
3. Verstopfung der Einlässe, Fallschächte und Kanäle zu den Schwimmerkammern durch Laub und Sand.
Maßnahme: Geschützte Lage der Einlässe suchen, Rechen anordnen, Abweiskanten in Strömung; gegen Versandung hilft nur Sandfang und dauernde Überwachung und Reinigung.
4. Bei Wellengang im Stauwasser überfluten die Wellen rhythmisch die Einlässe zu den Steuerungsorganen und bringen das Wehr ins Pendeln. Dadurch entstehen vom Wehr ausgehende Stauwellen, die ihrerseits in die Schwimmerschächte einlaufen. Das Tor schaukelt sich selbst auf. Diese Gefahr besteht auch ohne Wellengang, wenn das Tor von Hand gehoben wird und der Stauspiegel in eine Senkkurve übergeht. Pendelungen bis 1 m wurden beobachtet. Vgl. Kurve in Abb. 1.
Maßnahmen:
 a) Schutz des Wasserfangs vor den Wellen durch Umbauen mit Wellenbrechern (teuer und schwierig).
 b) Einbau von Umläufen und Kanälen zur Dämpfung des pendelnden Wasserspiegels (verzögert Wehrbewegung, ist daher nicht überall angebracht).
 c) Einbau von Steuerungsverschlüssen in den Zulaufkanälen, die vom Wehr selbst gesteuert werden (dieser Vorschlag wurde nach näherer Prüfung als nicht völlig erfolgversprechend abgelehnt).
 d) Verlegung des Wassereinflusses für die Schwimmerkammern in ungestörtes Wasser außerhalb der unmittelbaren Spiegelsenkung des Wehres (beste und billigste Art, wenn Zuleitungskanal nicht

zu lang und richtig dimensioniert. Entfernungen sind angewandt von 14, 38 und 57 m. Letztere war zu lang, die Empfindlichkeit des Wehres wurde zu sehr verzögert.

c) Die Einlaßschächte und Öffnungen wurden mit bremsend wirkenden Klappen ausgerüstet, die nicht jeden Wellenkamm eintreten lassen (häufigste Art der Maßnahme, hinreichender Erfolg).

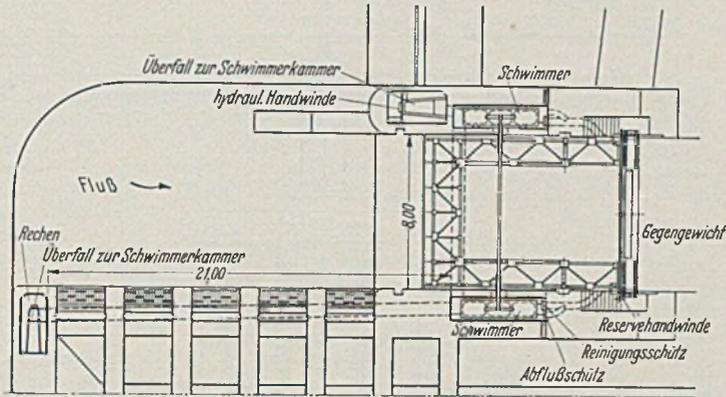


Abb. 2. Grundrißanordnung eines selbsttätigen Segmentwehres neben festem Überfall.

5. Ein Wehr rechtwinklig neben einem festen Streichwehr litt unter ungleichmäßiger Betätigung der beiden seitlichen Schwimmer, weil der Zulauf zur Kammer neben dem Streichwehr geringer war als an der anderen Seite (vgl. Abb. 2 u. 3). Es entstanden Verdrehungen der ungleich gehobenen Wehrkonstruktion.

M a ß n a h m e: Speisung beider Schwimmerschächte von einem gemeinsamen Wasserfang (Abb. 2, links in Abschlussmauer des festen Wehres).

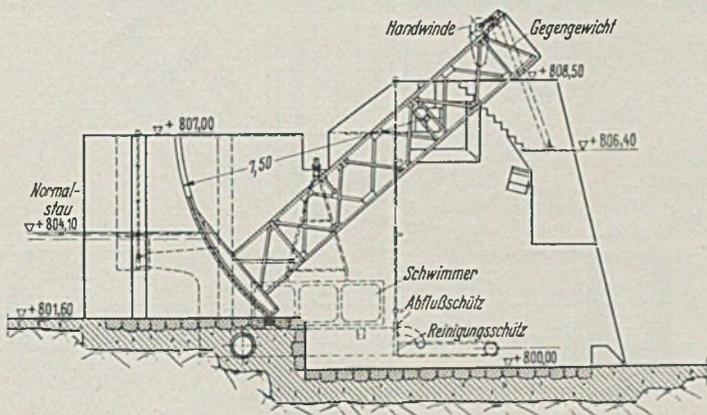


Abb. 3. Grundform des Segmentwehres, wie es den Beobachtungen zugrunde liegt. (Zahlentafel Wehr 1—7.)

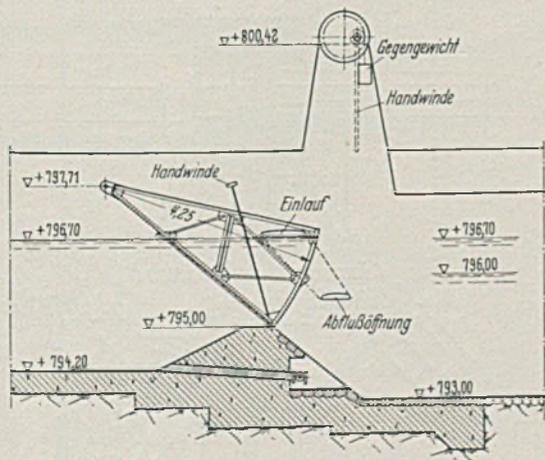


Abb. 4. Selbsttätiges Wehr mit Stau auf der Innenseite des Segmentes. Das Wehr hat sich durch besonders gutes Funktionieren ausgezeichnet.

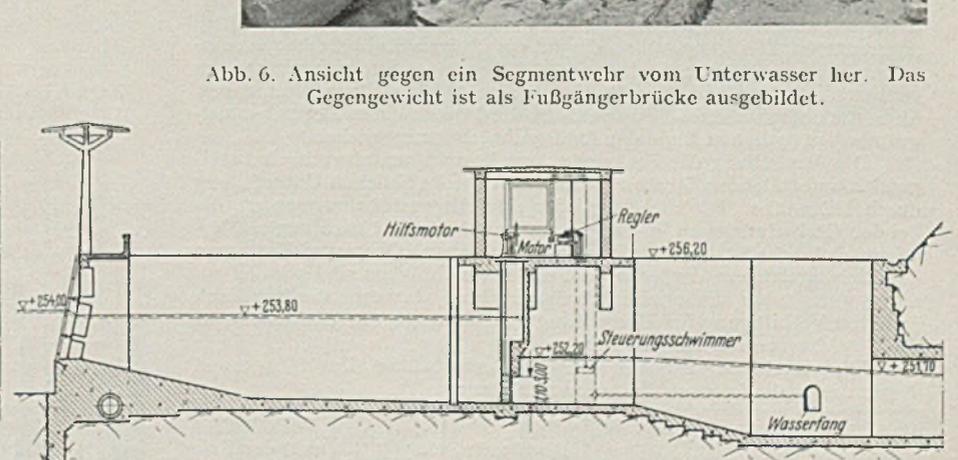


Abb. 5. Automatisch gesteuertes Schützenwehr. Sichere Haltung des Stauspiegels wird betont.

6. Ein Wehr (Nr. 7 der Zahlentafel) wurde durch einen entfernt liegenden Wasserfang im Unterwasser gesteuert und erwies sich beim Probetrieb als zu unempfindlich.

M a ß n a h m e: Mit der Ursache fand man auch ohne weiteres die Maßnahme. Die Zulaufleitung vom Wasserfang hatte einen zu

geringen Querschnitt, der die Verzögerung in der Ausspiegelung bewirkte. Man vergrößerte den Querschnitt und verkürzte die Länge der Zuleitung.

Aus diesen Erfahrungen und der eingehenden Beobachtung der Wehre in Betrieb hat die Bauherrschaft folgende grundsätzlichen Richtlinien für Neuentwürfe aufgestellt:

1. Der Wasserfang ist außerhalb der direkten Einflußzone des Wehres oder eines benachbarten Überfalls anzuordnen.
2. Der Wasserfang ist gegen Wellengang und Treibstoffe zu schützen, Geschiebe ist zu beachten.
3. Wenn mehr als ein Wehr zu betätigen ist, muß für jede Einheit eine eigene Steuerung vorgesehen werden, die von getrennten Wasserfängen bedient wird.
4. In der Grundrißanordnung empfiehlt sich das Wehr aus der Strom- oder Windrichtung herauszuliegen, um es vor direkten Stößen von Treibgut zu schützen.
5. Die Kanäle zwischen Wasserfang und Schwimmerkammern müssen die Veränderungen des Abflusses ohne Bremsung weiterleiten, also groß genug sein. Man soll aber immer Verschlußmöglichkeiten einbauen.
6. Öffnungs- und Schließgeschwindigkeit hängt ab von Stauseehalt + Zufluß bei höchster Füllung. Dieser maximale Wert sollte nicht reduziert werden, weil Wind und Wetter darüber hinaus Unregelmäßigkeiten mit sich bringen.
7. Die Bewegungsgeschwindigkeit des Wehres muß durch zusätzliche Kompensationen abgebremst werden, die an Ort und Stelle genau einreguliert werden können.
8. Man unterscheidet unmittelbare Betätigung des Wehres durch das Stauwasser und mittelbare Betätigung durch einen Motorantrieb, der durch ähnliche Schwimmer, wie sie die unmittelbare Betätigung erfordert, gesteuert wird.

Die mittelbare selbsttätige Betätigung ist nur da am Platze, wo auf Genauigkeit größerer Wert gelegt wird als auf absolutes Funk-

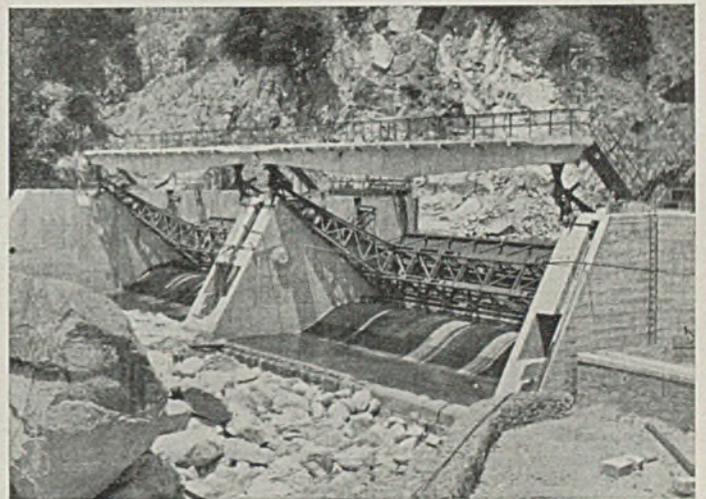


Abb. 6. Ansicht gegen ein Segmentwehr vom Unterwasser her. Das Gegengewicht ist als Fußgängerbrücke ausgebildet.

tionieren (Kraftwerk mit Personal an Ort und Stelle). Hydraulischer unmittelbarer Antrieb ist weniger genau, funktioniert aber sicherer, wenn er zweckmäßig entworfen ist (einsame Gegenden!).

9. Es ist immer ein Reservewindwerk für Bedienung von Hand anzuordnen.

- 10. Frostgefahr ist zu beachten (hierbei handelt es sich nur um einen Hinweis, Erfahrungen können nicht vorliegen).
- 11. Für wichtige oder schwierige Betriebsverhältnisse ist die Vornahme von Modellversuchen stets ratsam.
[Nach L'Energia Elettrica 13 (1936) S. 505.]
Dipl.-Ing. Ernst Bachus, Hannover.

Die größte Gerberbrücke der Vereinigten Staaten.

Die rd. 12 km lange Brückenverbindung zwischen San Francisco und Oakland, die Anfang November 1936 dem Verkehr übergeben wurde, wies in den ersten 19 Tagen einen Verkehr von 660 000 Fahrzeugen auf, das sind im Durchschnitt rd. 35 000 je Tag. Die Kosten des Bauwerks in Höhe von 75 Millionen Dollar werden hauptsächlich durch die Brückengelder getilgt. Der durchschnittliche Brückenzoll beträgt 65 Cent für ein Fahrzeug, so daß in dieser kurzen Zeit fast eine halbe Million Dollar an Brückengeldern eingenommen wurde. Diese Einkünfte übertreffen die früheren Schätzungen bei weitem.

Die verschiedenen Brückenbauwerke des neuen Verkehrsweges sind an dieser Stelle schon mehrfach beschrieben worden¹; im folgenden sollen daher zur Ergänzung nur noch einige Einzelheiten von der Überbrückung der Ostbucht mitgeteilt werden.

Bekanntlich wird der Meeresarm zwischen San Francisco und Oakland durch die Insel Yerba Buena in Ost- und Westbucht geteilt. Zwei Hängebrücken mit je 704 m Mittelstützweite überspannen die Westbucht, die Überbrückung der Ostbucht mit insgesamt rd. 60 000 t Baustahl ist in Abb. 1 dargestellt. Besonderes Interesse — allein schon wegen seiner Abmessungen — verdient der Gerberbalken. Mit einer Stützweite von 427 m steht er an dritter Stelle hinter der Firth of Forth (521 m) und Quebec-Brücke (549 m). Mit zwei übereinander liegenden Fahrbahnen von je 20 m Breite übertrifft er jedoch beide erheblich an verkehrstechnischer Leistungsfähigkeit. Es ist bemerkenswert, daß die Schwierigkeiten in Entwurf, Herstellung und Montage hier größer waren als bei den Zwillingshängebrücken der Westbucht. So wurde z. B. bei den Pfeilergründungen eine Rekordtiefe von 74 m unter MW erreicht.

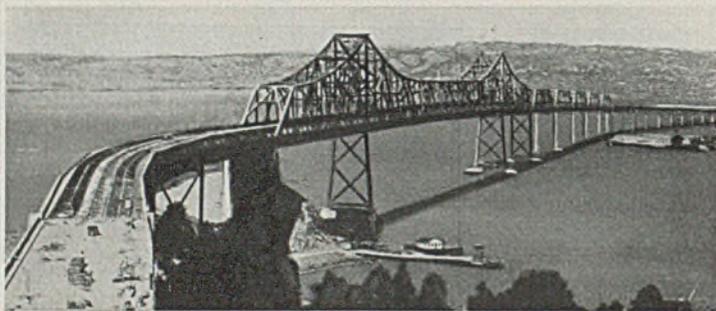


Abb. 2. Ansicht der Gerberbrücke.

Um die Belastung der Fundamente aus Eigengewicht möglichst gering zu halten sind die Pfeiler oberhalb der Wasserlinie als Stahlpendelrahmen ausgebildet. Ein einziger massiver Pfeiler am Westende der Auslegerbrücke, der auf einem Ausläufer der Insel Yerba Buena gegründet wurde, nimmt die längsgerichteten Kräfte der Brücke aus Wind und Erdbeben auf. Die Erdbebenkräfte wurden zu 0,10 des Eigengewichtes angenommen. Die Längskräfte, die auf die übrigen Stahlüberbauten einwirken, werden in einen Stahlgerüstpfeiler geleitet, der sich rd. 1500 m vom massiven Pfeiler entfernt befindet (Abb. 1). Die Längsdehnung von rd. 0,5 m zwischen diesen Festpunkten wird durch einen Doppelpendelrahmen am östlichen Ende der Auslegerbrücke ausgeglichen.

Die Aufschachung der Fachwerkträger besteht aus abwechselnd steigenden und fallenden Streben mit der in Amerika üblichen Unterteilung durch Hilfsstäbe. Für die Zugglieder sind Augenstäbe verwendet, die bei der Gerberbrücke zu je 4 angeordnet sind, hiermit wird zugleich erreicht, daß diese Stäbe etwas körperhafter wirken. Ober- und Untergurt des Einhängerträgers, der 88 m- und der 154 m-Brücken sind parallel geführt, weniger aus schönheitlichen Rücksichten als wegen der hierdurch erzielten Verbilligung für Herstellung und Montage, für die man sogar die Gewichtsvergrößerung in Kauf nahm.

Die verschiedenen Stahllarten der Gerberbrücke, ihre Menge und Kosten zeigt die folgende Zusammenstellung:

Stahlart	eingebaut t	in % des Gesamt- gewichts	Verhältnis- zahl der Ko- sten/Gew.- Einheit
Nickel-Stahl	3 620	7	1,00
Silizium-Stahl	25 700	48	0,74
Kohlenstoff-Stahl	19 400	36	0,69
Augenstäbe + Bolzen	4 890	9	0,80

¹ Ausführliche Schrifttumsangaben s. Bauing. 17 (1936) S. 423.

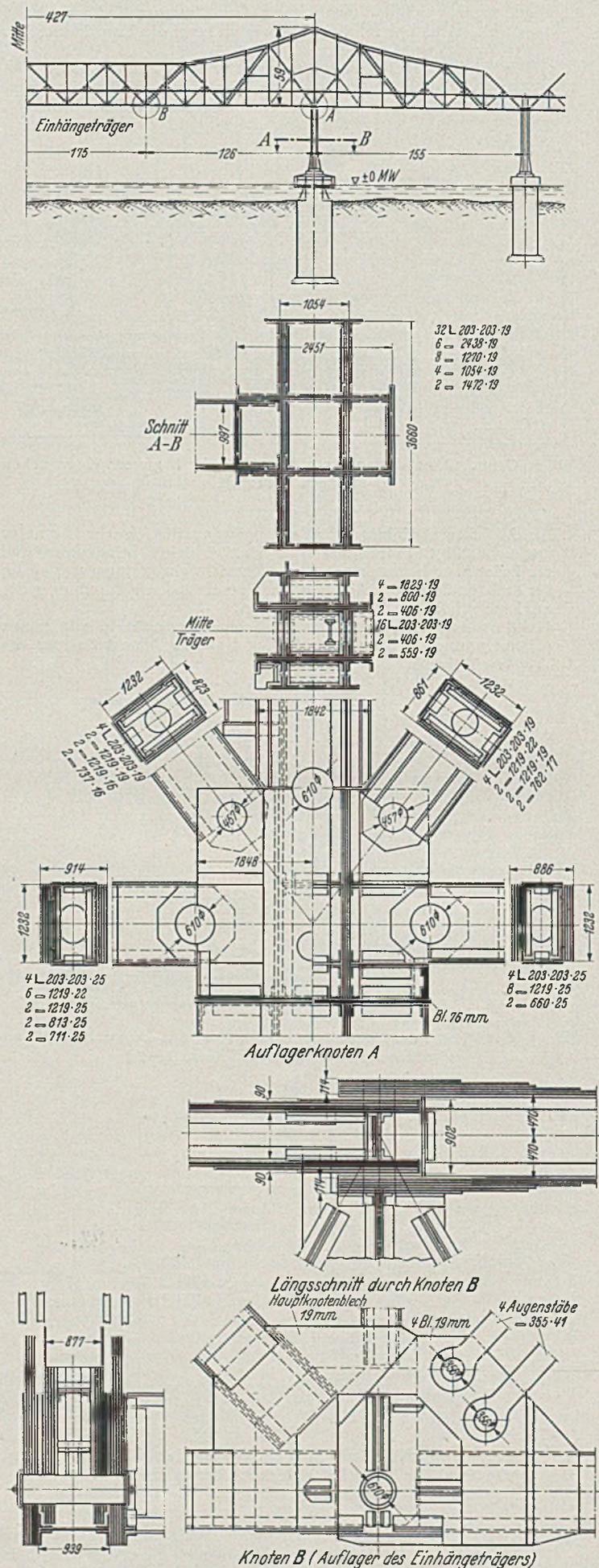


Abb. 3. Knotenpunkte der Gerberbrücke.

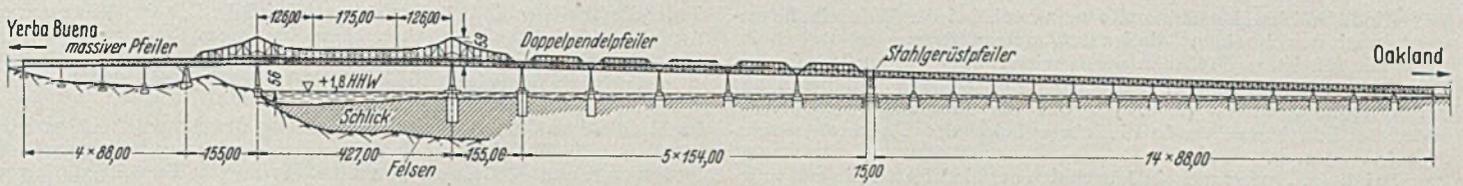


Abb. 1. Überbrückung der Ostbucht (schematisch).

Die Druckstäbe und die Hilfsstäbe für die Montage wurden in Nickel-Stahl ausgebildet. Es ergab sich hierbei, trotz der erheblich größeren Kosten (s. o.) eine beachtliche Verminderung des Eigengewichtes und damit zugleich der Erdbebenkräfte, die übrigens nirgends eine Verstärkung der Stabquerschnitte bedingten. Fahrbahntafel und Hilfsausfachung bestehen aus Silizium-Stahl, die untergeordneten Bauteile aus gewöhnlichem Kohlenstoff-Stahl.

Abb. 3 zeigt Gelenkbolzenanschlüsse, die aus wirtschaftlichen und baulichen Gründen in großer Zahl angewendet wurden. Zu den Bolzen wurde Chrom-Nickel-Stahl verwendet. Die Bolzenverbindungen lassen zwar bauliche Vereinfachungen und auch eine geringe Gewichtsverminderung zu, doch bleibt die statische Wirkung unsicher.

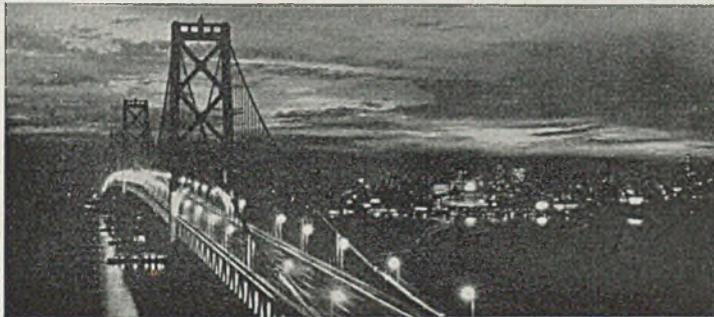


Abb. 4. Die Zwillingshängebrücken der Westbucht bei Nacht.

Die 88 m-Brücken wurden mit einer Hilfsstütze aus Stahl in der Mitte der Öffnung frei vorgebaut. Bei den 154 m-Brücken sind Augenstäbe auch im Untergurt eingebaut, so daß ein Freivorbau unmöglich wird. Der Zusammenbau erfolgt daher auf Gerüsten. Ein Fahrgestell mit 2 Derricks von je 20 t Tragkraft bei 30 m Ausladung lief entsprechend dem Baufortschritt mit 4 Schienen auf der oberen Brückenfahr-

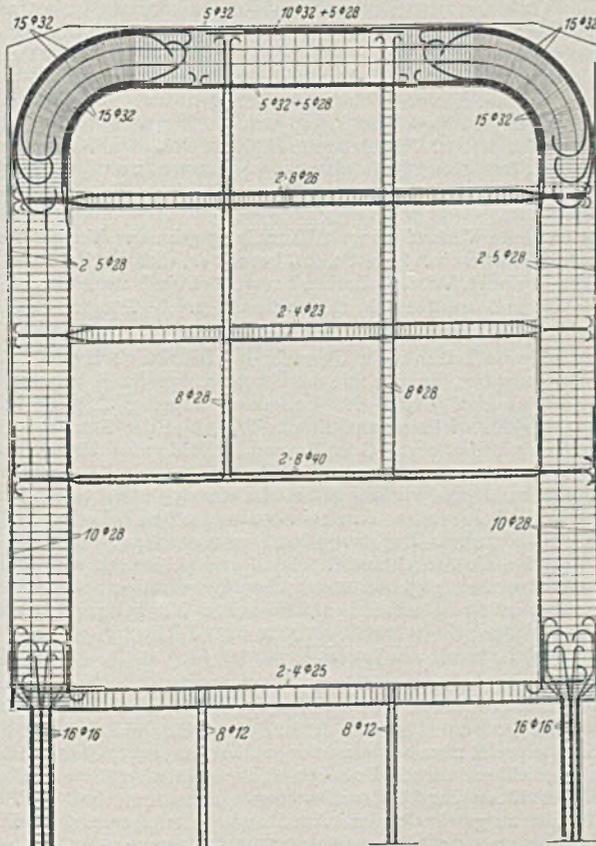


Abb. 1.

bahn. Die 427 m-Öffnung der Gerberbrücke wurde im Freivorbau montiert. [Nach Engng. News-Rec. 117 (1936) S. 737 u. f., Abb. 4 nach Civ. Engng. 7 (1937) S. 66.] Dipl.-Ing. W. Burchard, O.-Sterkrade.

Theaterneubau in Carcassone.

Die Gesamtanlage versucht allen Anforderungen des Theatertreibes gerecht zu werden. Die Anordnung von Eingangshalle, Wandelhalle, Zuschauerraum, Bühne, Treppen, Probesälen, Garderoben, Verwaltungsräumen und sonstigen Nebenräumen ist denn auch in denkbar bestem Zusammenhang bei dem gegebenen Lageplan geglückt. Auch äußerlich fügt sich der Bau einigermaßen gut in die Umgebung ein. Die Verwendung von wertvollem Material, Wandgemälden, geschickte Beleuchtung usw. im Innenausbau geben den gewünschten festlichen Rahmen.

Das Gebäude ist in Eisenbeton ausgeführt. Eine Ausdehnungsfuge teilt den gesamten Baukörper in zwei Teile: Eingangshalle, Wandelhalle und Zuschauerraum einerseits und: Bühnenhaus, Räume für die Künstler und Verwaltungsräume andererseits. Auf besondere Veranlassung der Verwaltung war noch ein größerer Saal anzuordnen, der neben das Bühnenhaus gelegt wurde. Da die angrenzende alte Mauer des Rathauses nicht ausreichte, um die auftretenden Kräfte dieses Gebäudeteils aufzunehmen, entschloß man sich zu folgender Konstruktion, um den Saal möglichst geräumig und ohne Sichtbehinderung durch Stützen zu gestalten. Man benutzte einen rechteckigen Rahmen mit Fundamentstützen. Die Decken der einzelnen Geschosse sind in diesem Rahmen aufgehängt, so daß im Erdgeschoß ein stützenloser Raum entstand (Abb. 1). Eine Verstärkung gegen die alte Mauer dient zur Versteifung des Rahmens.

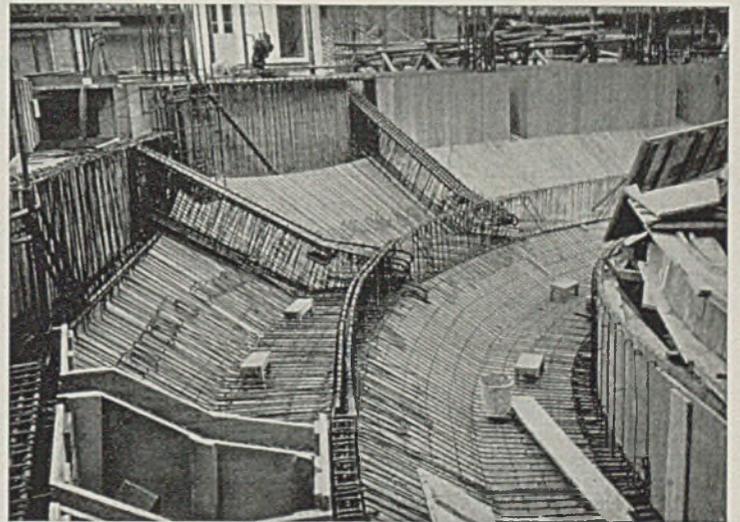


Abb. 2.

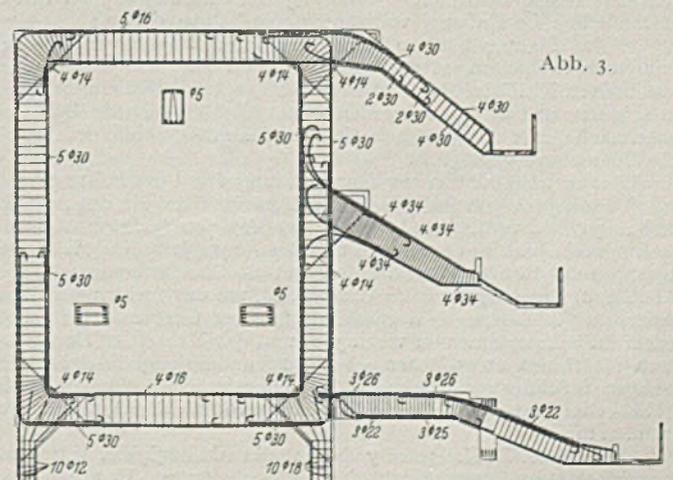


Abb. 3.

Eine ähnliche Bauart wandte man auch bei der Wandelhalle zusammen mit den einzelnen Galerien des Zuschauerraumes an. Der zweite Rang mit geneigtem Fußboden wurde mittels zweier Konsolen mit dem Rahmen verbunden und in den senkrechten Stützen annähernd auf halber Höhe verankert (Abb. 2). Um die Ausladung des dritten Ranges aufzunehmen, wurde die obere Seite des Rahmens verlängert (Abb. 3 u. 4).

Bei dieser Bauart war ein Ausschalen der einzelnen Teile erst möglich, nachdem alles fertig betoniert war.

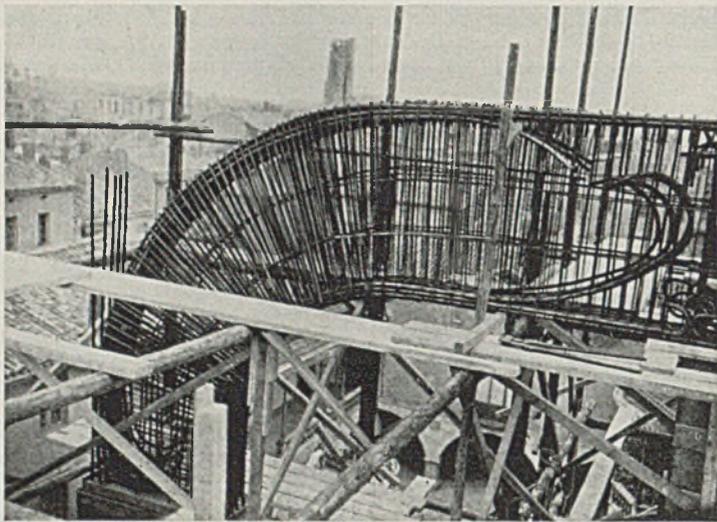


Abb. 4.

Auf die Entlüftungs- und Belüftungsanlagen wurde große Sorgfalt gelegt. Die frische, angesaugte Luft wird durch eine Reihe von Filtern vom Staub gereinigt, wieder erwärmt und durch eine Berieselungsanlage auf den notwendigen Feuchtigkeitsgrad gebracht. Durch Ventilatoren wird die so vorbereitete Luft angesaugt und in ein Luftkanalnetz geführt, dessen einzelne Leitungen in den oberen Teil des Zuschauerraumes münden. Im unteren Teil saugt ein zweites Netz von Kanälen die verbrauchte Luft ab. [Nach Techn. d. Trav. 12 (1936) S. 587.]

Dipl.-Ing. F ö h r i n g e r, Hannover.

Moderner Straßenbau in Amerika.

Unter dem Stichwort „Moderner Straßenbau“ veröffentlicht „Engineering News Record“ eine Reihe von Aufsätzen, die einen Überblick über die Entwicklung im Straßenbau Amerikas geben sollen. Eine Gruppe von Straßenbau-Ingenieuren und Forschern ist verpflichtet worden, durch kurze Beiträge die Fortschritte, Mängel und Verbesserungsmöglichkeiten aufzuweisen, die während 20 Jahren, seitdem das Straßenbauwesen unter staatlicher Führung steht, festgestellt sind.

Die erste Frage, die hier besprochen wird, behandelt den Entwurf der Straßen. H. E. S u r m a n führt aus, daß in früheren Jahren weder eine spätere Erweiterung noch die ständige Instandhaltung der Straßen beim Entwurf berücksichtigt worden ist. Daraus haben sich bei dem dauernd wachsenden Verkehr Nachteile ergeben, die nur mit erheblichen Kosten, in manchen Fällen nur durch Neubauten, beseitigt werden konnten. Die Entwicklung im Straßenbau konnte der des Kraftfahrzeuges nicht folgen. Aus den vergangenen 20 Jahren glaubt S u r m a n nun folgende Erkenntnisse für die Zukunft nutzbar machen zu können: Sämtliche Fragen bezüglich Erweiterung und Unterhaltung der Straßen müssen schon im Entwurf vollständig sein. Dazu gehört:

1. Das Planum muß so bemessen sein, daß später die Spurzahl ohne große Umbauten vermehrt werden kann. Dies wird durch Anlage eines breiten Mittelstreifens und ausgedehnter Bankette erreicht, die im Bedarfsfalle nur befestigt zu werden brauchen. Diese breiten Flächen erhöhen nach seiner Ansicht auch die Fahrsicherheit. Außerdem ist eine gute Entwässerung möglich.

Weitere Maßnahmen zur Herabsetzung der Unterhaltungskosten sind a) Einfügung von Längsfugen bei Betonstraßen, die das Auftreten von Längsrissen verhindern sollen, b) der Bau von Betonrinnensteinen in der Innenseite von Krümmungen und bei Neigungen über 3%, um das Ausfahren der Ränder zu vermeiden und die Oberflächenentwässerung zu leiten, c) Drain-Systeme im Untergrund, um das Steigen des Grundwassers zu verhindern, d) flachere Neigung der Grabenwände, um den Bedarf an Schutzzäunen zu verringern und das Mähen der Böschungen durch Maschinen auszuführen, e) Untergrunddrainage in städtischen Gebieten, f) Schutz gegen Schneeverwehungen in den nördlichen Staaten, g) Kies- oder Plattenabdeckung der Kanten von nicht eingefassten Straßen u. a. m.

Auch Prof. B. H. P e t t y betont die Abhängigkeit eines guten Entwurfs von der Zusammenarbeit aller Fachmänner. Er unterstreicht

ferner die Vorteile, die sich durch eine einheitliche Leitung des gesamten Amerikanischen Straßenbaues ergeben. Es folgen dann Beispiele, die

1. Bauliche Fragen (wie S u r m a n),
2. Verkehrstechnische Fragen (Gleitsicherheit) und
3. die verschiedenen Deckenarten

im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung des Entwurfs behandeln.

Über die Entwicklung der Untergrundforschung berichten T. E. S t a n t o n und A. C a s s a g r a n d e. Früher zu Unrecht stark vernachlässigt, ist der Untergrundforschung und der Bodenmechanik in den letzten 10 Jahren größte Beachtung geschenkt worden. Sie hat sich seitdem schnell entwickelt, wenn sie nach Ansicht der Verfasser auch noch im Versuchsstadium steckt. Das Verhalten der Bodenarten unter Verkehr und Witterung muß weiter studiert werden, um der Baupraxis die nötigen Unterlagen zu verschaffen. Einheitliche Gesichtspunkte in der Art der Untersuchung, einheitliche Bezeichnungen usw. müssen auch hier die Grundlage schaffen, auf der weiter geforscht werden soll.

S t a n t o n führt besonders zwei Fragen auf. Einmal die Verbesserung ungeeigneter Bodenarten für den Unterbau durch Mischung mit geeignetem Baustoff oder bituminösen Emulsionen. Hierbei betont er die Notwendigkeit einer ständigen Überwachung der Feuchtigkeit solcher fraglichen Stellen, auch nachdem für gute Entwässerung gesorgt ist; zum anderen die Verdichtung der geschütteten Erdmassen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß Lagen bis etwa 25 cm mit 12 t-Walze ausreichend verdichtet werden, nachdem durch Wässerung genügend vorverdichtet ist. Laufende Entnahme von Proben zur Untersuchung im Laboratorium sollen gute Arbeit gewährleisten.

C a s s a g r a n d e hebt hervor, daß zu einer guten Ausführung die Kenntnis aller Eigenschaften der Decken wie auch des darunterliegenden Untergrundes gehört. Hierzu muß man die Faktoren, die diese Eigenschaften beeinflussen und Spannungen in Decke und Untergrund verursachen, kennen und fähig sein, mit analytischen Mitteln entsprechende Beziehungen aufzustellen. Der Verfasser betrachtet dann die Entwicklung der letzten 10 Jahre und stellt 3 Arbeitsweisen heraus, die nach seiner Ansicht auch für die künftige Forschung wichtig sind. Es sind:

1. Empirische Studien der Beziehungen zwischen Straßenoberbau und Untergrund, die durch Beobachtung der Decken und Prüfungen an gestörten Proben gewonnen werden.

2. Theoretische Analyse der Spannungen in Betondecken, die sich auf einfache Annahmen von Bodenreaktionen gründet.

3. Unmittelbare Messung von Formänderungen und Spannungen in Decken unter möglichst gleichmäßigen Untergrundbedingungen.

Die Ergebnisse der bisherigen Untersuchungen sind den Ingenieuren sehr nützlich gewesen, wenn auch größtenteils keine zahlenmäßigen, sondern nur Angaben über Eigenschaften gemacht werden konnten. Auf jeden Fall konnten die Entwürfe danach verbessert werden.

Nach Auffassung des Verfassers müssen hierzu noch Untersuchungen an ungestörten Proben kommen, die an Ort und Stelle in der Mitte und am Rande in verschiedenen Tiefen des Planums bei extremen Witterungs- und Verkehrsverhältnissen vorzunehmen sind, um zu klaren, zahlenmäßigen Erkenntnissen zu gelangen. Die vorliegende Aufgabe teilt er in zwei Hauptgruppen: 1. Diejenige, in der hauptsächlich Senkung des Bodens durch Bruch oder Fließen zu befürchten ist und 2. die andere, die Untersuchungen von Volumenänderungen und Formänderungen zum Inhalt hat. Entsprechend lassen sich die Eigenschaften der Böden in zwei Gruppen teilen: Die eine umfaßt die, welche den Widerstand des Bodens gegen Rutschen, Absinken usw. bestimmen, und die andere diejenigen, welche die Änderungen des Bodens in einem Spannungsbereich umfassen.

Im weiteren Verlauf seiner Abhandlung geht der Verfasser näher auf einzelne Fragen ein. Zum Schluß betont er, daß die Zahl der Ingenieure, die in diesen Wissenschaften bewandert sind, noch erheblich erhöht werden muß, um tatsächlich das umfangreiche Programm mit Erfolg durchzuführen.

Der folgende Teil mit der Überschrift „Decken noch ein Problem“ liefert zwei Aufsätze, die sich mit der Frage geeigneter Fahrbahndecken befassen. Über den Stand der laufenden Arbeiten berichtet R. D. B r o w n. Die Entwicklung auf diesem Teilgebiet des Straßenbaues ist von der Praxis her erfolgt. Grundlegend für die ganze Entwurfsarbeit sind die Abmessungen wie Breite, Gefälle im Querschnitt, Kuppen und Wannen u. a. m. Heute wird die Fahrbahn etwa 5,5 m bei einem Verkehr von 750—1000 Fahrzeugen, 6 m bei 4000 und 6,6 m bei sehr schwerem Verkehr angenommen. Durchweg baut man zweispurige Straßen, da man in Amerika die Ansicht vertritt, daß dreispurige nur eine schlechte Zwischenlösung sind, gegeben durch die Notwendigkeit, dem Verkehr etwas Erleichterung zu schaffen und dann aus Mangel an Mitteln, eine vernünftige vierspurige (je zwei Spuren in einer Richtung, getrennt durch Mittelstreifen) Fahrbahn zu bauen.

In seinen weiteren Ausführungen entwickelt er die heutige Ausbildung von Straßendecken aus Kleinpflaster, bituminösen Stoffen und Beton, die im großen und ganzen der in Deutschland üblichen entspricht. Neuerdings erprobt man bei letzteren Luftkammerfugen, die mit Federblechen abgeschlossen sind. Daneben sind quer zu allen Fugen Dübel aus kurzen Eisenstäben eingebaut, um einen guten Zusammenhalt der Platten untereinander zu gewährleisten. Am Rande verstärkt man die Platten allmählich bis zu 5 cm. Eiseneinlagen nimmt man gewöhnlich erst bei Platten über 9 m Länge.

Der zweite Berichterstatter dieses Abschnittes, Prof. J. S. Crandell stellt zunächst fest, daß der Straßenbau noch nicht viel weiter entwickelt ist als zu Caesars Tagen. Es werden die gleichen Baustoffe für die gleichen Ausführungen benutzt, und auch die Ergebnisse sind die gleichen. Die Lage ist heute dieselbe, welcher die Eisenbahn vor 40 Jahren gegenüberstand: Aufhören mit dem Neubau, um die bisher ausgeführten Strecken dem heutigen Verkehr entsprechend umzugestalten.

Anschließend greift er dann einige der wichtigsten Fragen in bezug auf die Oberflächengestaltung heraus. Er betont, daß sowohl Eisenbahn wie Straße den gleichen Mangel haben: Die Fug e. Es ist noch nicht gelungen, das Problem zur Zufriedenheit zu lösen. Er schiebt die Schuld dem Ingenieur zu, der viel Gleichungen über die Stärke der Platten, Fugen, Spannungen, Verdübelungen usw. hat, aber nicht in der Lage ist, eine vernünftige bauliche Gestaltung zu erreichen. Das gleiche gilt für das Brechen von Betonfahrbahnen. Er glaubt, nur aus der ständigen Beobachtung ausgeführter Bauten Erfahrungen für den zukünftigen Entwurf erhalten zu können.

Bezüglich anderer Oberflächenbehandlungen bemerkt der Verfasser, daß die Arbeiten gar nicht sorgfältig genug ausgeführt werden können, wenn nicht sofort starke Schäden auftreten sollen. Zum Schluß wird auch hier dringend auf die Zusammenarbeit zwischen Chemiker, Physiker und Ingenieur hingewiesen.

„Notwendigkeit der Zuordnung der Forschung“ lautet der nächste Abschnitt.

Die Tätigkeit der Staaten im Straßenbau stützt sich neuerdings bei der Auswahl und dem Gebrauch der Baustoffe und Arbeitsverfahren auf Untersuchungen in den Laboratorien und auf Versuchsstrecken. Vorläufig sind jedoch noch viele Lücken in der Kenntnis dieser Dinge, die durch gemeinsame Forschung auf allen Straßenbaugebieten ausgefüllt werden müssen. Besonders eine neue Einteilung und Bezeichnung der Baustoffe ist nötig!

R. R. Litchiser, betont in seinen Ausführungen, daß die Forschung als ein wesentlicher Faktor im Straßenbau anzusehen ist. Auf dieser Erkenntnis baut sich auch die Tatsache auf, daß die einzelnen Forschungsstellen in den Staaten nun mehr unter Führung einer großen Organisation stehen, so daß eine einheitliche Arbeit in allen Fragen gewährleistet ist. Es werden so die Aufgaben, Bezeichnungen usw. für alle Gebiete gleichmäßig festgelegt, so daß der frühere Zustand, daß nicht nur jeder Staat, sondern auch jeder Lieferant seine eigenen Bezeichnungen für seine Baustoffe hatte, aufhört.

Die Aufgaben der Straßenforschungsstellen sind einmal die laufende Untersuchung schon bekannter Baustoffe, die oft einer zweckmäßigeren Einteilung und Bezeichnung bedürfen, und zum anderen das Studium neuer Baustoffe und Einbauverfahren. Gerade in dieser letzten Aufgabe ist es jetzt endlich dahin gekommen, daß die einzelnen Gruppen ihre Ergebnisse mit allen möglichen anderen Stellen wie Bureau of Public Roads, American Association of State Highway Officials, Amer. Society for Testing Materials, Highway Research Board usw. vergleichen. Der Vorteil dieser Zusammenarbeit wird so allgemein anerkannt, daß viele Stellen in dieser zweiten ihre Hauptaufgabe sehen.

Die Arbeit in den einzelnen Stellen geht nach folgendem Plan vor sich. Zunächst werden Studien im Laboratorium durchgeführt, bis die Ergebnisse genügend überzeugen, um im großen Maßstab wiederholt werden zu können. Dann wird das Verfahren oder der Baustoff auf einer Versuchsstrecke angewendet und dauernd beobachtet. Um die Kosten für die Versuche im großen Maßstab herabzusetzen und den allgemeinen Verkehr nicht zu stören, hat man kreisförmige Versuchsstrecken angelegt, die dazu noch den Vorteil haben, daß man die Versuche bis zur Zerstörung fortsetzen kann, was auf öffentlichen Straßen natürlich unmöglich ist. In der gleichen Weise werden jetzt auch die Straßenbaumaschinen geprüft und heute läßt die Straßenbau-Industrie ihre Geräte erst in staatlich anerkannten Laboratorien untersuchen, bevor sie auf den Markt kommen.

Immerhin zeigt die Straßenforschung noch erhebliche Lücken, wenn auch in den Ausführungen Litchisers Fortschritte auf dem Gebiete zu erkennen sind.

F. C. Lang gibt in seinem Aufsatz einen Ausblick auf die zukünftige Tätigkeit der Forschungsstellen und auf die Aufgaben, die ihrer harren.

Zunächst erwähnt er die bituminösen und Teer-Baustoffe, die eine neue Normung besonders nötig haben. Es wird eine Einteilung der Asphaltprodukte, die bei gewöhnlichen Sommertemperaturen fest oder halbfest sind, und in flüssige Asphalte wie Straßenöle, Verschnittpräparate und Emulsionen vorgeschlagen. Die gegenwärtigen Bezeichnungen stammen noch aus einer Zeit, wo die Asphalte nur sehr beschränkt in einigen östlichen Staaten verwendet wurden. Dort reichten sie aus. Heute, wo der Asphalt über das ganze Land Verbreitung gefunden hat, werden Forderungen über die Verbesserung der Einteilung und Bezeichnung sowie der Prüfverfahren von Bitumen- und Teerbaustoffen laut. Noch vor kurzem hatte jedes Straßenbauamt und jede Firma eigene Richtlinien. Schließlich bemühten sich das Bureau of Public Roads und das Asphalt-Institut um eine Vereinheitlichung auf diesem Gebiet. Die Normung der Verschnittprodukte ist nun überall durchgesetzt, während für die Emulsionen das Bedürfnis nicht so dringend ist, da sie nicht sehr viel benutzt werden.

Der Verfasser glaubt, daß es sehr zweckmäßig sein würde, wenn neben den heute bestehenden Versuchen zur Bestimmung der Festigkeit,

Flüchtigkeit, Bitumengehalt, Schmelzpunkt noch solche der Dauerhaftigkeit und des Bindevermögens hinzukämen.

Die Entschlüsse auf der Montana Bituminous Conference und auf dem National Road Oil and Asphalt Congress haben gezeigt, daß Hersteller wie Verbraucher die Notwendigkeit einer einheitlichen Forschung erkennen, um die Grundlagen festzulegen, auf denen passendere Normen aufgebaut werden können.

Für die Teere gilt im allgemeinen das oben genannte. Hier hat man bis auf weiteres 14 Teersorten festgesetzt. Die Prüfverfahren bedürfen aber auch einer wesentlichen Verbesserung und Vereinheitlichung.

Auch der Zement ist nach Ansicht des Verfassers noch ein Problem. Vor 10 Jahren schien dies nicht der Fall zu sein, denn Hersteller und Verbraucher waren gleich zufrieden mit den Ergebnissen. Man erkannte die weitere Forschung des Zementes als wünschenswert an, hielt sie aber nicht für dringlicher als beispielsweise für Granit. Deshalb erregte die Absicht des Missouri Highway Dept., die Zugfestigkeit (nach 7 Tagen) von 14 kg/cm² auf 15,8 kg/cm² zu erhöhen, großes Aufsehen.

Seit dieser Zeit sind die genormten Bedingungen für Portland-Zement auf Grund der erlangten Ergebnisse aus Erfahrung und Forschung geändert, und es scheint, daß noch manche weitere Änderung im Laufe der Jahre zu erwarten ist.

Der Verfasser kritisiert, daß außer der Erhöhung der oben genannten Festigkeitswerte keine anderen Änderungen vorgenommen worden sind. So sind z. B. die alten und gegenwärtigen Forderungen für die Feinheit, angewendet auf die neuen Zemente, bedeutungslos geworden.

Ferner weist er darauf hin, daß die weitere Forschung sich mit der Ausbildung von Zementen befassen müsse, die möglichst wenig Wärme beim Abbinden entwickeln und beständig gegen Säuren und Laugen sind. Augenblicklich besteht auch die Forderung nach einer vernünftigen Bewertungsart der verschiedenen Zemente nach ihren Eigenschaften beim Anmachen des Betons. Im Laboratorium hat man bei den einzelnen Arten verschiedene Eigenschaften festgestellt. Es ist aber noch keine Möglichkeit gefunden, diese Erkenntnis allgemein bei Annahme von Angeboten öffentlicher Arbeiten anzuwenden.

Notwendig ist auch ein kurzzeitiges Verfahren, die Eigenschaften des Zementes zu prüfen, da im allgemeinen keine Zeit für lange Versuche ist.

Die Zuschlagstoffe bedürfen ebenfalls noch eines weiteren Studiums. Die Bestimmung, daß die Zuschläge sauber, hart, dauerhaft, frei von anhaftenden Teilchen sind und ein gutes Mischungsverhältnis sowie keine flachen, länglichen Formen und schädliche Bestandteile aufweisen, scheint dem Verfasser zu umfangreich zu sein. Er weist auf den „Los Angeles rattle test“ hin, einen Versuch, der Verschleiß und Zähigkeit zugleich prüft, um zu zeigen, wie mehrere Prüfungen zu einer zusammengefaßt sind. Es fehlen hier aber noch die nötigen Daten, die zur Bestimmung der Prüfgrenzen erforderlich sind. Im wesentlichen kann man für Betonzuschläge die gleiche Art der Prüfung zulassen wie für diejenigen, die mit bituminösen Bindern zusammengebracht werden. Bei letzteren sind aber noch zusätzliche Bedingungen zu erfüllen. So ist die Frage, ob es sich um Wasser abweisende oder aufnehmende Stoffe handelt, für die sichere Bindung mit dem Bitumen wichtig. Hier bestehen je nach Art des Binders weitere Unterschiede.

Dann wird die Verbesserung natürlicher Erden durch Zusätze von Zement, Teer, Bitumenverschnitt, Asphalt emulsionen usw. erwähnt. Die Arbeiten sind im Gange. Die besten Ingenieure sind eingesetzt, und es wird nur eine Frage der Zeit sein, bis endgültige Ergebnisse vorliegen.

Im großen und ganzen wird auf allen Gebieten gearbeitet. Aber da die Forschungsarbeit nicht genügend organisiert ist, sind die Ergebnisse nicht dem Aufwand entsprechend. Außerdem liegt die Arbeit nur in den Händen weniger wirklich ernster, begeisterter Mitarbeiter, während die Mehrzahl bei den Versuchen und Forschungsarbeiten nicht durchhält, da das sorgfältige Studium fehlt. Hier muß nach Ansicht Langs eingegriffen werden und daneben noch die nötige finanzielle Unterstützung hinzukommen, wenn in Zukunft mit gutem Erfolge gearbeitet werden soll.

Die Linienführung bedarf auch einer Verbesserung. In dem Abschnitt „Entwicklung der Trasse und des Querprofils“ sind die Forderungen aufgestellt, die beim Entwurf einer Straße zu berücksichtigen sind. C. N. Conner führt aus, daß etwa 5% der rd. 550 000 km zweispurigen Straßen zu vier- und sechsspurigen ausgebaut werden müssen, was immerhin 4 Milliarden Dollar kosten würde.

Es muß möglich sein, schreibt er weiter, mit gleichmäßiger, ziemlich hoher Geschwindigkeit (90—100 km/Std. im Flachland, 60—65 km/Std. in bergigen Gegenden) zu reisen, wobei die Erhöhung der Geschwindigkeit aber nicht auf Kosten der Sicherheit gehen darf! Es muß dafür gesorgt werden, daß sich die Verbesserung auf die gesamte Strecke ausdehnt, so daß keine Gefahrenpunkte vorhanden sind. Wo sich solche nicht umgehen lassen, muß ein übersichtliches Signalsystem rechtzeitig warnen. Diese Warnung soll sich nicht nur auf besondere Störungen und Hindernisse beziehen, sondern auch auf plötzliche Änderung in der Linienführung. Ferner verlangt er einen besseren Ausgleich der Steigungen mit Rücksicht auf die häufig überlasteten Fahrzeuge, die in starken Steigungen erheblich mit der Geschwindigkeit herunter müßten. An diesen Punkten ergibt sich dann eine Stauung des Verkehrs. Gegenwärtig verlangt die Am. Association of State Highway Officials in ihren Vorschlägen auf Straßen mit mehr als zwei Spuren und einem Verkehr von mehr als 4000 Fahrzeugen, wobei über 15% Handelszwecken dienen, ein Maximum von 5% Steigung, im übrigen 6%. Bei zweispurigen Straßen

mit einem Verkehr von 750—4000 Fahrzeug./Tag im Maximum 5%, wo es irgend geht, aber auf keinen Fall höher als 8%. Die Praxis fordert sogar noch eine weitere Ermäßigung der Steigung im Flachland sowie sie sich über mehr als 1500 m erstreckt. Das gleiche gilt für Bergland bei Steigungen über 8%, wo noch außerdem Abflachung scharfer Kurven dringend ist. An Stellen, wo diese Verbesserung nicht ohne weiteres möglich ist, soll bei zweispurigen Straßen eine dritte hinzugefügt werden, auf denen die langsameren Fahrzeuge fahren sollen, um den Schnellverkehr nicht zu behindern.

Im Zusammenhang mit der Erhöhung der Geschwindigkeiten müssen auch die Sichtabstände verbessert werden. Diese Aufgabe ist mit in der Abflachung der Krümmungen und Kuppen enthalten. Es wird allgemein die Ansicht vertreten, daß die Sichtabstände bei vierspurigen Straßen nicht so groß zu sein brauchen als bei zweispurigen und, daß die dreispurigen immer noch größere als die erstgenannten verlangen. Die Kosten liegen aber unvernünftig hoch, so daß man sich auch aus diesem Grunde nur in langen Steigungen auf die 3. Spur beschränken wird, die den langsamen Verkehr aufnimmt (sie soll zweckmäßig durch ein Gitter von den anderen beiden getrennt werden). Als kürzesten Sichtabstand für zweispurige Straßen bei den oben erwähnten Reisegeschwindigkeiten sollen etwa 300 m angenommen werden. In gebirgigen Gegenden wird es schwierig sein, über 190 m zu kommen. Vierspurige Straßen, besonders, wenn ein Mittelstreifen oder eine Parkspur die beiden Richtungen voneinander trennt, brauchen nur Sichtabstände von einer Bremslänge, da Unfälle schon durch die Trennung des Verkehrs stark gemindert sind. Sie liegen etwa zwischen 90 und 210 m je nach Geschwindigkeit und Bremsvermögen.

Wie schon oben bemerkt, muß bei Neu- und Umbau auch den Krümmungen Beachtung geschenkt werden. Es ist nicht zweckmäßig, lange Geraden in die Trasse zu legen, da sie am Tage sehr langweilig wirken und nachts die Fahrzeugbeleuchtung zu stark blendet. Leichte Änderungen in der Richtung sind deshalb durchaus wünschenswert, nur sind eben scharfe und unübersichtliche Krümmungen zu vermeiden. Im Flachland auf Hauptstraßen sind etwa 300 m Radius ein vernünftiges Maß (im Maximum). Für Gebirgsgegenden kommen Halbmesser im Maximum von 120 m zur Anwendung. Es ist nicht zu erwarten, daß überall die Möglichkeit besteht, sich im Bergland an dieses Maß zu halten. Es ist aber auf jeden Fall anzustreben, daß in solchem schwierigen Gelände keine Gegenkrümmungen und scharfen Kurven in starken Steigungen gebaut werden. Die Übergangsbögen und Überhöhungen sind auszubauen, damit der Fahrer keine Veranlassung hat, die Kurven zu schneiden. Die Länge des Übergangsbogens wird nach der Gleichung

$$B = 1,6 \cdot \frac{V^3}{R}$$

berechnet. Für die Ausfahrt aus der Krümmung reicht die so berechnete Länge; für die Einfahrt ist sie nach Auffassung des Verfassers etwas zu gering. Die Überhöhung erhält er nach der Gleichung

$$E = 0,067 \cdot \frac{V^2}{R}$$

Die Erweiterung in den Krümmungen, und zwar nach innen, wird nach Vorschlag der Am. Assoc. of State Highw. Off. (AASO.) ermittelt zu

$$W = n(R - R^2 - L^2) + \frac{V}{R}$$

Zum Schluß seines Aufsatzes äußert sich Conner noch über die Ausbildung von Banketten und Gräben sowie Böschungen. Die frühere, breite Form der Bankette hält er nicht mehr für nötig, da Ausbesserungen an Fahrzeugen unterwegs seltener geworden sind. Dagegen ist ihre Befestigung sehr wichtig, um Fahrzeugen, die aus irgend einem Grunde die Fahrbahn verlassen, Schutz gegen Schleudern zu bieten. Ferner sollen sie das Ausspülen der Fahrbahn durch Regen, Hochwasser und schmelzenden Schnee verhindern. Das Besäen der Bankette mit Rasen ist nur bei Straßen mit nicht zu regem Verkehr von Erfolg. Die Böschungen und Gräben sind flacher als früher auszubilden, um Zerstörungen durch den Abfluß des Wassers zu vermeiden. Die ganzen Verbesserungen hängen nach seiner Ansicht weitgehend davon ab, daß die Behörden sich entschließen, die Breite des Planums von vornherein so groß zu bemessen, daß jede vernünftige Verbesserung und Ausdehnung möglich ist, ohne erst Enteignungen vornehmen zu müssen.

Prof. W. G. Mac Nown, der zweite Berichtersteller dieses Abschnittes betrachtet die ganze Entwicklung ausschließlich vom Standpunkt der Sicherheit aus. Er zieht einen Vergleich mit der Entwicklung des Eisenbahnwesens. Dieses ist jetzt nach etwa 100 Jahren soweit, daß kaum noch ernstliche Unfälle vorkommen, und er hofft, daß im Straßenverkehr trotz der vorhandenen Schwierigkeiten ähnliche Zustände eintreten werden. Hierzu ist aber vor allen Dingen eine sorgfältige Durcharbeitung des Entwurfes bis ins kleinste notwendig, wobei trotz der wünschenswerten Normung vieler Einzelheiten doch ein gewisser Spielraum gelassen werden muß, um sich jederzeit den örtlichen Verhältnissen anpassen zu können.

Den Abschluß dieser Aufsatzreihe bildet eine kurze Abhandlung über die Ermittlung der Spannungen, die durch den Verkehr in den Betondecken auftreten. Prof. Mac Kay, führt einleitend aus, daß Untersuchungen und Entscheidungen in bezug auf Querschnitt, Verstärkung, Fugen, Zusammensetzung des Betons und Verhalten des Untergrundes keine Berechnung von Spannungen und Formänderungen er-

fordern. Die theoretischen Analysen haben aber den Nutzen, daß sie zur Klärung der Zusammenhänge beitragen und darüber hinaus die Entwicklung neuer Untersuchungs- und Prüfverfahren fördern.

Dann berichtet er über einen Aufsatz, der von Mitarbeitern des Bureau of Public Roads veröffentlicht worden ist. Es wird darin näherungsweise eine Gleichung entwickelt, welche die Spannungen in den Ecken der Betonplatten unter Verkehrsbeanspruchung erfaßt. Die Genauigkeit des Verfahrens soll nach Angaben des Verfassers für die Praxis recht gut sein. [Nach Eng. News Rec. 118 (1937) S. 1—29.]
Dipl.-Ing. H. Petersen, Hannover.

Neues Verfahren zur Kontrolle des Wassergehaltes von Betonzuschlagstoffen.

Die Güte eines Betons ist bekanntlich in hohem Maße vom Verhältnis des Wassers zum Zement abhängig. Auf Grund dieser Erkenntnis sind bereits zahlreiche Untersuchungen angestellt worden, mit dem Ziel, Verfahren zu entwickeln, die eine dauernde Überwachung und Prüfung dieses Verhältnisses gestatten. Erschwerend ist dabei stets die Tatsache, daß der Wassergehalt der Zuschlagstoffe erheblichen Schwankungen unterliegt. Ein neues Verfahren in dieser Richtung wird von der Straßenbauforschungsstelle des britischen Department of Scientific and Industrial Research und Verkehrsministeriums in der Technischen Schrift Nr. 4 „Die Kontrolle des Wassergehaltes von Betonzuschlagstoffen, Einführung eines neuen Rüttelverfahrens“, mitgeteilt.

Die vorliegende Schrift geht von den Schwierigkeiten einer geeigneten Betonkontrolle in der Praxis aus.

Jedes Betongemisch verlangt eine gewisse Menge Wasser, um eine vollständige Hydratation des Zementes zu erreichen. Die für die gewünschte Verarbeitbarkeit tatsächlich erforderliche Wassermenge hängt vom gewählten Mischungsverhältnis, der Kornstufung und Art der Zuschlagstoffe und dem verwendeten Zement ab.

Das Wasser wird auf dreierlei Weise in das Gemisch hereingebracht:

- a) durch die feinen Zuschlagstoffe,
- b) durch die groben Zuschlagstoffe und
- c) durch das Wasser, das zugegeben wird, wenn sich das Mischgut bereits in der Trommel des Mixers befindet.

Es wird daher bei wechselndem Wassergehalt der Zuschlagstoffe fortgesetzt die Menge des Zugabewassers verändert werden müssen.

Die Beobachtungen, die beim Bau einer Betonstraße gemacht wurden, mögen einen Maßstab für die Größe der Schwankungen geben. Hiernach betrug

der größte	Wassergehalt im Sand . .	14,7	Gew.-%
„ geringste	„ „ „ . .	3,5	„
„ größte	„ „ Kies . .	4,85	„
„ geringste	„ „ „ . .	1,25	„

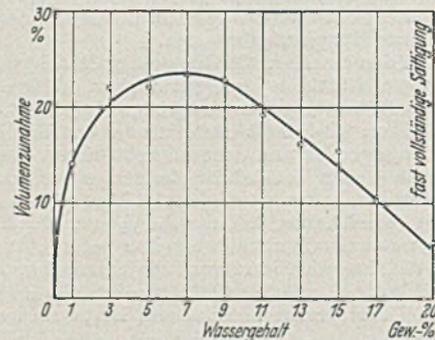


Abb. 1. Volumenänderungen von Grubensand bis 4,7 mm Korngröße.

Ein Schwanken der Feuchtigkeit der feinen Zuschlagstoffe führt weiterhin zu Irrtümern über den Anteil des Feinkorns am Aufbau des Betons und somit über das Mischungsverhältnis. Beim Mischen nach Gewichtsteilen wird man bis zu einem gewissen Grade den entstehenden Fehler durch Annahme eines durchschnittlichen Wassergehaltes beseitigen können. Wird aber nach Raumeinheiten gemessen, so hat der wechselnde Wassergehalt durch die beträchtlichen Volumenänderungen des Sandes einen erheblich unangenehmeren Einfluß. In welchen Grenzen sich diese Volumenänderungen bewegen, zeigt Abb. 1 für einen ungesiebten Sand bis 4,7 mm Korngröße.

Die Tatsache, daß das Volumen wassergesättigten Sandes nahezu gleich dem des trockenen Sandes ist, hat zu dem in Amerika entwickelten „Tränkungsverfahren“ geführt.

Der Sand wird hierbei in ein Gefäß bestimmter Größe, das bereits Wasser enthält, eingefüllt, bis der Überschuß an Wasser und Sand abfließt. Der Inhalt des Gefäßes wird der Mischmaschine zugeführt. Damit ist dann ein ganz bestimmtes Volumen an Wasser und Sand der Mischung zugegeben und diese somit von irgendwelchen Schwankungen des Wassergehaltes unabhängig. Das Tränkungsverfahren bedeutet also einen erheblichen Fortschritt und beseitigt die Notwendigkeit der fortgesetzten Prüfung des Wassergehaltes der Zuschlagstoffe auf der Baustelle.

Die Brauchbarkeit des Verfahrens ist jedoch begrenzt, und zwar ist sie sowohl vom Mischungsverhältnis als auch vom Wassergehalt der groben Zuschlagstoffe abhängig. Dies zeigen die Ergebnisse der hierüber angestellten Untersuchungen. Das Tränkungsverfahren versagt als geeignete Kontrolle der Betongüte:

- bei einem Mischungsverhältnis von etwa 1:6, falls Sand und Kies,
- bei einem Mischungsverhältnis von etwa 1:4, falls Brechsand und Splitt,
- bei einem Mischungsverhältnis von etwa 1:6,5, falls Sand und Splitt

verwandt werden, wobei angenommen wird, daß der Splitt etwa 1% Wasser enthält.

Die weiteren Bestrebungen mußten notwendigerweise darauf ausgehen, ein Verfahren zu finden, das einen konstanten Wassergehalt gewährleistet, der geringer ist als der beim Tränkungsverfahren und somit eine Kontrolle über weitere Mischungsverhältnisse gestattet.

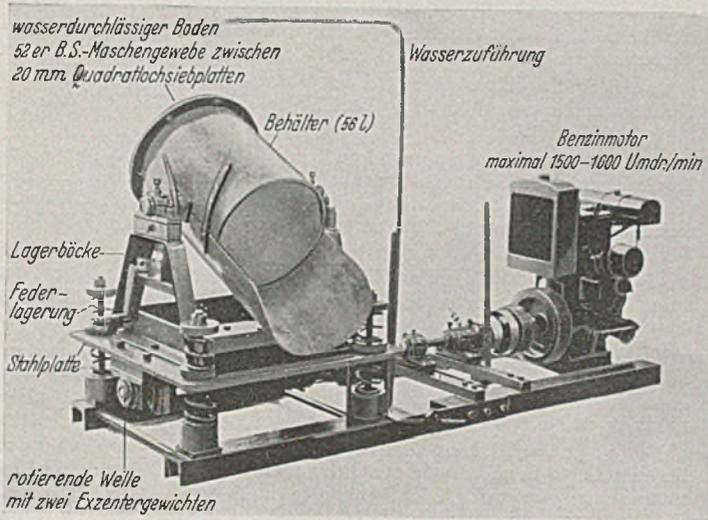


Abb. 2. Rüttelgerät.

Das von Glanville entwickelte patentierte Verfahren beruht darauf, daß durch Rütteln nassen Sandes in einem Behälter mit wasserdurchlässigem Boden ein fast gleichmäßiger Wassergehalt erreicht werden kann, der der Größe nach nur von dem Aufbau des Sandes und den Rüttelbedingungen abhängt und jedenfalls beträchtlich unter dem beim Tränkungsverfahren vorhandenen liegt. Einzelheiten des Gerätes siehe Abb. 2. Das Gerät wird der Mischmaschine vorgeschaltet. Bei einer angenommenen Rüttelzeit von 30 Sekunden wird der gesamte Zeitaufwand für Beladen, Nassen, Rütteln und Entladen mit 90 Sekunden angegeben. Die erzielte Gleichmäßigkeit des Wassergehaltes ist überraschend gut. Nach der Durchrüttelung von gleichem Sand mit verschiedener Ursprungsfeuchtigkeit in der für die praktische Anwendung noch tragbaren Zeit von 15 Sekunden bis 1 Minute schwankte der Wassergehalt nur zwischen 15 und 14 Gew.-%.

Die Abhängigkeit des Wassergehaltes von dem Feinheitsmodul des Sandes bei einer bestimmten Rütteldauer und -art zeigt Abb. 3, wobei der Aufbau der verschiedenen zusammengesetzten Körnungen folgender Zahlentafel entspricht:

Feinheitsmodul	1,75 %	2 %	2,25 %	2,50 %	2,75 %	3 %
Auf 100 durch 52 ¹ . . .	40	35	30	25	20	15
„ 52 „ 25	46	40	30	25	25	20
„ 25 „ 14	13	15	25	30	25	25
„ 14 „ 7	1	10	15	15	20	20
„ 7 „ 4 (³ / ₁₆)	—	—	—	5	10	10

Das Verfahren ist jedoch nicht auf den Sand allein beschränkt. Die bei den groben Zuschlagstoffen erzielten Ergebnisse sind weniger gut. Dennoch ist auch hier nach dem Rütteln eine gewisse Gleichmäßigkeit des Wassergehaltes festzustellen.

¹ Die Zahlen bedeuten die Nummer des britischen Standardsiebes.

Das beschriebene Gerät ist versuchsweise bei einem Straßenbau eingesetzt worden. In Abb. 4 sind die Beobachtungen über die Wasserzugabe beim Mischen nach Gewichtsteilen bei Verzicht auf Rütteln (a), beim Mischen nach Raumteilen unter Verwendung nur von gerütteltem Sand (b) und schließlich beim Mischen nach Raumteilen, wobei Sand und Kies gerüttelt wurden (c), einander gegenübergestellt.

Die bei den drei Arten des Mischens erzielten Druckfestigkeiten sind folgende:

Mischungsverfahren	Druckfestigkeit kg/cm ²			Streuungs- koeffizient % ²
	Durchschnitt	Max.	Min.	
a) nach Gewicht ohne Rüttelung	272	436	162	23
b) nach Volumen nur Sand gerüttelt	406	471	316	10
c) nach Volumen Sand und Kies gerüttelt	396	478	316	11

Ungefähre Streuung bei Laboratoriumsproben 5³

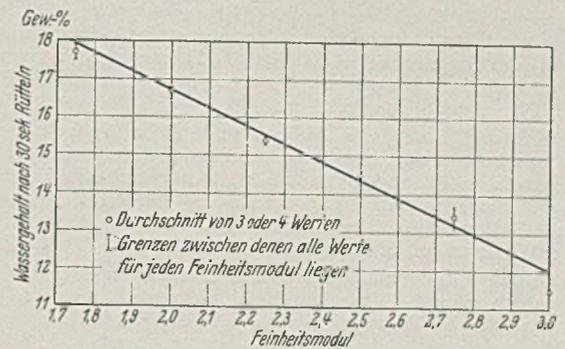


Abb. 3. Einfluß der Kornzusammensetzung des Sandes auf den Wassergehalt nach einer Rüttelzeit von 30 sec.

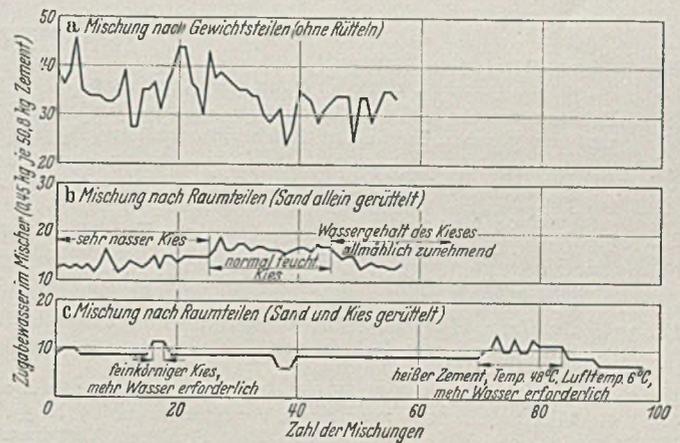


Abb. 4. Vergleichende Zusammenstellung über den Grad der Kontrolle beim Rüttelverfahren.

Die Versuche im Laboratorium wie auf der Baustelle haben gezeigt, daß mit dem Rüttelverfahren eine Kontrolle über Gleichmäßigkeit und Güte des Betons unter praktisch möglichen Bedingungen erzielt werden kann. Zu beachten ist jedoch, daß die Rüttelzeit sorgfältig eingehalten wird, und wünschenswert ist ein möglichst gleichmäßiger Anfall der Zuschlagstoffe in bezug auf Korngröße und Kornform.

Dipl.-Ing. E. Fröhlich, Hannover.

² Der Streuungskoeffizient ist eine Funktion des mittleren Fehlers. Wenn M das Mittel von n Werten x bedeutet, so ist der mittlere Fehler

$$s = \sqrt{\frac{\sum (M-x)^2}{n}}$$

und der Streuungskoeffizient $(v) = \frac{100 \cdot s}{M}$.

³ Diese Zahl gilt bei schärfster Kontrolle über Kornzusammensetzung, Temperatur und Nachbehandlung.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Techn. Beamtenlaufbahn bei der Reichsbahn.

Die Deutsche Reichsbahn stellt gegenwärtig und in den nächsten Jahren eine größere Anzahl von Beamtenanwärtern (Dienstanfängern) für ihre technische Beamtenlaufbahnen ein. Sie hat hierüber jetzt ein

Merkblatt herausgegeben, das alle näheren Angaben über diese Beamtenlaufbahnen enthält (Bedingungen, Dienstestimmen, Aufstiegsmöglichkeiten usw.). Die Reichsbahndirektionen übersenden dieses Merkblatt auf Anfordern kostenlos an alle Bewerber.

NEUERSCHEINUNGEN.

- Geschäftsbericht des Forschungsinstitutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb für das Jahr 1936. Herausgegeben von G. Garbotz, Berlin 1937. Mit 1 Abb. 12 S. DIN A 5.
- Die Schutzraumbestimmungen und Verdunkelungsmaßnahmen mit Einführungserlassen des Reichs- und Preuß. Arbeitsministers, des Reichsministers der Luftfahrt und Oberbefehlshaber der Luftwaffe. Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft 21. Mit 2 Abb. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1937. 9 S. DIN A 4. RM 0,60.
- Düppe, A.: Bau- und Bodenrecht der Gegenwart. Überblick über die geltenden Reichs- und preuß. Vorschriften. Herausgeber und Verlag: Verband Rhein. Haus- und Grundbesitzervereine e. V. Köln 1937. 74 S. DIN A 5. Preis RM 1,—.
- Reinforced Brickwork. A survey of its principles, present state of development & potentialities. Herausgegeben von: Clay products technical bureau of Great Britain London S. W. 1. 19, Hobart Place. 12 S. 21,5 × 28 cm.
- Polizeiverordnung über die Anlage und Einrichtung von Lichtspieltheatern und über die Sicherheitsvorschriften bei Lichtspielvorführungen vom 18. März 1937 mit Einführungserlaß des Preuß. Finanzministers und des Reichs- und Preuß. Ministers des Innern. Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft 18. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1937. 11 S. DIN A 4. Preis RM 0,80.
- Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn über das 12. Geschäftsjahr 1936 der Deutschen Reichsbahngesellschaft (1. Jan. bis 31. Dez. 1936). Berlin 1937. Gedruckt in der Reichsdruckerei, DIN A 4. Mit mehreren bildlichen Darstellungen. 142 S.
- Geschäftsbericht des Unternehmens „Reichsautobahnen“ über das 4. Geschäftsjahr 1936 (1. Jan. bis 31. Dez. 1936). Berlin 1937.

- Gedruckt in der Reichsdruckerei. Mit mehreren bildl. Darstellungen und Kartenübersichten. 54 S. DIN A 4.
- Blom, V.: Die Bedeutung von Festigkeitsmessungen an Anstrichfilmen. Mit 1 Abb. 4 S. DIN A 4.
- Haimann, E.: Beiträge zur Kenntnis der Festigkeitseigenschaften der Nitrozellulosefilme. Mit 9 Tafeln. 33 S. Bericht Nr. 80 der Eidg. Mat.-Prüf.-Anstalt an der E.T.H. Zürich. Jan. 1935. DIN A 4.
- Roß, M. u. A. Eichinger: Festigkeit und Berechnung geschweißter Verbindungen im Kessel- und Rohrbau. Mit 16 Abb. 8 S. DIN A 4.
- Höhn, E.: Schweißverbindungen im Kessel- und Behälterbau. Mit Diskussion. Mit 37 Abb. 20 S. Bericht Nr. 100 der E.M.P.A. Zürich. Mai 1936. DIN A 4.
- Die thermisch behandelte Schiene der Eisenwerk-Ges. Maximilianshütte Sulzbach-Rosenberg-Hütte Bayer. Ostmark. Bericht erstattet von M. Roß. Ergebnisse der an der E.M.P.A. Zürich durchgeführten Untersuchungen. Bericht Nr. 101 der E.M.P.A. Zürich. Mai 1936. DIN A 4.
- Der Bau von Brücken, Gerüsten und Hochbauten aus Holz in der Schweiz. Beilage zum Diskussionsbericht Nr. 5 der E.M.P.A. 1. Ergänzung. Mit 83 Abb. Herausgegeben von der E.M.P.A. Zürich. Okt. 1936. 50 S. 24 × 32 cm.
- Roß, M.: Das Holz als Baustoff. 1. Schweiz. Kongreß zur Förderung der Holzverwertung Bern 1936. Mit 45 Abb. 43 S. 17 × 24,5 cm.
- Friedli, J.: Das Schoopsche Metallspritzverfahren. Mit 13. Abb. Sonderdruck aus Bd. 84 Heft 2 „Berg- und Hüttenmännisches Jahrbuch. Wien: Julius Springer 1936. 10 S. DIN A 4.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 24 vom 17. Juni 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 9/10. M 130 374. Meco-Brennkraft-Maschinen G. m. b. H., Frankfurt a. M. Brennkraftschlag- und Bohrwerkzeug. 11. III. 35.
- Kl. 37 a, Gr. 3. B 172 354. Eberhard Burhans, Duisburg-Ruhrort. Nachgiebiger Anschluß einer an den tragenden Bauteilen aufgehängten Schwebendecke an die Umfassungswände. 28. XII. 35.
- Kl. 37 f, Gr. 7/11. H 141 424. Dr. Willy Schramm, Scheidt, Saar. Einrichtung zum Sichern von Gebäuden gegen Bodenbewegungen. 6. X. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 1/01. H 137 816. Elisabeth Hermann, Offenbach a. M. Verfahren zum Auftragen von Verputzmassen. 19. X. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/03. H 146 850. Walter Heß, Freiberg. Verfahren zur Verbesserung von Kunststeinmassen mit hydraulischen Bindemitteln. 4. III. 36.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 85 368. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Abdichtungs- und Schmiereinrichtung für unter Wasser arbeitende, mit der Turaswelle umlaufende Turasse von Baggern od. dgl. 16. II. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 132 488. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Überlastungssicherung für den Antrieb von Baggereimerketten; Zus. z. Anm. M 130 363. 30. X. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 3. H 146 744. Wilhelm Hirdes, Herne i. W. Löffelbagger; Zus. z. Pat. 630 381. 25. II. 36.
- Kl. 85 b, Gr. 2/03. P 63 899. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Filter mit Rückspülung und körniger, insbes. basenaustauschender Filtermasse. 14. IX. 31.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 25 vom 24. Juni 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 b, Gr. 14/01. B 175 023. Gebr. Böhler & Co. Akt.-Ges., Berlin. Preßluftbohrhammer mit selbsttätigem Umsatz. 27. VII. 36.
- Kl. 5 c, Gr. 9/30. K 138 730. Berta Michels, Gelsenkirchen u. Hüser & Weber, Sprockhövel i. W.-Niederstüter. Bügel als Eckstück eines Türstockes. 25. VII. 35.

- Kl. 19 a, Gr. 9. H 147 318. Peter Hoffmann, Mannheim. Schienenbefestigung auf einem eisernen, mit hakenförmigen Ansätzen versehenen Schienenstuhl; Zus. z. Pat. 608 101. 18. IV. 36.
- Kl. 19 a, Gr. 10. E 47 692. Dr. Eduard Engels, Düsseldorf. Schienenbefestigung auf Querschwellen unter Verwendung von Unterlegplatten mit Profilleisten zum Aufschieben von Klemmstücken. 5. XII. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 30/02. Sch 105 037. August Scheuchzer, Lausanne; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Gerät zum Verdichten der Bettung unter Bahnschwellen; Zus. z. Pat. 636 590. 25. VIII. 34. Schweiz 26. VIII. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 7. V 32 008. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke, G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Sicherungsvorrichtung bei Drahtbruch in Antrieben von Eisenbahnsicherungsanlagen. 22. VII. 35.
- Kl. 42 f, Gr. 27. P 72 369. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Kabelkran mit einer selbsttätig wirkenden Vorrichtung zum Anzeigen der von der Laufkatze getragenen Last. 23. XII. 35.
- Kl. 68 b, Gr. 1/04. K 141 424. Kiekert & Nieland, Schloßfabrik, Heiligenhaus, Bez. Düsseldorf. Verschuß für Luftschutzraumtüren. 9. III. 36.
- Kl. 72 g, Gr. 3/03. K 142 936. Klöckner Werke A.-G., Castrop-Rauxel. Panzerwand für beschußfeste Bauwerke. 11. VII. 36.
- Kl. 80 a, Gr. 7/55. St 53 327. Alois Ortner, Berlin-Reinickendorf. Vorrichtung zum Füllen einer waagrecht gelagerten Mischtrommel während der Bewegung. 20. III. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 49. F 77 082. Eugène Freyssinet, Neuilly-sur-Seine, Frankreich; Vertr.: Dr. H. Barschall, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren zum Herstellen von Formstücken aus Mörtel oder Beton. 8. II. 34. Frankreich 9. II. 33 u. 22. I. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 5/03. M 126 250. Karl Rudolf Müller u. Hermann Siemer, Bremen. Vorrichtung zum Verteilen von Baustoffen unter Wasser. 20. I. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. A 71 928. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Lagerung des schwenkbaren, drehzapfenlosen Baggeroberbaues auf dem Unterbau von Baggern, Absetzern u. ähnl. Geräten. 1. XII. 33.