

HERMANN ZIMMERMANN ZUM FÜNFUNDACHTZIGSTEN GEBURTSTAG.

Am 17. Dezember vollendet der Wirkl. Geheime Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. Hermann Zimmermann sein 85. Lebensjahr. Nur wenige Sterbliche haben das Glück, ihren 85. Geburtstag in körperlicher Frische zu begehen, ganz wenige aber in voller Frische ihres Geistes mitten in beruflicher Arbeit.

Wem es vergönnt war, diesen seltenen Mann in den letzten Jahren zu sehen, mit ihm zu sprechen und noch mehr, mit ihm arbeiten zu dürfen, dem wird es eine Überraschung gewesen sein, daß er es mit einem mehr als Achtzigjährigen zu tun hatte. Zimmermann hat den Beweis dafür erbracht, daß ein Leben voll Arbeit, Entbehrungen, Strapazen jeder Art und höchster geistiger Tätigkeit dazu angetan ist, Körper und Geist zu stählen und sie jugendlich zu erhalten.

Von dem Berufe eines Seemannes sich abkehrend, betrieb Zimmermann mathematische Naturwissenschaften und wandte sich später, als es sonst zu sein pflegt, den technischen Wissenschaften zu. Neben einer ausgedehnten praktischen Tätigkeit als Beamter an erster verantwortlicher Stelle, hat Zimmermann stets diejenigen wissenschaftlichen Probleme gesucht, die zu der Zeit, wo er sie löste und klärte, zu den schwierigsten gehörten. Seine auf der ganzen Welt bekannten Arbeiten müssen nicht besonders zitiert werden. Sie sind Gemeingut aller Bauingenieure geworden. Wie wäre die Entwicklung der Theorie des eisernen Oberbaues zu trennen von den grundlegenden Forschungen Zimmermanns. Seine Arbeiten über die Knicksicherheit in allen ihren verwickelten Formen bilden heute ein Rüstzeug

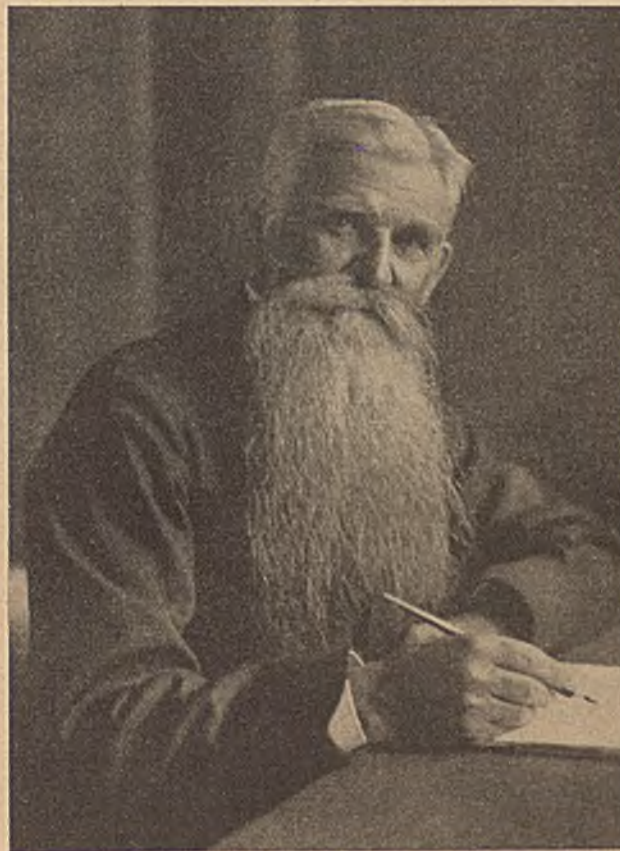
des modernen Brückenbauers. Durch seine Versuche, die er im Auftrage des Deutschen Stahlbau-Verbandes im letzten Jahrzehnt gemacht hat, hat er seine Theorien auch durch feinste Versuchstätigkeit erhärtet. Seine großen Erfahrungen hat er erst in letzter Zeit in seinem Buche „Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage“ niedergelegt, das wieder die große Schärfe seines Geistes zeigt. Es ist erstaunlich, daß er als fast Fünfundachtziger gerade dieses schwierige Problem behandelt hat.

Zimmermann nimmt heute wie ein Jugendlicher regen Anteil an allem Geschehen in der Technik. Der Unterzeichnete hat öfter Gelegenheit, mit ihm in wissenschaftlichen Ausschüssen zu arbeiten und dabei seine außerordentliche Spannkraft zu bewundern, mit der er sämtliche Vorträge verfolgt und sich an den Diskussionen lebhaft beteiligt.

Nur wer Zimmermanns große Liebe zur Natur kennt, die ihn stets hinaus ins Freie treibt, wird es verstehen, daß er seine körperliche und geistige Frische erhalten konnte. Bei Kongressen in Gegenden, die durch ihre Naturschönheiten bekannt sind, pflegt Zimmermann am Ende der beruflichen Tätigkeit Abschied von seinen Berufskollegen zu nehmen, um mit Rucksack und Bergschuhen die Gegend zu durchwandern.

Auf jeden, der mit Zimmermann in Berührung kommt, wird diese markante, anspruchslose und teilnahmevolle Persönlichkeit einen tiefen Eindruck ausüben, und alle Fachkollegen werden dem bedeutenden Gelehrten und Menschen noch recht viele frohe Jahre wünschen.

Prof. Dr.-Ing. Kulka, Hannover.



Hermann Zimmermann

NACHKLANG ZUM EINSTURZ DER ODERBRÜCKE BEI GARTZ.

Von Regierungsbaumeister a. D. Erich Bornemann, Obercassel (Siegbkreis).

Übersicht: Die bautechnischen Lehren aus dem Unfall werden auf dem Wege kritischer Beobachtungen aus dem Gerichtssaale entwickelt.

Am 19. September 1926 stürzte ein Pfeiler der Oderbrücke bei Gartz (vgl. Bauing. 1927, S. 109) ein und riß die beiden auflagernden Eisenbetontragwerke mit in die Tiefe. Die Brücke war im Auftrage der Stadt Gartz an der Oder neu erbaut worden und sollte eine Woche später feierlich dem Verkehr übergeben werden. Bei dem Einsturz verloren drei Arbeiter ihr Leben, zwei wurden schwer verletzt.

Dieser Unfall erregte natürlich erhebliches Aufsehen. Da es jedoch sehr schwierig war, die Ursachen zu ergründen, so beschränkte sich die ernsthafte Fachpresse damals auf kurze Mitteilungen.

Die gerichtliche Untersuchung führte schließlich zur Anklage gegen den Direktor, einen Oberingenieur und zwei Betonmeister der Erbauerin, der Allgemeinen Bau Aktien-Gesellschaft (Aba) Berlin. Der Prozeß wurde in Stettin beim Landgericht geführt. Verhandelt wurde in erster Instanz vorm Schöffengericht vom 26. 11. bis 21. 12. 1929, und in zweiter Instanz vor der Strafkammer vom 22. 9. bis 1. 11. 1930.

Das Urteil vom 1. 11. 30 lautet:

Die Berufung der Staatsanwaltschaft (gegen den Freispruch der angeklagten Betonmeister) wird auf Kosten der Staatskasse verworfen. Das Urteil gegen die Angeklagten Direktor . . . und Dipl.-Ing. . . . wird aufgehoben, und beide werden freigesprochen.

Bisher liegen nur in der Tagespresse Mitteilungen aus der Urteilsbegründung vor. Hiernach hat das Gericht aus den Verhandlungen kein eindeutiges Bild von den Ursachen des Einsturzes gewinnen können. Vor allem konnte nicht mit Sicherheit festgestellt werden, daß die erwiesenen Fahrlässigkeiten bei der Bauausführung für den Unfall entscheidend waren. Das Gericht ist zu der Überzeugung gekommen, daß die Angeklagten mit der Wahl des Bauverfahrens gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst verstoßen haben. Das Gericht mußte den Angeklagten jedoch die Annahme zubilligen, daß ihnen dieses Bauverfahren ausdrücklich behördlich genehmigt war. Unter diesen Umständen war nach dem Strafrecht eine Verurteilung der Angeklagten nicht möglich.

Mit dem Urteil vom 1. 11. 1930 hat das gerichtliche Verfahren ein Ende gefunden. Drei Jahre nach dem Einsturz, als das Ereignis selbst außerhalb des engeren Bezirks schon fast vergessen war, hat die erste Gerichtsverhandlung, in den Berichten des Tagespresse vielfach entstellt, erneut die Fachwelt in starke Erregung versetzt. (Zeitschr. des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1930, S. 147, 214, 217; Zement 1930, S. 494). Inzwischen ist das vierte Jahr vergangen, und das Gericht hat zum zweiten Male sein Urteil gefällt. Eine weitere Klärung der Angelegenheit ist nicht mehr zu erwarten. So ist es an der Zeit, der Fachwelt in der Form einer zusammenfassenden Betrachtung der letzten Gerichtsverhandlung die Lehren bekanntzugeben, die wohl alle Beteiligten aus dem Unfall gezogen haben.

Der lange Zeitraum zwischen dem Einsturz und dem Beginn der gerichtlichen Verhandlung läßt schon darauf schließen, daß ein umfangreiches Gebiet verschiedenartigster Fragen zu klären war.

Bedenkt man, daß die klare Erkenntnis der wesentlichen Voraussetzungen für die zutreffende Beurteilung der Unfallursachen erst im Verlaufe der gerichtlichen Verhandlungen gewonnen werden konnte, so ist es nicht verwunderlich, daß das,

was unmittelbar nach dem Unfall auf Veranlassung des Untersuchungsrichters und seiner technischen Berater als Tatsache festgestellt und untersucht worden ist, sich später oft als unvollkommen oder unerheblich erwies, während andere Verhältnisse, deren Feststellung inzwischen nicht mehr möglich ist, ursprünglich nebensächlich erschienen. Durch diese ungenügende Tatsachensicherung war die vollkommene Aufklärung des Falles sehr erschwert. Es bedurfte deshalb umfangreicher gerichtlicher Erörterungen, um aus Zeugenaussagen und Sachverständigen-gutachten ein ausreichendes Bild der tatsächlichen Verhältnisse zu gewinnen.

In beiden Instanzen ist wochenlang vor Gericht verhandelt worden. Eine Schar von Zeugen und eine ungewöhnlich große Anzahl von Sachverständigen — in der zweiten Instanz waren es 18 — mußte vor Gericht gehört werden. Den Richtern und Schöffen blieb dann die schwere Aufgabe, alle diese Aussagen und Gutachten für die Urteilsfindung zu bewerten.

Es ist menschlich, wenn die Zeugenaussagen sich im Verlaufe so langer Zeit wandelten. Zur technischen Bewertung ihrer Aussagen und der festgestellten Tatsachen waren die Gutachter berufen. 18 Männer, Chemiker und Ingenieure verschiedenster Fachrichtungen, vom Laboratorium und Lehrstuhl und aus der Bauverwaltung herbeigerufen, jeder nur für einen Teil der Streitfragen zuständig.

Die Gutachter werden von den einzelnen am Prozeß beteiligten Gruppen, dem Gericht, der Staatsanwaltschaft und den Angeklagten berufen. Diese Tatsache gibt dem einzelnen Gutachter auch im Rahmen der fachmännischen Überzeugung eine gewisse Richtung, die umso mehr hervortreten muß, je weniger die Tatsachen geklärt sind.

So bringt das Prozeßverfahren einen Gegensatz in die Gruppe der Gutachter, einen Gegensatz, der gewiß fruchtbringend für alle Beteiligten sein kann, der aber auch — das braucht nicht verschwiegen zu werden — je nach dem Temperament der Gutachter zu sachlich nicht mehr vertretbaren Übertreibungen des Begriffs „möglich“, zur offensichtlichen Unterbewertung bestimmter Tatsachen und weiterhin meist zu unliebsamen und das Ansehen des Standes schädigenden Auseinandersetzungen zwischen den Gutachtern führen kann.

Es bedarf wohl keiner besonderen Erörterung, daß unter diesen Umständen Berichte aus dem Gerichtssaal und besonders solche der nicht sachverständigen Tagespresse nur mit größter Vorsicht zu bewerten sind.

Wie bekannt, leitete der Zusammenbruch eines Pfeilers den Einsturz ein. Die Eisenbetonüberbauten waren lediglich das Opfer dieses Pfeilerunfalls. Damit war von vornherein klargestellt, daß durch den Unfall die Eisenbetonverbundbauweise nicht berührt wurde. Bereits bei den ersten Nachforschungen wurden von verschiedenen Seiten Bedenken wegen des bei beiden Pfeilern angewendeten Bauverfahrens erhoben. Damit war aber auch schon vorgezeichnet, worauf sich die gerichtliche Auseinandersetzung erstrecken mußte. Drei Punkte traten in den Vordergrund:

1. war zu untersuchen, ob das angewandte Bauverfahren grundsätzlich und seine Durchführung am Bau im besonderen als Ursache des Einsturzes angesehen werden muß.

2. war zu erörtern, wer im Falle einer Bejahung der Frage 1 die Verantwortung für die Anwendung oder ungenügende Durchführung des Bauverfahrens trägt.

3. war zu untersuchen, ob andere Ursachen allein oder in Verbindung mit dem fraglichen Bauverfahren den Einsturz herbeigeführt haben.

Der eingestürzte wiesenseitige Pfeiler ist unterhalb der Flußsohle zwischen den die Baugrube umschließenden Spundwänden, oberhalb der Flußsohle bis zum Oderwasserspiegel

allen Entwürfen die Einzelheiten der Pfeilerbauausführung nur sehr unvollkommen erläutert und die Absicht, aufgehende Pfeilerteile unter Wasser zu schütten, nur in einem der ersten Entwürfe ziemlich nebenher erwähnt. Der Stadt Gartz als Bauherrin war als „Sachberater“ ein Herr von der Regierung zugewiesen. Dieser unterzeichnete die Entwürfe, die von der

Stadt zur Genehmigung an die Behörden eingereicht wurden, als „Bauleiter“. Die behördliche Prüfung erstreckte sich zunächst lediglich auf wasserbauliche und wasserpolizeiliche Anforderungen. Hiermit war die preußische Wasserbauverwaltung und das Reichsverkehrsministerium befaßt. Zum Schluß wurde ein Entwurf, in dem alle früheren Auflagen berücksichtigt waren, landespolizeilich genehmigt. Infolge

einer Reihe von Mißverständnissen ist seitens der Behörden eine eigentliche bautechnische Prüfung unterblieben. Die Unternehmung konnte glauben, da von keiner Seite Einwände erhoben worden waren, ihr Vorschlag, auch aufgehende Pfeilerteile unter Wasser zu schütten, sei genehmigt. Eine ähnliche Auffassung muß der Sachberater der Stadt gehabt haben; denn er beanstandete es nicht, daß im Vertragsentwurf mit der Stadt Gartz als obere Grenze des Unterwasserschüttbetons eine Ordinate im aufgehenden Pfeilerteil festgesetzt wurde, und als die Unternehmung später den Wunsch äußerte, die ursprünglich vorgeschlagene obere Grenze der Unterwasserschüttung noch weiter zu erhöhen, erblickte er darin nur eine unwesentliche, keinesfalls behördlicher Genehmigung bedürftige Änderung. Durch diese Zustimmung mußte die Unternehmung in ihrer Auffassung bestärkt werden.

Bei Gartz steht in ziemlich großer Tiefe unter der Odersohle Geschiebemergel an, der von einer am Wiesenpfeiler etwa 3 m mächtigen Kiesschicht überlagert ist. Auf diesem Kies wurde der eingestürzte Pfeiler errichtet, während der Stadtpfeiler bis zum Mergel herabgeführt wurde. Über dem Kies liegt eine wasserundurchlässige Schlammsschicht und darüber das ziemlich feinkörnige Geschiebe der Oder. Die Baugruben waren durch eiserne Spundwände eingefaßt, die bis in den Geschiebemergel eingetrieben waren. Sie wurden gerammt, nachdem die Überlagerung der Gründungsschicht unter Wasser ausgebaggert worden war. Vor Beginn der Betonierung wurde in die Baugrube der Schalungsmantel für die aufgehenden Pfeilerteile eingehängt. Sein unteres Ende lag etwa in Höhe der Flußsohle. Zwischen den Bohlen des Schalungsmantels waren 0,5 cm breite Fugen freigelassen, um das Quellen des Holzes ohne Verziehen des Schalungsmantels zu ermöglichen (vgl. Zement 1930, S. 496).

Zuerst wurde der stadtseitige Pfeiler plangemäß im Unterwasserschüttverfahren betoniert. Als man bereits ein Stück im aufgehenden Pfeilerteil war, bemerkte man, daß die Betonoberfläche nicht in dem Maße anstieg, das der Menge des ein-

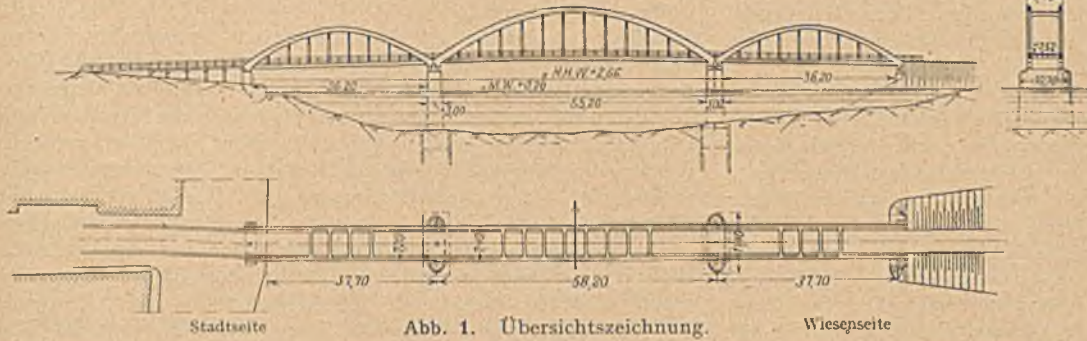


Abb. 1. Übersichtszeichnung.

zwischen Holzschalung mit Gußbeton unter Wasser geschüttet worden; darüber wurde im Trockenen betoniert.

Es soll hier zunächst kurz die Frage der Verantwortung



Abb. 2. Die Brücke fast vollendet.

für die Anwendung dieses Bauverfahrens erörtert werden. Sämtliche Entwürfe zu dem Bauwerk vom ersten Vorentwurf an sind von der späteren Erbauerin, der „Aba“ angefertigt

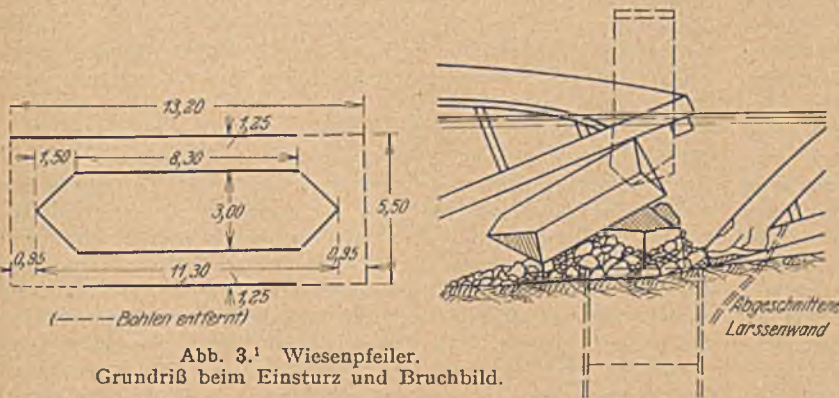


Abb. 3.¹ Wiesenpfeiler.
Grundriß beim Einsturz und Bruchbild.

worden. Die leitenden Herren der Unternehmung glaubten auf Grund eigener praktischer Erfahrung und sorgfältigen Literaturstudiums zur einwandfreien Ausführung von Unterwasserschüttbeton fähig zu sein und sahen in diesem Bauverfahren allgemein und auch in seiner Anwendung auf aufgehende Bauteile durchaus nichts Besonderes. Sie haben in

¹ Nach Dr. Haegermann, Zement 1930, S. 495.

gebrachten Betons entsprochen hatte. Man stellte deshalb die Arbeit ein und pumpte die Baugrube leer. Dabei beobachtete man, daß Beton in anscheinend erheblicher Menge durch ein Loch in der Schalung ausgeflossen war. Man beschloß darauf, an diesem Pfeiler das Unterwasserschüttverfahren einzustellen, räumte die gesamte Betonier- und Schütteinrichtung nach dem wiesenseitigen Pfeiler und ließ in der stadtseitigen Baugrube das Wasser wieder ansteigen. Man betoniert dann den wiesenseitigen Pfeiler plangemäß bis zu Ende, ohne daß dabei besondere Zwischenfälle vorgekommen wären.

Die wichtigste Grundlage zur Erörterung der Unfallursachen bildet nun der nachträgliche Befund der beiden Pfeiler. Dabei war es besonders der nicht zusammengebrochene Stadtpfeiler, der wertvolle Aufschlüsse lieferte. Als man diesen Pfeiler nach dem Unfall untersuchte, konnte man in dem unter Wasser geschütteten Teil an vielen Stellen eine sehr geringe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Angriffe feststellen. Dieser Mangel nahm von oben nach unten zu; er war vielfach unbestritten auf Entmischung zurückzuführen. Daneben fand man, daß der Raum zwischen Schalung und Spundwand mit einer Masse angefüllt war, deren Menge auf Grund von Messungen zu über 35 m³ (!) angegeben wurde. Diese Masse bestand nur zum kleinen Teil aus Beton, der durch das erwähnte Loch in der Schalung durchgeflossen war, das Übrige war ein sehr leichter, wenig fester Stoff. Er wurde in den Verhandlungen als „Ausflußmasse“ bezeichnet. Die zuständigen Sachverständigen betrachten die Ausflußmasse übereinstimmend als ein Sediment von Zement und feinsten Sandteilen. Der Zement muß längere Zeit in feinsten Verteilung im Wasser geschwebt und sich dann in abgebundenem Zustand abgesetzt haben.

Vom eingestürzten Wiesenseitigen Pfeiler ist im aufgehenden Teil eine etwa 3 m hohe Zone beim Einsturz zertrümmert worden. Der Befund der Pfeilerreste und der Trümmer läßt darauf schließen, daß für den Wiesenseitigen Pfeiler dasselbe zutrifft, was beim Stadtpfeiler beobachtet wurde, abgesehen vom Betondurchfluß durch die Schalung.

Die Zeugenaussagen über die mechanische Widerstandsfähigkeit des Betons geben leider kein klares Bild. Einwandfrei fest steht nur, daß die Widerstandsfähigkeit bei beiden Pfeilern an verschiedenen Stellen recht verschieden groß war. Bezeichnungen wie weich und mürbe geben, auf Beton angewendet, ein höchst unvollkommenes Bild des tatsächlichen Zustandes. Schon unter Fachleuten werden die Ansichten darüber, was weich und mürbe ist, auseinandergehen. Unter den Zeugen, die solche Aussagen gemacht haben, waren aber kaum Fachleute. Von verschiedenen Seiten ist ausgesagt worden, daß Beton, den man gelegentlich einer Prüfung fest und hart gefunden hatte, später weich oder mürbe war. Es ist leider in keinem dieser Fälle erwiesen, daß es sich tatsächlich um denselben Beton handelte. Bei den unbestrittenen Entmischungsercheinungen in den Pfeilern bieten Angaben über die ungefähre Lage der beobachteten Betonteile keine Gewähr dafür, daß nicht zu den einzelnen Zeitpunkten verschiedene, wenn auch nahe benachbarte, jedoch von Anfang an durch Entmischung ungleich widerstandsfähige Betonteile mit einander verglichen wurden. Das gilt auch für die besonderes Aufsehen erregende Beobachtung am Stadtpfeiler, wo Beton, dessen gute Erhärtung man gelegentlich festgestellt hatte, später beim Abbruch des Pfeilers weich gefunden wurde, aber nach längerer Luftlagerung eine Druckfestigkeit von 200 kg/cm² erlangte. Keiner der Sachverständigen vermochte diese Wechsellagerung zu erklären oder auch nur einigermaßen wahrscheinliche Erklärungsmöglichkeiten anzugeben.

Die Aussagen über Festigkeitsänderungen im Beton boten natürlich Anlaß zu einer eingehenden Erörterung, ob der Unfall nicht auf chemische Einwirkungen zurückzuführen ist. Wie sollte man sonst solche Erscheinungen erklären?

Es mußten hierzu folgende Fragen geklärt werden:

1. Enthielt das Anmachwasser des Betons oder das Oderwasser oder das Grundwasser betonschädliche Bestandteile in schädlicher Menge?

2. Konnte im Falle einer Bejahung der Frage 1 eine Abbindestörung oder Zersetzung des Betons eintreten?

Bezüglich des Anmachwassers zum Beton steht die Wissenschaft heute auf dem Standpunkt, daß jedes in der Natur vorkommende Wasser, soweit es nicht offensichtlich stark verunreinigt ist (z. B. durch Fabrikabwasser), zum Anmachen von Beton ohne Nachteil Verwendung finden kann. Eine weitere Erörterung erübrigt sich damit.

Das Oderwasser ist verschiedentlich untersucht worden. Seine Härte schwankte innerhalb von Grenzen, die für Beton bedeutungslos sind. Für den SO₃-Gehalt wurden als Mittelwert 30 bis 40 mg im Liter angegeben. Es sind jedoch in der Nähe von Gartz auch 213 mg/l festgestellt worden, ein Wert, von dem wiederum bezweifelt wurde, daß er einer Durchschnittsprobe entstammte. Bauliche Änderungen am Oderbett oberhalb von Gartz sowie Geländeaufhöhungen, bei denen schwefelkieshaltiger Boden mit der Luft in Berührung gekommen war, ergaben z. Zt. des Brückenbaues verhältnismäßig günstige Bedingungen für einen erhöhten Gehalt an Schwefelsäureanhydrid. Laufende Beobachtungen über die gewöhnlichen Schwankungen des SO₃-Gehaltes im Oderwasser liegen nicht vor. Nach Erfahrungen an anderen Flüssen mit ähnlichen Verhältnissen wie an der Oder sind solche Schwankungen gering. Nur durch fahrlässiges oder zufälliges Einleiten hochkonzentrierter Säuremengen oder Salzlösungen kann das Flußwasser in seiner Zusammensetzung wesentlich verändert werden, jedoch handelt es sich dabei immer nur um kurze Zeit anhaltende Zustände. Daß das Oderwasser durch die erwähnten Bauarbeiten wesentlich mit SO₃ angereichert worden ist, erscheint ausgeschlossen, da der Schwefelkies selbst unter den vorliegenden günstigen Bedingungen dazu viel zu langsam oxydiert und die dabei entstehenden Sulfate durch das Oderwasser viel zu sehr verdünnt wurden.

Außer den schwefelsauren sind im Oderwasser keine anderen sauren Mineralverbindungen von betongefährlicher Art gefunden worden; freie organische Säuren aber konnten bei dem Kalkgehalt des Oderwassers nicht bestehen.

Ist so während der gerichtlichen Verhandlung die Unschädlichkeit des Oderwassers mit größter Wahrscheinlichkeit nachgewiesen worden, so ist außerdem zu beachten, daß Sulfate selbst bei wenig dichtem Beton eine wesentlich längere Zeit zu merkbarer Einwirkung brauchen, als zwischen der Vollendung der Pfeiler und ihrer Wegräumung lag.

Was hier über Sulfateinwirkungen gesagt wurde, gilt natürlich ebenso für das Grundwasser. Es ist aber immerhin interessant, welche Möglichkeiten für den besonderen Reichtum des Grundwassers an löslichen schwefelsauren Verbindungen und deren Einwirkung auf den Beton erörtert worden sind. Es wurde während der Verhandlung nachgewiesen, daß diese Möglichkeiten nach Größe und Wahrscheinlichkeit von ihren Vertretern weit überschätzt wurden.

Man hat den Versuch gemacht, Grundwasser unter den Pfeilern zu entnehmen. Dieser Versuch ist mißlungen. So war den Vermutungen über die Zusammensetzung des Grundwassers weiter Spielraum gelassen. Als wichtigste positive Grundlage diente die Tatsache, daß die Oderwiesen unter einer Sandschicht Niedermoorbergen, die Schwefelkies enthalten. Trockenperioden mit niederem Grundwasserstand und Belüftung tieferer Bodenschichten sollten die Umsetzung des Schwefelkieses stark beschleunigen. Als Schwefelsäurebildner wurden weiter Bakterien im Geschiebemergel erwähnt; ein Fischsterben in den Wiesengräben, einwandfrei als Folge von Sauerstoffmangel im Wasser erkannt, soll durch Sauerstoffentzug bei der Oxydation des Schwefelkieses in frisch aufgeschüttetem Boden verursacht worden sein. Da ein starker Grundwasserstrom in der rings von Spundwänden, die bis zum wasserundurchlässigen Mergel hinabreichen, umschlossenen Baugrube ebensowenig anzunehmen war, wie ein bedeutender hydrostatischer Druck des Grundwassers, wurde die reichliche Zufuhr der Sulfate zum Beton auf Diffusion infolge osmotischer Kräfte zurückgeführt. Es würde zu weit führen, alle diese Vermutungen hier kritisch zu beleuchten.

Da nach den Wasseruntersuchungen kein Anhalt für die Einwirkung von Schwefelsäure oder Kohlensäure gefunden werden konnte, so forschte man eifrig nach Veränderungen im Kalkgehalt des Bindemittels. Bei den bekanntesten Schwierigkeiten der Analyse erhärteten Betons war es nicht möglich, hierüber eine Übereinstimmung zwischen den einzelnen Stellen zu erzielen, die Analysen ausgeführt hatten. Soweit Kalkverarmung des Betons wahrscheinlich war, konnte sie leicht auch anders als durch chemische Einflüsse erklärt werden, z. B. als Auslaugung durch das Wasser, mit dem die untersuchten Proben alle längere Zeit in Berührung standen.

Der Einfluß organischer Säuren aus dem Grundwasser war nach übereinstimmendem Urteil, selbst wenn er bestanden hatte, kaum nachweisbar. Da jedoch das Wasser der Wiesengräben — „Polderwasser“ — nur 150 g organische Bestandteile je m³ enthielt, war auch ein solcher Einfluß sehr wenig wahrscheinlich.

Es wurde weiter erörtert, ob etwa das Abbinden des Betons dadurch verhindert worden war, daß er in frischem Zustand mit Wasser in Berührung kam, das kaum nachweisbare und bisher wenig erforschte anorganische und organische chemische Substanzen enthielt. Es wurde eine Reihe von Schädigungen frisch überfluteten Betons angeführt, bei denen man solche Einwirkungen annimmt (vgl. Bauing. 1926, S. 191). Für diese Fälle wurde von anderer Seite die Möglichkeit einer physikalischen Erklärung gezeigt, während wieder andere über Versuche mit der Überflutung frischen Betons durch Leitungswasser und verschiedene betonschädliche Lösungen berichteten, bei denen kein Unterschied in der Einwirkung der verschiedenen Flüssigkeiten gefunden werden konnte. Also auch für diese Möglichkeit konnte keine Wahrscheinlichkeit nachgewiesen werden.

Abschließend läßt sich über die Frage chemischer Einwirkungen als Unfallursache sagen, daß nach den örtlichen Verhältnissen verschiedene Möglichkeiten dazu bestanden. Die kritische Betrachtung dieser Möglichkeiten hat jedoch so geringe Wahrscheinlichkeiten ergeben, daß sie als Unfallursachen ausscheiden mußten, solange andere wahrscheinlichere Ursachen gefunden werden konnten. Wie in Gartz, so wird man auch bei allen anderen Betonbauten bzgl. der chemischen Angriffe Möglichkeiten und Wahrscheinlichkeiten gegeneinander abwägen müssen. Daß hier vor Gericht eine besonders große Zahl von Möglichkeiten erörtert worden ist, ergibt sich einfach aus dem Umstand, daß nichts so entlastend für die Angeklagten sein konnte, wie der Nachweis entscheidender und mit der üblichen Sorgfalt vorher nicht erkennbarer chemischer Einwirkungen. Die Verhältnisse in Gartz geben keinerlei Grund zur Beunruhigung wegen chemischer Angriffe auf Beton.

Es ist bekannt, daß auch Wasser, dessen Analyse keinerlei betonschädliche Teile ergibt, wenn es den Beton dauernd durchströmt, durch Auslaugung zur Zerstörung des Betons führen kann. Da in Gartz der Wiesenpfeiler bis zum Einsturz von Spundwänden und Schalung umschlossen war, ist eine Durchströmung mit Oderwasser ausgeschlossen. Es ist auch nicht anzunehmen, daß das Grundwasser so eingewirkt hat, da nirgends Anzeichen des in diesem Falle erforderlichen hohen artesischen Druckes beobachtet worden sind.

Nachdem man einmal erkannt hatte, daß die „Ausflußmasse“ große Mengen Zement enthielt, war es klar, daß der Pfeilerbeton eine ziemliche Magerung erfahren hatte — man hat sie von 1:5 auf 1:8 geschätzt — die im Zusammenhang mit den beobachteten Entmischungen verhängnisvoll werden konnte. Es war nun zu erörtern, ob außer dem Schüttverfahren noch andere Ursachen für die Ausflußbildung bestehen konnten. Man hat hierfür die Wirkung des Sogs vorbeifahrender Schiffe betrachtet. Die kühnste Annahme ging dahin, daß der Sog das Wasser durch Schalung und Spundwand aus der Baugrube herausauge und dabei aus dem frischen Beton den Zement ausschlämme. Ein solcher Vorgang ist angesichts des Strömungswiderstandes in den Spundwandschlössern ausgeschlossen. Man stellte weiter theoretische Betrachtungen über die durch den

Sog bedingten Formänderungen der Spundwand an. Die Spundwände waren nicht durch Anker verspannt. Ein Spiegelunterschied zwischen dem Wasser in der Baugrube und der Oder außerhalb der Spundwände führte theoretisch zu einer Ausbiegung der Spundwandumschließung mit nachfolgender Änderung des Wasserspiegels in der Baugrube. Beim Vorüberfahren eines Schiffes treffen der Sog und die nachfolgenden Wellen fortschreitend auf die Spundwand, hierdurch entstehen theoretisch Schwingungen der Spundwand und des von ihr umschlossenen Wassers. Aus diesen Schwingungen könnte das offenbar lange Schweben der Zementkörnchen vor dem Absetzen zur Ausflußmasse erklärt werden. Es herrschten erhebliche Meinungsverschiedenheiten über den Umfang des Schiffsverkehrs, die Größe des Sogs und die wahrscheinliche Größe der Spundwandschwingungen. Die Amplitude dieser Schwingung wurde von einer Seite auf etwa 4 cm (am oberen Spundwandrand) geschätzt, andere schätzten nur einen Bruchteil dieses Maßes. Zeugnisaussagen haben hierüber nichts ergeben. Soweit sie von Ausbiegungen der Spundwand berichteten, — man sprach von 25 cm — handelt es sich offenbar um bleibende Ausbiegungen unter dem Druck des eingebrachten Betons. Man glaubte schließlich festgestellt zu haben, daß der in der Ausflußmasse enthaltene Sand feinsten Körnung nur der Oder entstammen konnte, und schloß, daß dieser Sand beim Schwingen der Spundwände aus der Oder in die Baugrube eingedrungen und im schwingenden Wasser schwebend erhalten worden sein mußte. Auch diese kühne Hypothese erscheint bei kritischer Betrachtung nicht sehr beweiskräftig. Wie dem auch sei, selbst starke Schwingungen der Spundwand infolge des Sogs angenommen, erscheint es ausgeschlossen, daß dadurch der Zement zwischen den Fugen des Schalungsmantels herausgesogen worden ist. Dem Sog kommt demnach eine entscheidende Bedeutung für den Unfall nicht zu.

Zur richtigen Beurteilung des Unterwasserschüttverfahrens seien zunächst einige allgemeine Betrachtungen aus der gerichtlichen Verhandlung wiedergegeben.

Das Unterwasserschüttverfahren mit über den ganzen Grundriß der Baugrube verfahrbaren Schütttrichtern ist früher in großem Umfang verwendet worden, um Baugruben, die man mit den damals bekannten Mitteln nicht trockenlegen konnte, gegen die wasserführende Sohle mit einem Betonpfropfen abzudichten, so daß man sie dann im Schutze einer dichten Baugrubenumschließung leer pumpen konnte. Auch heute gibt es Fälle, wo dieses Bauverfahren das einzig zweckmäßige ist. Es ist jedoch durch die Erfahrung erwiesen, daß man mit diesem Verfahren selbst bei sorgfältigster Arbeit keinen homogenen Beton erzielen kann. Entmischungen und Schlammbildungen durchbrechen das einheitliche Betongefüge. Das Verfahren kann daher nur für solche Bauteile als zulässig erachtet werden, bei denen der geschüttete Beton dauernd von einer undurchlässigen und hinreichend festen, Auswaschungen und Auseinanderbröckeln verhindernden Wandung umschlossen bleibt, d. h. im allgemeinen nur zwischen Spundwänden unterhalb der Gewässersohle. Daß auch die Beanspruchung niedrig bleiben muß, bedarf unter diesen Umständen wohl keiner Erörterung mehr. Nur dort, wo man sich über diese Tatsachen nicht klar war, hat man das Unterwasserschüttverfahren auch auf aufgehende Bauteile angewandt, ja sogar auf solche, bei denen man nachher die Schalung entfernt hat. Man hat mit diesen Ausführungen verschiedentlich so schlechte Erfahrungen gemacht, daß auch der Umstand, daß man an einzelnen so ausgeführten Bauwerken bis jetzt keine Mängel entdeckt hat, nichts daran ändert, daß vor ihrer Wiederholung entschieden gewarnt werden muß.

In der Verhandlung wurde auch erwähnt, daß die Kenntnis von den grundsätzlichen Mängeln und den dadurch gebotenen Anwendungsgrenzen wohl auf einen verhältnismäßig kleinen Kreis von Fachleuten beschränkt ist. Wer vorwiegend auf Grund von Literaturstudien urteilte, der konnte zu weit günstigerer Auffassung kommen. (Vgl. z. B. Hauptversammlungsbericht

des D. B. V. 1929, S. 291.) Auch der Umstand, daß in den geltenden „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton“ im § 8 Ziffer 3 keinerlei Anwendungsgrenzen gegeben sind, ist bei diesen Erwägungen zu berücksichtigen.

Neuerdings ist nun ein in Schweden erprobtes Unterwasserbetonierverfahren, das sog. „Kontraktorverfahren“, in Deutschland bekanntgeworden. (Vgl. Bautechnik 1930, S. 109.) Es ist jetzt in Deutschland bei Bauten für den Mittellandkanal in der Nähe von Magdeburg und für die Fordwerke in Köln angewendet worden. Das Kontraktorverfahren arbeitet mit örtlich festliegenden Schüttrichtern, die nur senkrecht angehoben werden können. Die Mündung des Trichterrohres bleibt dauernd in erheblicher Tiefe im Beton, der von innen heraus hochquillt, und von dem während der ganzen Dauer nur die Oberflächenschicht mit dem Wasser in Berührung kommt. Man könnte es daher im Gegensatz zum Schüttverfahren auch Unterwasserquellverfahren nennen. Entmischungen und gefährliche Schlammbildungen sind bei richtiger Anwendung nicht zu erwarten. Das Kontraktorverfahren ist wiederholt für aufgehende später entschaltete Bauteile verwendet worden und hat dabei zum vollen Erfolg geführt.

Die Unternehmerin hat in Gartz beabsichtigt, etwas Ähnliches zu machen wie das Kontraktorverfahren. Infolge mangelnder Kenntnis der grundsätzlichen Fragen konnte ihr das aber nicht gelingen. In einem Aufsatz von Regierungs- und Baurat a. D. Dr. Nakonz (Bautechnik 1930, S. 36) wird nachgewiesen, daß seitliches Trichterverschieben und Kontraktorbauweise technisch nicht vereinbar sind. Das, was in Gartz geschehen ist, kann nur als Unterwasserschüttverfahren alten Stils gelten.

Es erhebt sich nun die Frage: Lassen sich die in Gartz beobachteten Erscheinungen durch die Bauausführung erklären?

Daß Entmischungen einwandfrei festgestellt worden sind, wurde schon erwähnt, ebenso, daß sie selbst bei sorgfältigster Arbeit nicht vermeidbar waren. Man hat in Gartz nach einigen als unzulänglich zu bezeichnenden Vorversuchen, vielleicht auch in Gedanken an das Kontraktorverfahren, den Beton als Gußbeton eingebracht, obwohl die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ausdrücklich weichen Beton vorschreiben. Es ist anzuerkennen, daß man diesen Beton nach neuzeitlichen Erkenntnissen gut zusammensetzte und ihm reichlich Zement zugab. Trotzdem begünstigte die flüssige Steife eine Entmischung, besonders wenn, wie aus Zeugenaussagen hervorgeht, gelegentlich zur Erhöhung der Fließbarkeit ein Übriges im Wasserzusatz getan wurde. Immerhin hat keiner der Gutachter der Wahl von Gußbeton entscheidende Bedeutung beigelegt.

Als Hauptquelle der Entmischungen muß man wohl die Betoniereinrichtung und die ungenügenden Anweisungen an die ausführenden Meister und Arbeiter bezeichnen. Die wichtigste Anweisung lautete: „Der Beton darf im Schüttrichter nicht abreißen“. Das Rohr darf also nicht leerlaufen und muß deshalb immer hinreichend mit Beton gefüllt sein. Obwohl nun vor Gericht durch ad hoc entwickelte physikalische Theorien der Nachweis versucht wurde, daß der Trichter überhaupt kaum und jedenfalls nicht unbemerkt leerlaufen konnte, wurde doch von anderer Seite auf Grund theoretischer Erwägungen und praktischer Erfahrungen darauf hingewiesen, daß die Gefahr des Auslaufens sehr groß ist, wenn man wie in Gartz nicht darauf achtet, daß der Beton im Schüttrichter nur wenig unter den Stand voller Füllung absinkt, und wenn noch dazu eine Beobachtung des Trichterrinneren durch eine unzweckmäßige Anlage erschwert wird. Der gut gedachte Befehl, immer mit dem Trichterauslauf möglichst im Beton zu bleiben, konnte bei der Flüssigkeit des Betons zur Kegelbildung um das Trichterende durch Aufquellen führen und dadurch das Verschieben so erschweren, daß man den Trichter zur Weiterbewegung ein größeres Stück anheben mußte, wodurch wieder das Leerlaufen begünstigt wurde. Tatsächlich sind verschiedentlich solche Widerstände beim Verschieben eingetreten. Wenn auch nach den Zeugenaussagen einige Male das Leerlaufen beobachtet wurde, so ist doch anzunehmen, daß es vielfach nicht bemerkt

wurde, da die Unkenntnis über die tatsächlichen Vorgänge unter Wasser dazu führen mußte, daß die Anzeichen für Leerlaufen nicht klar erkannt wurden. Es ist weiter nicht unwahrscheinlich, daß der Beton, der immer in Teilmengen von 300 l, entsprechend einer Füllhöhe von 4 m im Trichterrohr, aus der Gießrinne zufließt, schon im Trichterrohr ins Wasser fiel. Die Bruchzone des Wiesenpfeilers lag im Mittel immer noch 5 m unter Wasser! Nach alledem waren die Vorbedingungen für umfangreiche Entmischungen recht günstig.

Wenn nun, wie angenommen werden muß, der Beton verschiedentlich ziemlich rasch ins Wasser ausgetreten ist, so müssen dabei, besonders wenn der Beton etwa noch ein Stück frei durchs Wasser fiel, Zementteile aufgewirbelt worden sein. Da durch den eingelaufenen Beton im Schalungsraum Wasser verdrängt wurde, so entstand ein Wasserstrom aus dem Schalungsraum durch die Schalfugen nach außen. Wenn dieser Strom auch sehr schwach war, so genügte er doch, den schwebenden Zement mit hinauszunehmen. Es ist nun bekannt, daß im Wasser schwebend verteilte staubfeine Teile auch bei vollkommener Ruhe des Wassers sehr lange, jedenfalls länger als die Abbindezeit von Zement währt, in der Schwebe bleiben. Tatsächlich war das Wasser in der Baugrube aber natürlich niemals ganz ruhig. Man braucht also keine Sogschwingungen vorauszusetzen, um die Bildung der Ausflußmasse erklären zu können. Aus diesem Grunde ist es auch unerheblich, daß rings um den Schalungsmantel eine Kiesschüttung eingebracht wurde, sobald die Betonierung im aufgehenden Pfeilerteil begann, und daß diese Kiesschüttung das Wasser zwischen Schalung und Spundwand mehrere Stunden lang kräftig aufwirbelte.

Aus den vorstehenden Ausführungen dürfte hervorgehen, daß sich die Ausflußmasse sowie die Entmischungen, d. h. die eindeutig bei beiden Pfeilern festgestellten Erscheinungen aus dem Bauvorgang mit hoher Wahrscheinlichkeit erklären lassen.

Es ist nun die Frage zu untersuchen, ob die Entmischungen allein als Einsturzursache ausreichen. Fest steht, daß der Pfeiler, legt man den ganzen Querschnitt als tragend zugrunde, nur sehr mäßig beansprucht war; die größte Randspannung betrug 4,1 kg/cm². Fest steht allerdings auch, daß der Pfeiler außermittig beansprucht war, da die auflagernden Überbauten infolge ihrer verschieden großen Stützweite verschieden große Kräfte in den Pfeiler eintrugen. Es ist nun eine bekannte Tatsache, daß der Kraftstrom in ungleichmäßig widerstandsfähigem Material oder gar in Körpern mit Hohlräumen seinen Weg durch die tragfähigen Teile sucht. Aber auch dafür gibt es eine Grenze, wo der tragfähige Querschnitt zu klein ist und deshalb überbeansprucht wird. Es ist weiter richtig, daß in einem geschichteten Körper feste und lose Schichten abwechseln können, ohne daß er seine Tragfähigkeit verliert, allerdings nur so lange die losen Schichten annähernd senkrecht zur Krafttrichtung liegen. Mit einer Schichtung im Beton muß nach allen Erfahrungen mit Unterwasserschüttbeton gerechnet werden, sie ist auch in Gartz an zahlreichen Proben gefunden worden. Es ist wenig wahrscheinlich, daß die Schichtfugen immer annähernd waagrecht verliefen. Über die Größe zusammenhängender Entmischungszonen läßt sich natürlich nichts Sicheres aussagen. Die Möglichkeit, daß eine Entmischungszone eine den Unfall verursachende Ausdehnung angenommen hat, ist nicht von der Hand zu weisen. Die Wahrscheinlichkeit dafür muß man höher annehmen, als die für andere mögliche Ursachen.

Nachdem die vor Gericht erörterten Unfallursachen, soweit sie von allgemeinem Interesse sind, behandelt worden sind, erübrigt sich noch eine kurze Betrachtung über die Anschauungen, die bezüglich der Aufsichts- und Prüfungspflicht der Unternehmung geltend gemacht wurden.

Man setzte im allgemeinen voraus, daß sich die maßgebenden Herren der Unternehmung der besonderen Gefahr ihres Beginnens nicht bewußt waren und daß ihr Plan, auch die aufgehenden Pfeilerteile im Unterwasserschüttverfahren zu betonieren, nicht verwerflichen Beweggründen entsprungen war. Man nahm andererseits aber auch vielfach an, daß die Unternehmung mit den Einzelheiten ihrer Bauausführung etwas Neues, eine

Verbesserung des alten Verfahrens im Sinne einer Angleichung an das Kontraktorverfahren beabsichtigte. Nach dieser Annahme forderte man, daß trotz des Zwanges zur Einstellung erwerbsloser Arbeiter für die Arbeiten beim Unterwasserbetonieren nur besonders vorgebildete Arbeiter hätten verwendet werden sollen; auch wurde es bemängelt, daß keiner der leitenden Herren diese schwierigen Arbeiten wenigstens bis zur reibungslosen Durchführung an Ort und Stelle überwacht hatte. Die gelegentlichen Besuche durch den angeklagten Obergeringenieur wurden nicht als ausreichende Überwachung angesehen. Von anderer Seite wurde darauf hingewiesen, daß die getroffenen Maßnahmen, ständige Aufsicht durch einen Betonmeister und einen Hilfspolier, den Gepflogenheiten in solchen Fällen entsprächen und auch ausreichend gewesen wären. Die Leistungen dieser beiden Angeklagten wurden von allen Seiten anerkannt. Man machte der Unternehmung weiter den Vorwurf, daß sie es unterlassen hätte, sich von dem Erfolg ihrer Arbeit an den

Pfeilern hinreichend zu überzeugen, was angesichts der getroffenen Neuerungen im Unterwasserschüttverfahren notwendig gewesen wäre. Demgegenüber wurde geltend gemacht, daß eine solche Prüfung von unter Wasser liegenden Bauteilen nicht üblich ist und daß auch die vorgeschlagenen Prüfverfahren (Anbohren, Untersuchung durch Taucher) nicht mit Sicherheit die Mängel aufgedeckt hätten.

Es wurde anerkannt, daß die Vorbereitungen des Baues, die Durchführung der Baukontrolle, die Auswahl der Betonzuschläge eine für die Zeit des Baues ungewöhnliche Sorgfalt bewiesen haben. Es war das Verhängnis, daß die leitenden Herren die Schwierigkeiten der Unterwasserschüttung nicht hinreichend kannten.

Möge der bedauerliche Unfall wenigstens das eine Gute haben, daß die Fachwelt über die entscheidenden Voraussetzungen und die Grenzen erfolgreichen Unterwasserbetonierens eindringlich aufgeklärt worden ist.

NEUZEITLICHE STAHLHALLENBAUTEN.

Ausgeführt von der Firma H. Gossen, Berlin-Reinickendorf.

Von Obergeringenieur Herm. Stengel, Berlin-Pankow.

Durch den in den letzten Jahren immer mehr einsetzenden Kraftwagenverkehr sah sich auch die Oberpostdirektion Berlin veranlaßt, Postkraftwagenhallen an der Peripherie der Stadt zur Unterstellung von Postkraftwagen zu errichten. Für den Norden Berlins wurde in Borsigwalde in der Innungsstraße eine solche Postkraftwagenhalle von ca. 25,5 m Breite und 81,0 m Länge ausgeführt.

Mit Rücksicht darauf, daß eine gemeinsame Großgarage

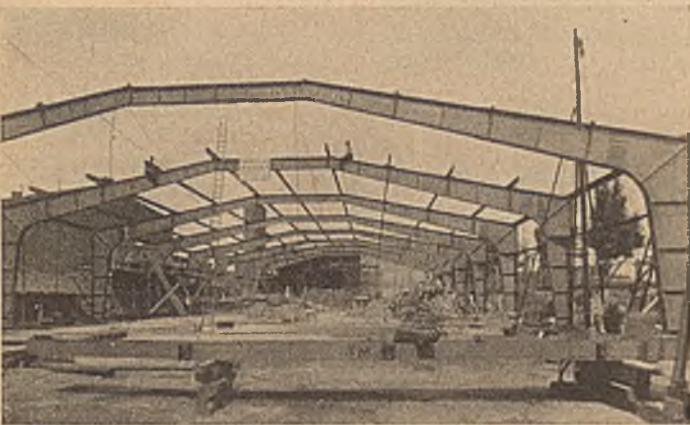


Abb. 1. Postkraftwagenhalle.

geschaffen werden sollte, durften Stützen innerhalb der Halle nicht zur Aufstellung gelangen. Aus diesem Grunde entschied man sich für einen vollwandigen Dreigelenkbinder, bei einer Seitenhöhe von ca. 5,57 m.

Für die Eindeckung des Daches wurde eine Leichtsteindecke mit Doppelpappdach gewählt. Die Belichtung der Halle erfolgt durch ein mittleres satteldachförmiges Oberlicht in kittloser Verglasung.

Die Ausmauerung der Umfassungswände wurde massiv gewählt.

Abb. 1 stellt den Montagezustand nach Verlauf von 3 Wochen dar. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion betrug 130000 kg.

Um dem gesteigerten Bedarf an elektrischen Lampen nachkommen zu können, sah sich die Glühlampen-Fabrikation veranlaßt, modern eingerichtete Glashütten zu erbauen.

Aus Abb. 2 ist die Stahlkonstruktion einer Glashütte zu ersehen, deren Abmessungen im Grundriß 30/30 m betragen. Der Aufbau der Stahlkonstruktion erfolgte auf einem massiven Sockel von ca. 4,30 m Höhe. Die gesamte Höhe bis zur Traufe beträgt 13 m. Das Dach der Hütte ist als Kuppeldach ausgebildet.

Zur Aufnahme der durch die Kuppelwirkung auftretenden Kräfte sowie der äußeren Windkräfte wurden in den 4 Gebäudeecken Rahmen angeordnet.

Die Eindeckung erfolgt in Leichtsteindach mit Doppelpappe.

Die Belichtung der Halle geschieht durch seitlich eingebaute Fenster.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion für die Hütte betrug 235 000 kg.

Die Montage nahm ca. 6 Wochen in Anspruch.

Die statische Berechnung der Eisenkonstruktion wurde von dem Ing.-Büro G. Mensch, Berlin-Charlottenburg, aufgestellt.

Wie auf allen Gebieten, so auch im Schiffsbau, sah man sich veranlaßt, auf Grund von Versuchen festzustellen, welche Formen und Maschinen die größte Ausnützung in wirtschaftlicher Hinsicht ermöglichen. Um dieses an kleineren Modellen versuchen zu können, sind besondere Anlagen erforderlich.

Abb. 3 stellt die Anlage einer sogenannten Versuchsrinne dar, deren Breite ca. 10,5 m beträgt bei einer Länge von 143 m.

Mit Rücksicht darauf, daß die Umfassungswände keine Horizontalschübe aufnehmen können und Zugbänder nicht ein-

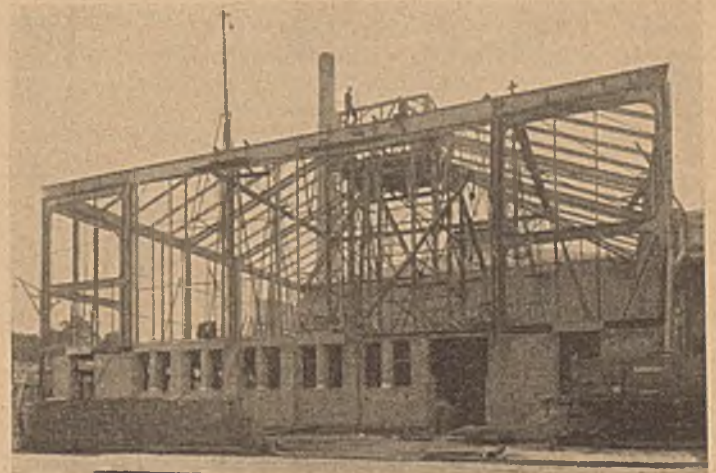


Abb. 2. Glashütte.



Abb. 3. Versuchsrinne.

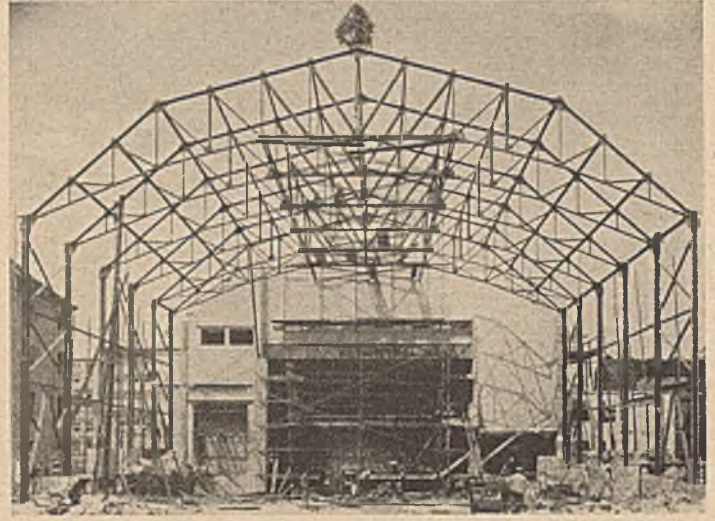


Abb. 4. Kinobau „Stella-Palast“.

gebaut werden durften, wurden die Binder als Träger auf 2 Stützen berechnet.

Die Eindeckung des Daches ist ebenfalls als Leichtsteindecke ausgeführt.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion betrug 75 000 kg.

Da der Osten Berlins bisher mit modernen Großkinobauten wenig bedacht war, wurde auf dem Gelände der ehem. Pionier-Kaserne in der Köpenicker Straße der Stella - Palast errichtet.

Abb. 4 stellt den Querschnitt des Kinobaus dar. Der Grundriß hat eine Größe von ca. 25 m Breite, 36 m Länge und 10,65 m Traufhöhe.

Die Stützen in den Längswänden sind als Pendelstützen



Abb. 5. Hofüberdachung der 3. Fleischgroßmarkthalle.

ausgebildet. Die auftretenden Windkräfte werden durch einen Windträger, welcher im Untergurt des Binders angeordnet ist, auf die Giebelwände übertragen.

Die Dacheindeckung besteht aus Doppelpappdach auf Schalung und Sparren.

In der Untergurtebene wurde eine Rabitzdecke vorgesehen.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion betrug ca. 250 000 kg.

Abb. 5 stellt die Hofüberdachung der 3. Fleischgroßmarkthalle dar und hat

eine Breite von ca. 23 und eine Länge von ca. 120 m. Die Binder wurden als Dreigelenkbinder ausgebildet. Für die Dacheindeckung wurde Bimsbeton und Luxfer-Prismen gewählt. Das Gewicht betrug ca. 160 000 kg.

DIE TRAGFÄHIGKEIT VON BALKEN AUS STAHL MIT BERÜCKSICHTIGUNG DES PLASTISCHEN VERFORMUNGSVERMÖGENS.

Von Prof. Dr. techn. Josef Fritsche, Prag, Deutsche Technische Hochschule.

(Fortsetzung von Seite 874.)

4. Der über drei Stützen durchlaufende Balken mit gleichen Spannweiten.

a) Berechnung der Tragfähigkeit.

Für den über drei Stützen durchlaufenden Balken mit einer Belastung nach Abb. 7 wird, wenn man das Stützmoment als statisch unbestimmte Größe wählt, für

$$0 < x < \frac{1}{2} \qquad \frac{1}{2} < x < 1$$

$$M_A = \frac{x}{21} (P1 - 2 X) \qquad M_B = \frac{P1}{2} - \frac{x}{21} (P1 + 2 X).$$

Solange der Formänderungsvorgang rein elastisch verläuft, ist bekanntlich $X = \frac{3 P1}{16}$ und damit das Moment unter der Last

in der Feldmitte $M_m = \frac{5}{32} P1$, daher $X > M_m$, d. h. das erste

Fließgebiet tritt über der Stütze auf. Bevor X den Wert M_T erreicht, wird sich ein zweites und drittes Fließgebiet in den Feldmitten ausbilden; ist endlich $X = M_T$, schaltet sich die Kontinuität der beiden Öffnungen aus; für eine weitere Laststeigerung behält X den Wert M_T bei, das Tragwerk wirkt wie zwei nebeneinander liegende einfache Balken und erreicht für $M_m = M_T$ die Grenze der Stabilität. Für einen rechteckigen Querschnitt ist

$$M_m = \frac{P1}{4} - \frac{3}{4} M_T = M_T,$$

daraus

(22)

$$P_T = \frac{9 M_T}{1}.$$

Vergleicht man das Tragvermögen des einfachen Balkens mit dem des durchlaufenden Balkens, so verhält sich

$$\frac{6 M_F}{1} : \frac{9 M_F}{1} = 2 : 3 = 1 : 1,5$$

bei Bemessung nach der gleichen zulässigen Spannung bei rein elastischen Formänderungen und Berücksichtigung des Stützmomentes

$$\frac{4 M}{1} : \frac{16}{3} \cdot \frac{M}{1} = 3 : 4 = 1 : 1,333$$

und bei Berücksichtigung des positiven Feldmomentes allein

$$\frac{4 M}{1} : \frac{32}{5} \cdot \frac{M}{1} = 20 : 32 = 1 : 1,6$$

Es erscheint demnach ungerechtfertigt, einen durchlaufenden Balken auf das Stützmoment zu bemessen, es wäre richtiger, wie

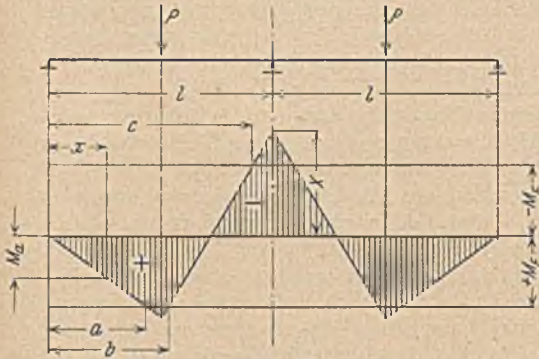


Abb. 7.

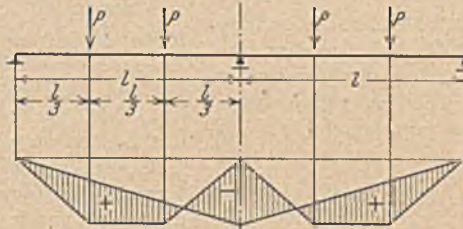


Abb. 9.

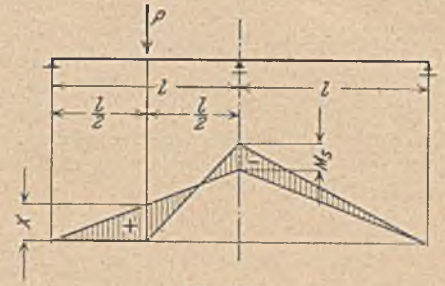


Abb. 10.

bereits vorgeschlagen wurde, auf Grund der Forderung gleicher Sicherheit gegen Eintreten der Instabilität der Gleichgewichtslage die Bemessung des durchlaufenden Trägers in diesem

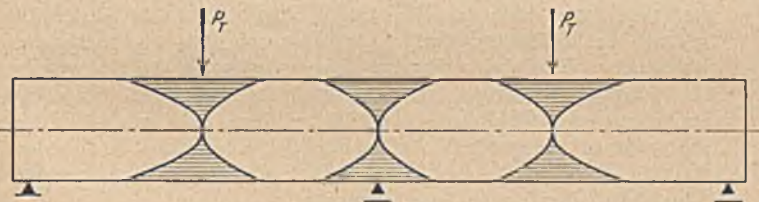


Abb. 8.

Falle nach dem kleineren Feldmoment durchzuführen; allerdings ginge man damit unter die Sicherheit des statisch bestimmten Systems herunter. Unveränderliches Trägheitsmoment über die ganze Länge des Balkens ist bei diesen Betrachtungen vorausgesetzt. Bei gleichzeitigem Vorhandensein einer ständigen Belastung g [t/m] berechnet sich

$$\max M_a = \frac{g l^2}{8} + \frac{P l}{4} - \frac{X}{2}$$

und daraus für $\max M_a = M_T$ und $X = \frac{3}{2} M_T$

$$(23) \quad P_T = \frac{9 M_T}{1} - \frac{g l}{2}$$

Ist der über zwei Öffnungen durchlaufende Balken nach Abb. 9 belastet, dann ist bei rein elastischen Formänderungen

$$X = \frac{P l}{3} \quad \text{und} \quad \max M_a = \frac{P l}{3} - \frac{P l}{9} = \frac{2}{9} P l;$$

erreicht X den Wert $M_T = \frac{3}{2} M_T$, dann wird

$$\max M_a = \frac{P l}{3} - \frac{M_T}{2}$$

Die Instabilität tritt auf für $\max M_a = M_T$; damit wird

$$(24) \quad P_T = \frac{6 M_T}{1}$$

Vergleicht man wieder das Tragvermögen des einfachen Balkens mit dem des gleichartig belasteten durchlaufenden Balkens, so ergibt sich

$$(25) \quad \frac{9}{2} \cdot \frac{M_T}{1} : \frac{6 M_T}{1} = 3 : 4 = 1 : 1,333$$

wobei noch bemerkt werden soll, daß dieses Verhältnis von der Querschnittsform unabhängig ist; bei Berücksichtigung einer gleichen zulässigen Inanspruchnahme und Bemessung nach dem absoluten Größtmoment bekommt man

$$\frac{3 M}{1} : \frac{3 M}{1} = 1 : 1,$$

bei Berücksichtigung des größten Feldmomentes allein

$$\frac{3 M}{1} : \frac{9}{2} \cdot \frac{M}{1} = 2 : 3 = 1 : 1,5$$

Die Bemessung nach dem Feldmoment allein würde für diesen Fall wieder eine etwas geringere Sicherheit liefern als beim gleichbelasteten einfachen Balken. Was die Wahl der statisch unbestimmten Größe anbelangt, so ist es zweckmäßig, dafür das Moment an derjenigen Stelle anzunehmen, an der dieses bei rein elastischen Formänderungen den absoluten Größtwert annimmt. Wählt man für den Belastungsfall nach Abb. 10 das Moment in der Feldmitte als statisch unbestimmte Größe X , dann ist über der Stütze

$$M_s = -\frac{P l}{2} + 2 X;$$

für $X = \frac{3}{2} M_T$ wird

$$M_s = -\frac{P l}{2} + 3 M_T$$

und an der Grenze der Stabilität $M_s = M_T$; daraus

$$(26) \quad P_T = \frac{9 M_T}{1}$$

Die Belastungsfälle nach Abb. 7 und Abb. 10 haben folglich für den gleichen Betrag von P gleiche Sicherheit gegen Erreichen der Instabilität.

Für den Fall des über drei Stützen durchlaufenden, gleichmäßig mit p [t/m] belasteten Trägers ist

$$M_a = \frac{P}{2} x (1-x) - \frac{X}{1} x$$

Bei rein elastischen Formänderungen ist

$$X = -\frac{P l^2}{8}, \quad \max M_a = \frac{9}{128} p l^2;$$

die ersten Fließgebiete müssen demnach über der Mittelstütze auftreten. Erreicht $X = M_T = \frac{3}{2} M_T$, so wird

$$M_a = \frac{P}{2} x (1-x) - \frac{3 M_T}{2 l} x$$

Eine Schwierigkeit der Berechnung der Tragfähigkeit besteht darin, daß die Stelle, wo $\max M_a$ auftritt, nicht unmittelbar ersichtlich ist. Es ist aber

$$\frac{d M_a}{d x} = \frac{P}{2} (1 - 2 x_0) - \frac{X}{l} = 0$$

und daraus berechnet sich der Ort von $\max M_a$ mit

$$x_0 = \frac{1}{2} - \frac{X}{P l} = \frac{1}{2} - \frac{3 M_F}{2 P l}$$

und damit

$$\max M_a = \frac{P}{8} \left(1 - \frac{3 M_F}{P l} \right)^2$$

Für $\max M_a = M_T$ bekommt man

$$\frac{P}{8} \left(1 - \frac{3 M_F}{P l} \right)^2 = \frac{3}{2} M_F$$

und damit

$$(27) \quad P_T = \frac{M_F}{l^2} (9 \pm 6 \sqrt{2}) = 17,485 \frac{M_F}{l^2}$$

Daß in mathematischer Hinsicht in diesem Falle zwei Lösungen für P_T auftreten müssen, erklärt sich damit, daß bei den bisherigen Beispielen der Ort von $\max M_a$ bei einer Steigerung der Belastung stets erhalten blieb, während er sich bei Vollbelastung mit p immer mehr gegen die Feldmitte zu verschiebt. Er wandert von

$$x_0 = \frac{3}{8} l = 0,375 l$$

bei rein elastischer Formänderung bis zu

$$x_0 = \frac{1}{2} - \frac{3 M_F}{2 P_T l} = 0,414 l$$

beim Erreichen der Instabilität. Daß die mathematische Lösung auch den Fall enthalten muß, daß sich $\max M_a$ nach der Endstütze zu verschiebt, ist ohne weiteres klar, nur ist diese Möglichkeit statisch bedeutungslos. Das Tragvermögen des einfachen Balkens verhält sich zu dem des durchlaufenden Balkens so wie

$$(28) \quad \frac{12 M_F}{l^2} : \frac{17,485 M_F}{l^2} = 12 : 17,485 = 1 : 1,457$$

nach dem üblichen Bemessungsverfahren wie

$$\frac{8 M}{l^2} : \frac{8 M}{l^2} = 1 : 1,$$

bei Berücksichtigung des Feldmomentes wie

$$\frac{8 M}{l^2} : \frac{128 M}{9 l^2} = 72 : 128 = 1,778$$

Als allgemeine Bemessungsregel kann daher die Berücksichtigung des Feldmomentes allein nicht empfohlen werden, sondern es wird zweckmäßig sein, sich in jedem Falle unmittelbar auf das Tragvermögen zu beziehen. Die deutschen ministeriellen Bestimmungen vom Jahre 1925, die auf Versuchen des Deutschen Stahlbau-Verbandes nach der von S. Müller, Berlin, angegebenen Anordnung beruhen, gestatten die Bemessung des Endfeldes eines durchlaufenden Balkens mit $\frac{P l^2}{11}$; bei gleichem σ_{zul} ergibt sich dabei folgendes Verhältnis der zulässigen Belastung p des durchlaufenden Trägers zu der des einfachen Balkens:

$$\frac{8 M}{l^2} : \frac{11 M}{l^2} = 8 : 11 = 1,375$$

während sich bei der vorliegenden Theorie dieses Verhältnis mit $1 : 1,457$ berechnet. Demnach wäre daher sogar eine Bemessung auf $\frac{P l^2}{12}$ gerechtfertigt, wenn man gleiche Sicherheit beider Tragwerke anstrebt.

Wie die bisherigen Beispiele zeigen, ist die Berechnung der Tragfähigkeit recht einfach, vermeidet die oft langwierige Berechnung der statisch unbestimmten Größen, obwohl die Kenntnis der rein elastischen Lösung, allerdings nur in allgemeiner Form, sehr vorteilhaft ist. Es liegt daher im Bereiche der Möglichkeit, für die eisernen Tragwerke des Hochbaues, wo Träger aus einfachen Walzeisen recht häufig sind, die Bemessung statt nach einer zulässigen Inanspruchnahme nach dem auf die beschriebene Weise ermittelten Tragvermögen durchzuführen.

b) Nachgiebigkeit der Mittelstütze.

Was eine mäßige Nachgiebigkeit einer Stütze des durchlaufenden Balkens anbetrifft, kann ohne Rechnung erschlossen werden, daß eine solche von keinem Einfluß auf das Tragvermögen desselben sein kann; es bedeutet demnach überschüssige Sicherheit, wenn sich auf Grund elastizitätstheoretischer Untersuchungen eine Stützennachgiebigkeit in einer Verstärkung des Balkens auswirkt.

Schon eine geringe Nachgiebigkeit der Mittelstütze wird bewirken, daß bei Belastung mit Einzellasten P in den Feldmitten das absolut größte Moment an den Lastangriffsstellen auftritt, so daß dort zuerst ein Fließen des Stahles zu erwarten ist. Wird in einem Gebiete $M_a > M_T$, vermindert sich durch das Auftreten plastischer Formänderungen die Steifigkeit dieses Gebietes und dies um so mehr, je weiter die plastischen Verformungen fortschreiten; damit vermindert sich naturgemäß auch die Empfindlichkeit der Spannungen auf neu hinzutretende Stützensenkungen. Wird in den Lastangriffspunkten $M_a = M_T$, was sowohl durch Steigerung der Belastung als auch durch Vergrößerung der Stützensenkung bewirkt werden kann, schalten sich die steifen Ecken an diesen Stellen aus, der innere Widerstand hat dort seine Grenze erreicht. Es entsteht ein Tragwerk mit Gelenken in den Feldmitten, das nur noch unter der vorausgesetzten Symmetrie der Belastung stabil bleibt; eine Empfindlichkeit auf Stützensenkungen besteht von nun ab überhaupt nicht mehr. Ein labiles System, dessen Auftreten die Grenze der Tragfähigkeit bestimmt, kann nun nur mehr durch fortgesetzte Steigerung der Belastung erreicht werden, wodurch sich das Stützmoment vergrößert, daß schließlich ebenfalls bis auf den Wert M_T anwächst; damit ist dann auch der restliche innere Widerstand der Kragträger vernichtet.

Zusammenfassend kann also gesagt werden, daß sich durch Stützensenkungen lediglich der Zerstörungsvorgang des Tragwerkes gegenüber einem solchen mit festen Stützen ändert; das Moment häuft sich dabei am Orte des Lastangriffes, der deshalb auch früher den Wert M_T erreicht, während der Stützenquerschnitt in denselben Maße geschont bleibt und seine innere Widerstandskraft behält. Erst wenn der Ort des Lastangriffes versagt, springt der nun entsprechend widerstandsfähigere Stützenquerschnitt in die Bresche und nimmt die weitere Laststeigerung allein auf. Die Tragfähigkeit ist schließlich dieselbe wie beim Träger mit festen Stützen, da diese von der Reihenfolge des Ausschaltens einzelner steifer Ecken nicht abhängt.

Was die erwähnte Beschränkung auf eine mäßige Nachgiebigkeit der Mittelstütze anbetrifft, so ist diese dadurch bedingt, daß die Stützensenkung nicht zur vollständigen Ausschaltung einer Stütze führen darf; die angeführte Unempfindlichkeit gilt demnach nur so lange, als die labile Form des Trägers auf nachgiebiger Stütze mit der des durchlaufenden Balkens auf festen Stützen überstimmt, was dann der Fall ist, wenn die nachgiebige Stütze noch Druck bekommt. Zulässige Stützensenkungen könnten demnach nur durch Angabe einer zulässigen Dehnung der stärkst beanspruchten Stelle des Balkens festgelegt werden.

Eine gute Bestätigung dieser Überlegungen bilden die Versuche von Maier-Leibnitz, die keine praktisch ins Gewicht

fallende Veränderung des Tragvermögens durch Hinzutreten von Stützensenkungen ergaben; die kleinen Abweichungen sind durch Schwankungen der Fließgrenze der untersuchten Balken leicht zu erklären.

5. Der durchlaufende Träger über vier Stützen.

Ist ein durchlaufender Träger mit drei gleichen Feldweiten l nur im Endfeld mit p [t/m] belastet, dann ist

$$\max M_a = \frac{p}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{X}{pl} \right)^2;$$

wenn der Querschnitt des Trägers ein I-Profil ist, lautet die Plastizitätsbedingung

$$M_a = \frac{3}{2} \times M_F(I) = \sigma_F \frac{b h^2 - (b-d) h_1^2}{4}.$$

Führt man wieder für die neue, das Tragvermögen des Querschnittes kennzeichnende Querschnittsfunktion die Bezeichnung T ein, wobei also für das I-Profil

$$(29) \quad T = \frac{1}{4} [b h^2 - (b-d) h_1^2],$$

daher für den Rechtecksquerschnitt $T = \frac{b h^2}{4}$ ist, dann ergibt sich damit die Plastizitätsbedingung auch in der Form

$$(30) \quad M_a = M_T = \sigma_F T.$$

Erreicht infolge wachsender Belastung das Moment $\max M_a$ den Wert M_T , dann ist

$$\max M_a = \frac{p}{2} \left(\frac{l}{2} - \frac{X}{pl} \right)^2 = \sigma_F T,$$

daraus
$$X = pl \left(\frac{l}{2} - \sqrt{\frac{2 \sigma_F T}{p}} \right).$$

Schließlich wächst auch X bis auf $X = M_T = \sigma_F T$, womit die Grenze der Laststeigerung erreicht ist; die Traglast p_T berechnet sich daraus mit

$$(31) \quad p_T = 17,485 \frac{\times M_F(I)}{l^2} = 11,657 \frac{\sigma_F T}{l^2}.$$

Ist nur das Mittelfeld mit p [t/m] belastet, dann ist

$$\max M_a = \frac{p l^2}{8} - X;$$

wird $X = M_T = \sigma_F T$, so folgt

$$\max M_a = \frac{p l^2}{8} - \sigma_F T.$$

Aus $\max M_a = M_T$ bekommt man endlich die Traglast p_T mit

$$(32) \quad p_T = \frac{24 \times M_F(I)}{l^2} = 16 \frac{\sigma_F T}{l^2}.$$

Da sich die Traglast des einfachen Balkens mit $p_T = 8 \frac{\sigma_F T}{l^2}$ ergeben hat, verhält sich die Traglast p_T des einfachen Balkens zu der des durchlaufenden Balkens bei Belastung der Mittelöffnung allein wie

$$\frac{8 \sigma_F T}{l^2} : \frac{16 \sigma_F T}{l^2} = 1 : 2,$$

während eine Bemessung auf das Größtmoment bei gleicher zulässiger Beanspruchung das Verhältnis der zulässigen Belastung mit

$$\frac{8 M}{l^2} : \frac{40}{3} \frac{M}{l^2} = 1 : 1,667$$

ergeben hätte. In diesen beiden Verhältniszahlen zeigt sich deutlich die überschüssige Sicherheit des statisch unbestimmten Tragwerks. Die deutschen ministeriellen Bestimmungen vom Jahre 1925, die ihre Begründung in Versuchen von Prof. S. Müller, Berlin, haben, gestatten die Bemessung der Mittelöffnung eines durchlaufenden Balkens auf $\frac{p l^2}{16}$; damit erhält man genau das auf Grund elastisch-plastischer Rechnung gefundene Verhältnis der Tragfähigkeiten.

Bei Belastung zweier Öffnungen ändert sich die Tragfähigkeit der einzelnen Felder nicht, da nur die Feldbelastung selbst Einfluß auf die Tragfähigkeit hat, nicht aber die Belastung anderer Öffnungen; natürlich ist dabei vorausgesetzt, daß die Stützen des durchlaufenden Trägers die auf sie entfallenden Zugkräfte aufnehmen können, da die Tragfähigkeit nach Gl. (31) bzw. Gl. (32) an das Bestehen der Kontinuität gebunden ist. Bei gleichzeitigem Vorhandensein einer ständigen Belastung g [t/m] berechnet sich

im Endfeld
$$P_T = 11,657 \frac{\sigma_F T}{l^2} - g,$$

im Mittelfeld
$$P_T = 16 \frac{\sigma_F T}{l^2} - g.$$

Greifen in den Feldmitten Einzellasten von P [t] an, so ist die Tragfähigkeit im Endfeld

$$(33) \quad P_T = \frac{6 \sigma_F T}{l},$$

im Mittelfeld

$$(34) \quad P_T = \frac{8 \sigma_F T}{l},$$

wobei es gleichgültig ist, ob die Belastung feldweise oder in allen Feldern gleichzeitig erfolgt. Das Verhältnis der Tragfähigkeit des einfachen Balkens zu der des durchlaufenden Balkens berechnet sich für das Mittelfeld wieder mit

$$\frac{4 \sigma_F T}{l} : \frac{8 \sigma_F T}{l} = 1 : 2,$$

während eine Bemessung auf elastizitätstheoretischer Grundlage bei Belastung der Mittelöffnung allein oder bei Belastung aller Öffnungen das Verhältnis der zulässigen Lasten mit

$$\frac{4 M}{l} : \frac{1000}{175} \frac{M}{l} = 1 : \frac{10}{7} = 1 : 1,43$$

liefert.

Bei einer größeren Mittelöffnung l_1 und kleineren Seitenöffnungen l_2 ist hauptsächlich jenes Verhältnis $l_1 : l_2$ von Bedeutung, bei dem, gleiche Querschnittsbildung in beiden Öffnungen vorausgesetzt, bei einer gleichmäßig verteilten Nutzlast p [t/m] beide Öffnungen gleichzeitig die Grenze der Stabilität erreichen; dazu muß

$$11,657 \frac{\sigma_F T}{l_1^2} = 16 \frac{\sigma_F T}{l_2^2};$$

daraus bekommt man $l_1 = 0,85 l_2$. Prof. I. Melan, Prag, empfiehlt für dieses Verhältnis $l_1 = 0,85 l_2 - 0,90 l_2$ und steht damit vollständig im Einklang mit der Forderung einer elastisch-plastischen Rechnung.

7. Nachrechnung von Versuchen.

Über Biegungsversuche mit rechteckigem Querschnitt berichtet Prof. Eugen Meyer, Charlottenburg (Z. VDI 1908, 1). Flußeiserne Stäbe von $5 \cdot 10$ cm² Querschnitt und einer Spannweite von $l = 120$ cm wurden mit einer Einzellast P in der Balkenmitte bis zur Erschöpfung der Tragfähigkeit belastet. Die mittlere Fließgrenzspannung kann auf Grund der genau er-

mittelten Spannungs-Dehnungs-Linie für den Zugversuch mit $\sigma_F = 3000 \text{ kg/cm}^2$ angenommen werden. Damit berechnet sich

$$M_F = \frac{1}{6} b h^2 \sigma_F = 250\,000 \text{ kgcm}$$

$$P_F = \frac{4 M_F}{l} = 8333 \text{ kg}, \quad P_T = \frac{6 M_F}{l} = 12\,500 \text{ kg}$$

Die Durchbiegung y_m bei Beginn des Auftretens von Fließgebieten ist $y_m = \frac{P_F l^3}{48 E J} = 0,335 \text{ cm}$; bei Belastung mit P_T , nach erreichter Grenze der Stabilität, $\max y_m = 0,744 \text{ cm}$. In der folgenden Tabelle 3 sind die zusammengehörigen Werte auf Grund der Auswertung der Gl. (18) zusammengestellt. In

Tabelle 3.

	P in kg	y_m in cm
P_F	8 330	0,335
	9 000	0,362
	10 000	0,406
	11 000	0,463
	12 000	0,559
P_T	12 500	0,774

Abb. 11 ist als Abszisse y_m , als Ordinate P aufgetragen; stark gezogen ist die Linie des Meyerschen Versuches hinzugefügt; der flache Teil der Versuchskurve rührt von der Verfestigung her. Die Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung ist zufriedenstellend.

Sehr bemerkenswerte Versuche über die Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Träger über drei Stützen sind von Maier-Leibnitz, Stuttgart, durchgeführt und in der Zeitschrift „Die Bau-technik“ 1928 veröffentlicht worden.

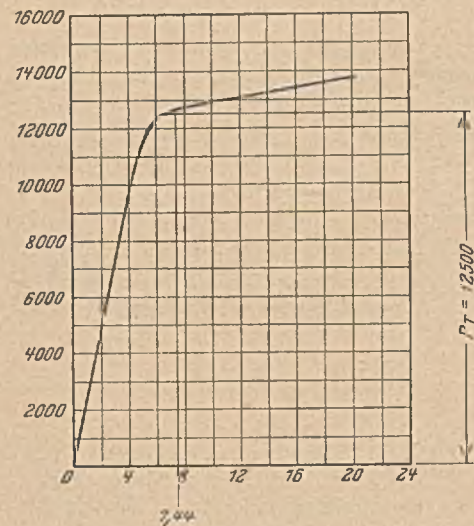


Abb. 11.

Die bis zum Beginn stark wachsender Durchbiegungen, damit bis zur Grenze der praktischen Tragfähigkeit belasteten Träger hatten einen Querschnitt von 2 I Nr. 16, die durch Bindebleche miteinander verbunden waren; die Stützweite des einfachen Balkens betrug 240 cm. Die Belastung bestand aus zwei Einzellasten in den Drittpunkten der Stützweite. Bei $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich damit eine zulässige Last von $P_{zul} = 3500 \text{ kg}$. Zur Feststellung der Fließgrenze wurden zwei Zugversuche gemacht, die $\sigma_F = 3050$ bzw. 2830 , im Mittel daher $\sigma_F = 2940 \text{ kg/cm}^2$ ergaben. Damit berechnet sich nach (14)

$$P_T = \frac{3}{4} \cdot \frac{\sigma_F}{1} \cdot 2 [b h^2 - (b-d) h_1^2]$$

$$= \frac{3}{4} \cdot \frac{2940}{240} \cdot 2 \cdot 548,46 = 10\,078 \text{ kg}$$

Der Versuch ergab einen Wert für die Tragfähigkeit von $P_V = 9500 \text{ kg}$. Die Übereinstimmung ist zufriedenstellend. Die Erschöpfung des Tragvermögens erfolgte durch langsames seit-

liches Ausweichen, eine Folge der eingetretenen Instabilität der Gleichgewichtslage; denn es läßt sich leicht zeigen, daß diese Instabilität nicht nur für Verformungen in der Lastebene, sondern auch für Verformungen senkrecht dazu besteht.

Der Versuch mit dem gleichbelasteten und gleich ausgebildeten durchlaufenden Träger über zwei Felder von je $l = 240 \text{ cm}$ ergab eine Traglast $P_V = 13\,100 \text{ kg}$, während P_{zul} sich nun nach dem ungünstigsten Stützmoment mit $P_{zul} = 3500 \text{ kg}$ berechnet. Das Verhältnis von P_{zul} des durchlaufenden zum einfachen Balken ist 1 : 1; das versuchsmäßig ermittelte Verhältnis der Traglasten P_V ergibt sich mit $\frac{13\,100}{9500} = 1,421$. Rechnungsmäßig bekommt man diese Verhältniszahl auf Grund der vorliegenden Theorie nach (25) mit 1 : 1,333. Die Abweichung ist für praktisches Rechnen ganz bedeutungslos.

Für den durchlaufenden Träger ist

$$\max M_x = \frac{P l}{3} - \frac{X}{3} = \frac{P l}{3} - \frac{\kappa}{2} M_k (I) = M_T (I)$$

und daraus $P_T = \frac{\sigma_F}{1} \cdot 2 [b h^2 - (b-d) h_1^2]$

Damit ergibt sich für das vorliegende Beispiel

$$P_T = \frac{2940}{240} \cdot 2 \cdot 548,46 = 13\,437 \text{ kg}$$

gegenüber $P_V = 13\,100 \text{ kg}$ des Versuches. Die Versuche von Maier-Leibnitz können daher als eine gute Bestätigung dafür angesehen werden, daß die Grundlagen der vorliegenden Rechnung als brauchbar für die Entwicklung einer neuen Eisenstatik bezeichnet werden können.

Dasselbe Ergebnis liefern die ähnlichen Versuche von J. H. Schaim, „Der Stahlbau“ 1930, Heft 2, die das gleiche Tragvermögen eines durchlaufenden Balkens mit einem Querschnitt 2 I 16 und eines durchlaufenden Balkens mit dem Querschnitt 2 I 14 erweisen sollten; die Querschnittsgröße T berechnet sich für 2 I 16 mit $274,24 \text{ cm}^3$, für 2 I 14 mit $192,14 \text{ cm}^3$. Bei allen sechs Versuchen wurden gleiche Einzellasten in den Fünfteln der Spannweite aufgebracht. Da bei einem derart belasteten einfachen Balken das Moment im mittleren Fünftel der Spannweite gleich groß ist, wird jedenfalls an derjenigen Stelle der Grenzwert M_T am frühesten erreicht werden, wo σ_F seinen kleinsten Wert hat, und es wird demnach bei der rechnermäßigen Überprüfung des Versuches der kleinste beobachtete Wert von σ_F den wahrscheinlichsten Wert von P_T ergeben. Es ist

$$\max M_x = \frac{3}{5} P l = \sigma_F T;$$

daraus

$$P_T = \frac{5 \sigma_F}{3 l} T$$

Mit dem kleinsten beobachteten Werte von $\sigma_F = 2320 \text{ kg/cm}^2$ wird

$$4 P_T = 4 \cdot \frac{5 \cdot 2320 \cdot 274,24}{3 \cdot 400} = 10\,590 \text{ kg};$$

beobachtet ist beim Versuch 1: $4 P_V = 10\,670 \text{ kg}$. Beim gleichen Versuch 4 liefert ein mittlerer Wert von $\sigma_F = \frac{2990 + 2800}{2} = 2895 \text{ kg/cm}^2$

$$4 P_T = 4 \cdot \frac{5 \cdot 2895 \cdot 274,24}{3 \cdot 400} = 13\,240 \text{ kg},$$

gegenüber $4 P_V = 12\,700 \text{ kg}$ beim Versuch, was einem Fehler von 530 kg oder rund 4% entspricht. Bei den Versuchen mit durchlaufenden Trägern tritt an der Stelle $x_0 = \frac{2}{5} l$ ein scharf

ausgeprägtes Maximum des positiven Feldmomentes auf. Es ist

$$\max M_a = \frac{3}{5} P l - \frac{2}{5} X;$$

mit $X = \sigma_F T$ wird $\frac{3}{5} P l - \frac{2}{5} \sigma_F T = \sigma_F T$

und daraus $P_T = \frac{7 \sigma_F T}{3 l}$

Das Verhältnis der Tragfähigkeit des einfachen zum durchlaufenden Balken berechnet sich bei dieser Belastung mit

$$\frac{5 \sigma_F T}{3 l} : \frac{7 \sigma_F T}{3 l} = 5 : 7 = 1 : 1,4;$$

beobachtet ist diese Verhältniszahl aus den Versuchen 1 und 2 mit $\frac{15670}{10670} = 1,46$. Der Versuch 4 kann für diesen Vergleich nicht herangezogen werden, da bei ihm augenscheinlich eine höhere Fließgrenze des Baustoffes vorliegt. Mit einem mittleren

$$\sigma_F = \frac{2320 + 2740}{2} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

berechnet sich für den Versuch 2

$$4 P_T = 4 \cdot \frac{7 \cdot 2530 \cdot 274,24}{3 \cdot 400} = 16200 \text{ kg}$$

gegenüber dem beobachteten Wert von $4 P_V = 15670 \text{ kg}$. Der Versuch 5 liefert mit dem größten beobachteten Wert von $\sigma_F = 2730 \text{ kg}$ $4 P_T = 17450 \text{ kg}$, wobei natürlich immer noch nicht ausgeschlossen ist, daß an den maßgebenden Stellen noch größere Werte von σ_F vorhanden waren, da der Versuch 4 $4 P_V = 19670 \text{ kg}$ ergab, was einem Fehler von rund 12% entspricht. Bei den Versuchen 3 und 6 wurde ein Querschnitt von $2 I_{14}$ verwendet. Der Versuch 3 ergibt mit einem mittleren Wert von σ_F $4 P_T = 13560 \text{ kg}$ gegenüber $4 P_V = 14970 \text{ kg}$ beim Versuch; Fehler 9,5%; der Versuch 6 $4 P_T = 13720 \text{ kg}$ gegenüber $4 P_V = 14270 \text{ kg}$; Fehler rund 4%.

Die Nachrechnung dieser Versuche zeigt, daß die Ungleichmäßigkeit der Höhe der Fließgrenze des Stahles für eine genaue rechnermäßige Überprüfung derselben ein beträchtliches Hindernis ist; doch zeigt sie, daß die Fehler, in Prozent der Tragfähigkeit ausgedrückt, niemals größer sind als die prozentualen Schwankungen in der Höhe der Fließgrenze. Weitere programmmäßige Versuche zur Überprüfung des vorliegenden Berechnungsverfahrens der Tragfähigkeit von Stahlbalken wären natürlich außerordentlich erwünscht, wobei, um die Zulässigkeit der Berechnungsgrundlagen genau zu erkennen, angestrebt werden müßte, einen Werkstoff von tunlichst gleichmäßiger Fließgrenze zu verwenden.

SECHSTER INTERNATIONALER STRASSENKONGRESS IN WASHINGTON, D. C.,

VOM 6.—11. OKTOBER 1930.

*Bericht von Dipl.-Ing. R. Geber.**

Zum erstenmal in der Reihe der von der „Ständigen Internationalen Vereinigung der Straßenkongresse“, die ihren Sitz in Paris hat, veranstalteten Kongresse ist die Alte Welt verlassen und die Hauptstadt der Vereinigten Staaten von Nordamerika als Ort für den diesjährigen Kongreß gewählt worden.

In den Vereinigten Staaten ist ein gewaltiges neues Straßennetz im Entstehen begriffen, für das trotz der auch hier verhältnismäßig schlechten wirtschaftlichen Lage, zum Teil aber auch gerade wegen der großen Arbeitslosigkeit — um Arbeitsmöglichkeiten zu schaffen — ungeheure Summen aufgewendet werden. Kein Land ist daher besser imstande, den Straßeningenieuren den modernen Straßenbau im großen in der Praxis vorzuführen wie die Vereinigten Staaten. Die Erwartungen der über 800, aus 62 verschiedenen Staaten kommenden ausländischen Teilnehmer — die Gesamtteilnehmerzahl betrug über 1300 —, in Nordamerika auf diesem Gebiete die modernsten Einrichtungen zu sehen, haben sich in weitestem Maße erfüllt.

Für Deutschland ist dieser Kongreß in zweierlei Hinsicht von besonderem Interesse, einmal, da zum erstenmal nach dem Kriege wieder auch die deutsche Sprache offizielle Verhandlungssprache war, und dann durch den Umstand, daß der nächste Kongreß auf deutschem Boden, in München stattfinden wird.

Die Vorbereitung und Durchführung des Kongresses war vorzüglich. Die von der Weltkraftkonferenz in Berlin her bekannte Übertragungsmethode der Diskussionsreden wurde auch hier verwendet, so daß es jedem Teilnehmer möglich war, in einer der vier Kongreßsprachen, Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch, den Verhandlungen unmittelbar zu folgen, wodurch die Abwicklung der sachlichen Besprechungen sehr flott vor sich ging.

Den Teilnehmern lagen frühzeitig die einzelnen Länderberichte, insgesamt 69 Einzelberichte, über die zur Verhandlung stehenden Fragen vor, und auch die von amerikanischen Fachleuten aufgestellten Generalberichte waren vor der Abreise der europäischen Teilnehmer aus ihrer Heimat in ihrem Besitz.

Im einzelnen standen folgende sechs Fragen zur Diskussion, über die in zwei gleichzeitig tagenden Abteilungen verhandelt wurde:

* Auf einer Reise in den Vereinigten Staaten.

Abteilung I: Bau und Unterhaltung.

Frage 1: Erfahrungen beim Bau und bei der Unterhaltung von Straßen bei Verwendung von a) Zement, b) Klinker- oder anderem Pflaster aus künstlichen Formstücken.

Frage 2: Neue Verfahren für die Verwendung von Teer, Erdöl und anderen Asphalten im Straßenbau.

Frage 3: Bau von Straßen in den Kolonien oder anderen sich erst entwickelnden Gebieten.

Abteilung II: Verkehr und Betrieb.

Frage 4: Straßenhaushaltspläne und Finanzierungsmöglichkeiten.

Frage 5: Straßentransport.

Frage 6: Verkehrsregelung in Großstädten und ihrer nächsten Umgebung; Verkehrszeichen. Parken und Einstellen von Fahrzeugen.

Es seien hier kurz die Ergebnisse der Generalberichte mitgeteilt, wie sie mit nur kleinen Abänderungen gegenüber den Fassungen der Generalberichtersteller vom Kongreß angenommen worden sind.

Zu Frage 1 a: Die Bedeutung des Zementes im Straßenbau, sowohl was seine Eignung als auch seine Wirtschaftlichkeit betrifft, wird allgemein anerkannt und seine ständig wachsende Verwendung festgestellt, und zwar erstens als reine ein- oder zweischichtige Betonstraße, dann als Unterlage für natürliche oder künstliche Pflaster, und schließlich in Gestalt von zementgebundenen Makadamstraßen. Die Eignung von Betonstraßen für Schwerverkehr war im ursprünglichen Generalbericht vorbehaltlos anerkannt worden, die französische und englische Delegation stellte dazu den Antrag, die Einschränkung zu machen, daß nur bei Vorhandensein von geeigneten Abnutzungsschichten diese Behauptung gelten soll. Dem Antrag wurde entsprochen. Besondere Beachtung ist den Straßen zu widmen, bei denen Wagenverkehr mit Eisenreifen zu erwarten ist. Hierfür erscheint nur eine Decke mit besonders widerstandsfähigen Zuschlagsstoffen geeignet. Natürliches Pflaster auf Betonunterlage hat sich allgemein bewährt. Mit einschichtigen Betonstraßen

sind bei nicht zu schwerem, gummiereiftem Verkehr durchweg gute Erfahrungen gemacht worden.

Zementgebundener Makadam wird empfohlen für Straßen, deren Entwässerung Schwierigkeiten macht. Über dem Zementmakadam in gleicher Weise wie beim wassergebundenen Makadam eine Abnutzungsdecke anzuordnen, wird für erforderlich gehalten.

Die Frage der Tragfähigkeit des Untergrundes wurde eingehend besprochen, und es wurde gegenüber dem Generalbericht bei der endgültigen Formulierung noch stärker betont, daß der Untergrund gleichmäßig beschaffen und für sich schon tragfähig genug sein soll, damit die Straßenkonstruktion selbst möglichst geringe Biegungsbeanspruchungen erhält.

Als mindeste Querschnittstärke für Betonstraße wird 15 cm angegeben. Eine Verstärkung nach den Rändern hat sich bewährt und wird wegen ihrer wirtschaftlichen Vorteile empfohlen.

Die Frage der erforderlichen Quer- und Längsfugen wird als noch nicht abgeschlossen betrachtet, da einzelne gute Ergebnisse mit Straßen ohne Fugen vorliegen. Schräg zur Fahrtrichtung verlaufende Fugen werden abgelehnt.

Auf die unbedingt aufzuwendende Sorgfalt bei der Herstellung von Betonstraßen wird mit besonderer Betonung hingewiesen. Die Oberfläche soll so eben sein, daß bei einer Dreimeterlatte sich keine größeren Höhendifferenzen als 5—6 mm ergeben.

Der Generalbericht kommt zu dem Schluß, daß Betonstraßen neben ihrer Vorteile bei der Herstellung und ihrer Wirtschaftlichkeit auch im Unterhalt billig sind.

Zu Frage 1 b: Obwohl Klinker ein schon lange vor dem Beton verwendeter Straßenbaustoff ist, gehen die Ansichten über seine Verwendbarkeit, Eignung, Prüfung, den erforderlichen Unterbau, sowie die mit ihm gemachten Erfahrungen selbst sehr weit auseinander. Das Schlußprotokoll über diese Frage kann daher auch zu keinem endgültigen Resultat kommen, und beschränkt sich auf die Anregung, daß baldigst einheitliche Lieferungs- und Prüfungsbestimmungen ausgearbeitet werden sollen. Ein für das ganze Land einheitliches Prüfungsverfahren hat nur Amerika, wo die Klinkerstraßen noch in ständiger Zunahme begriffen sind. In Amerika wird Klinkerpflaster für sehr schweren Verkehr bevorzugt, während man es in dem Lande mit verhältnismäßig den meisten Klinkerstraßen, Holland, nur für leichten und mittleren Verkehr geeignet hält. Der Grund hierfür dürfte sein, daß die europäischen Klinker im allgemeinen schwächer und weniger stark gebrannt sind als die in Amerika verwendeten. Zementmörtel zur Fugendichtung hat sich nirgends bewährt, Asphalt wird allgemein vorgezogen.

Gummipflaster, bisher nur in England in größerem Maße angewendet, hält man für die Zukunft sehr aussichtsreich, da es eine in jeder Beziehung vorzügliche Straßendecke abgibt. Eingehende Untersuchungen über alle einschlägigen Fragen, insbesondere die Herabsetzung seiner Kosten, werden angeregt.

Pflaster aus natürlichen Gesteinen wird nur kurz berührt, und festgestellt, daß es sich für den schwersten Verkehr überall gut bewährt hat.

Zu Frage 2: Als wesentlichstes Merkmal zu dieser Frage wird festgestellt, daß die Oberflächenbehandlung für die Herstellung dünner Decken über Kies-, Steinschlag- und Schlackenstraßen mit leichtem und mittlerem Verkehr in den letzten Jahren sich immer stärker eingebürgert hat, in Europa hauptsächlich zur Verbesserung vorhandener Schotterstraßen, in Amerika auch bei der Neuanlage von Nebenstraßen. Es wird auf die große Anzahl der verschiedenen Verfahren, verschieden sowohl in bezug auf die Stoffzusammensetzung, das beim Einbringen zur Verwendung gelangende Verfahren, als auch in bezug auf die verschiedenen Bezeichnungen in den einzelnen Ländern hingewiesen, und es werden eingehende Versuche verlangt, ob durch weitere Veredelung der Stoffe und möglicherweise durch Zusammensetzung mit anderen Stoffen noch günstigere Resultate zu erzielen sind, sowohl in bezug auf Eignung als auch auf Wirtschaftlichkeit. Gefordert werden auch einheitliche internationale Bezeichnungen, deren Fehlen sich bei den

Verhandlungen sehr unangenehm bemerkbar machten und zu manchen Mißverständnissen führten.

In bezug auf die zur Anwendung kommenden Verfahren wird festgestellt, daß in Europa wegen der meist feuchten Witterung die Emulsionen bevorzugt werden, während in Amerika mehr die Kaltverfahren Anwendung finden.

Bei der Oberflächenbehandlung wird im besonderen die Aufmerksamkeit auf die richtige Zusammensetzung der Bindstoffe und auf die nötige Festigkeit der Zuschlagsstoffe gelenkt. Für sehr wichtig wird eine ständige, zuverlässige Beaufsichtigung und Unterhaltung der Straße gehalten, die sich auf die Oberfläche beschränken kann und nur geringe Mittel erfordert. Ganz besondere Sorgfalt wird für die Herstellung dieser Straßendecken verlangt, da Mängel im allgemeinen nicht sofort zu erkennen sind.

In der Hauptsache beschränken sich die Schlußfolgerungen des Generalberichterstatters zu dieser Frage darauf, weitere Forschungen zu empfehlen, die sich mit der Materialfrage und den diese Straßenart besonders stark beeinflussenden äußeren Verhältnissen, wie Klima, Untergrund usw., beschäftigen sollen. In diesem Zusammenhang wird weiter angeregt, wirtschaftswissenschaftliche Untersuchungen über die Beförderungskosten und über die Beziehungen zwischen Verkehrsstärke und Unterhaltungskosten bei den verschiedenen Straßenarten anzustellen.

Zu Frage 3: Alle Berichterstatter kommen zu dem Schluß, daß zur Erschließung eines verkehrstechnisch noch unentwickelten Gebietes ein Straßennetz einem Eisenbahnnetz vorzuziehen ist, da es sich besser den allmählich sich steigenden Verkehrsbedürfnissen im Ausbau anpassen läßt und dadurch am Anfang geringere Anlagekosten erfordert. Die Notwendigkeit, den ersten, wenn auch noch so primitiven Ausbau bereits für Motorverkehr geeignet auszuführen, wird von allen Ländern betont. Einstimmigkeit besteht auch darüber, daß die Finanzierung der ersten Anlage aus allgemeinen Mitteln bestritten werden muß und erst beim weiteren Ausbau von den durch die Straßen berührten Gebieten übernommen werden kann. Verlangt wird, daß von vornherein das Straßennetz für das ganze Gebiet festgelegt wird und in seiner Linienführung schon den stärksten zu erwartenden Verkehrsbedürfnissen entspricht. Die anzuwendende Ausführungsart kann den augenblicklichen Verhältnissen entsprechend gewählt werden, allerdings auch hierbei unter Berücksichtigung der für den entgeltigen Ausbau vorgesehenen Straßendecken. Steigungen und Krümmungen sollen gleich dem endgültigen Ausbau entsprechend ausgeführt werden, dagegen braucht vorerst nicht die volle Straßenbreite zur Ausführung zu kommen. Als Mindestbreite wird von den meisten Ländern 3 m vorgeschlagen. Es soll das für die Verbreiterung wie überhaupt für das ganze Straßennetz erforderliche Gelände aus finanziellen Gründen möglichst früh erworben werden. Für Kunstbauten wird beim ersten Ausbau eine der anfänglichen Straßenbreite entsprechende Größe für wirtschaftlicher gehalten als der sofortige Vollausbau.

Von deutscher Seite wird noch im besonderen vorgeschlagen, die Geschwindigkeit und besonders das Gewicht der Lastkraftwagen zu beschränken, ein Vorschlag, der, nebenbei erwähnt, in Amerika bereits in die Praxis umgesetzt ist, so daß der in Deutschland sehr viel verwendete sehr schwere Lastwagen auf amerikanischen Straßen nicht mehr zu sehen ist.

Um Mißerfolge zu vermeiden, soll dem Beginn der Straßenbauten eine genaue Erforschung des Landes in bezug auf Klima und Untergrundverhältnisse vorausgehen. Bei Anlage von Erdstraßen sollen diese möglichst geeignet sein, eine gute Unterlage für die späteren Straßendecken abzugeben.

Die Rücksichtnahme auf militärische Bedürfnisse bei der Linienführung der neuen Straßen wird nur von einem Berichterstatter als unnötig bezeichnet.

Zu Frage 4: Die Frage der Finanzierung des gesamten Straßenwesens ist natürlich in jedem Lande entsprechend seinen Verhältnissen verschieden. Die unmittelbar von den Fahrzeughaltern in irgendeiner Form aufbrachten Steuern werden überall zur Verbesserung der Verkehrswege verwendet, reichen

aber in keinem Lande dazu aus. Die Heranziehung von allgemeinen Mitteln für Straßenbauten wird von allen Seiten wegen der durch die verbesserten Straßen bedingten wirtschaftlichen Vorteile der Allgemeinheit für berechtigt gehalten. Ganz allgemein wird festgestellt, daß noch kein Land am Ende seines Straßenbauprogrammes ist, so daß das Finanzierungsproblem für alle Länder heute noch die wichtigste Frage ist. Ein über eine Reihe von Jahren vorausreichendes Bau- und Finanzierungsprogramm wird verlangt.

Die Beaufsichtigung des gesamten Straßenwesens soll möglichst zentralisiert werden, um eine gleichmäßige Entwicklung im ganzen Lande zu gewährleisten. Zur Vereinheitlichung schlägt der Kongreß vor, die gesamten Straßennetze im wesentlichen in zwei Gruppen von Straßen zu teilen, in 1. Hauptverkehrsstraßen, wozu auch die Hauptdurchgangsstraßen in Städten gerechnet werden sollen, und 2. Straßen von örtlicher Bedeutung, welche Gruppe auch alle übrigen städtischen Straßen enthalten soll.

Die Inanspruchnahme von Anleihen zur Geldbeschaffung für Straßenverbesserungen wird für notwendig und auch, soweit die Straßenerweiterungen den wirtschaftlichen Entwicklungsmöglichkeiten des Landes entsprechen, für berechtigt gehalten, da die Zinsenleistung und Tilgung durch den erhöhten Steuerertrag einer durch verbesserte Verkehrsbedingungen gesteigerten Wirtschaft im allgemeinen möglich sein wird.

Die Frage der geeignetsten Besteuerung der Straßenbenutzer wurde berührt, wobei, unter Ablehnung jedes Straßenzolles, die Betriebsstoffsteuer als die gerechteste, der wirklichen Benutzung des Wagens und damit auch der Straßen am besten entsprechende sich größerer Beliebtheit erfreut als feste Steuern, die für den Wagen selbst zu zahlen sind.

Zu Frage 5: Als dringendste Aufgabe in der Frage der Transporte, auf Schienen oder auf Straßen, die wegen der zu kurzen Erfahrung noch in keinem Lande eine restlos befriedigende Lösung gefunden hat, wird ein Ausgleich zwischen Schienen- und Straßenbeförderung verlangt in der Weise, daß jede Beförderungsart in der „wirtschaftlich besten und den besonderen Erfordernissen am genauesten angepaßten Weise“ ausgenutzt wird. Für die Lösung, die auf sowohl wissenschaftlicher als auch möglichst breiter wirtschaftlicher Grundlage gesucht werden soll, muß der größtmögliche wirtschaftliche Nutzen der Allgemeinheit allein ausschlaggebend sein. Beide Verkehrsarten müssen ihrer verschiedenen Eigenart entsprechend für bestimmte Gebiete nebeneinander betrachtet, nicht einander untergeordnet werden. Öffentliche Transportunternehmungen sind für die Eisenbahn nur eine geringe Konkurrenz, dagegen entzieht der private Kraftwagenverkehr, besonders bei der Personenbeförderung, dem Eisenbahnverkehr beträchtliches. An vielen Stellen ist man schon zu Zugeinschränkungen geschritten und zu bahnsseitig betriebenen Omnibuslinien übergegangen. Alle öffentlichen Omnibusbetriebe sollen von einer behördlichen Stelle überwacht werden, um neben der Gewähr für die allgemeine Sicherheit eine übertriebene Konkurrenz und unangemessene Fahrpreise zu verhindern.

In sehr vielen Fällen konnte festgestellt werden, daß der durch die Abwanderung zum Straßenverkehr verursachte Ausfall bei den Bahnen wieder wettgemacht wird durch einen vergrößerten Zubringerdienst, den ein guter Straßenverkehr wieder seinerseits der Bahn leistet.

Drei Vorschläge werden gemacht, wie sich das Zusammenarbeiten von Schiene und Straße durchführen läßt, erstens freiwillige Zusammenarbeit beider, zweitens starke Einflusnahme der Bahngesellschaften auf die Straßentransportgesellschaften durch Übernahme oder Beteiligung, und drittens, wenn eine Einigung nicht möglich ist, gesetzgebendes Eingreifen der Regierung.

Zur finanziellen Seite dieser Frage wird festgestellt, daß gemeinnützige Lastkraftwagenbetriebe im allgemeinen nicht mit privaten Unternehmungen konkurrieren konnten. Straßentransportunternehmungen sollen finanziell unabhängig sein

und keiner finanziellen Unterstützung durch den Staat oder private Geldgeber bedürfen. Eine Ausnahme soll nur bei solchen Unternehmungen gemacht werden, die der Erschließung wirtschafts- und verkehrssamer Gebiete dienen.

Abgaben sollen von Transportfahrzeugen, die der Allgemeinheit dienen, nur im gleichen Maße wie von den übrigen Straßenbenutzern erhoben werden.

Schließlich wird noch darauf hingewiesen, auch die Lufttransportmöglichkeiten rechtzeitig bei der Regelung zwischen den verschiedenen Verkehrsarten miteinzuziehen.

Zu Frage 6: In der Frage der Verkehrsregelung konnte ein Fortschreiten der internationalen Vereinheitlichung festgestellt werden, und es wurde beschlossen, in der durch die Mailänder Kongreßbeschlüsse festgelegten Richtung weiterzuarbeiten. Die gänzliche Gleichheit der Hauptverkehrszeichen soll weiter angestrebt werden. Ganz allgemein wird verlangt, daß die rote Farbe nur bei der Aufhaltung des Verkehrs dienenden Zeichen Verwendung finden soll.

Zur Lösung der in alten Städten immer noch anwachsenden Verkehrsschwierigkeiten werden im einzelnen folgende Hilfsmittel vorgeschlagen: Örtliche oder zeitliche Einschränkung des Parkens, Trennung der Verkehrsarten, Gruppierung der fahrenden Fahrzeuge durch Fahrbahnmarkierungen, Einbahnverkehr, Kreisverkehr, wenn er sich genügend übersichtlich ermöglichen läßt, Regelung des Abbiegens an Straßenkreuzungen, und schließlich Regelung des Fußgängerverkehrs.

Stehen finanzielle Mittel genügend zur Verfügung, sollen in erster Linie die Straßenbahnen durch Verlegung unter die Straßenfahrbahn oder Ersatz durch andere Verkehrsmittel beseitigt werden. Der Fußgängerverkehr soll an Straßenkreuzungen durch Überbrückung oder Untertunnelung derselben von der Fahrbahn ferngehalten werden.

Um die mit Parkbeschränkungen verbundenen Unannehmlichkeiten zu verringern, soll bei Gebäudeneu- und -umbauten versucht werden, Ab- und Einlademöglichkeiten abseits des Straßenverkehrs zu schaffen.

Der Kongreß stellt sich auf den Standpunkt, daß die durch schlechte Verkehrsabwicklung an der Gesundheit und dem Besitz der Allgemeinheit entstehenden Schäden erhöhte finanzielle Opfer zur Besserung der Verkehrsverhältnisse durch große Umbauten rechtfertigen. Der Kongreß hält es für notwendig, darauf hinzuweisen, daß bei neuanzulegenden Stadtteilen die Straßenpläne von nur wirklich erfahrenen Verkehrsfachleuten aufgestellt werden, um spätere Verkehrsschwierigkeiten, wie sie heute in der ganzen Welt in den Städten vorhanden sind, unmöglich zu machen. Als letzten Punkt zu dieser Frage wird auf die Notwendigkeit eines guten Straßenbildes hingewiesen.

Die Frage des Parkens wird nur kurz gestreift, da der Generalrichterstatte auf Grund der eingegangenen Berichte zu der Ansicht kommt, daß im allgemeinen Parkmöglichkeiten geschaffen werden konnten, wenn der Bedarf solche erforderlich machte.

Für die übrige Zeit, die nicht für die Besprechungen über die obigen Fragen vorgesehen war, stand den Kongreßteilnehmern ein reichhaltiges Programm zur Verfügung. Sämtliche Kongreßteilnehmer wurden sowohl von dem Präsidenten der Vereinigten Staaten als auch von dem Secretary of State empfangen, von letzterem, der auch im Auftrag des Präsidenten den Ehrevorsitz des Kongresses führte, bei einer großen Abendveranstaltung in den prachtvollen Räumen der Pan American Union. Eine Reihe weiterer Einladungen vervollständigte den geselligen Teil des Kongreßprogrammes.

In der Kongreßwoche wurden drei Autofahrten in die Umgebung Washingtons unternommen. Die erste führte nach Mount Vernon, dem Wohnhaus von George Washington, wohin eine neue Autostraße, the Mount Vernon Memorial Highway, sich im Bau befindet, die in verschiedenen Bauzuständen besichtigt werden konnte. Eine zweite Exkursion war der Besichtigung der Versuchsanstalt des U. S. Bureau of Public Roads in Arlington

gewidmet. Den Abschluß des Kongresses bildete eine Fahrt nach Annapolis mit Besichtigung der U. S. Naval Academy.

Anschließend an den Kongreß finden noch mehrere Gesellschaftsreisen durch verschiedene Teile des Landes statt, wobei zu erwähnen ist, daß etwa 300 offizielle Delegierte von amerikanischen Organisationen zu verschiedenen sich über 2 bis 3 Wochen erstreckenden Touren eingeladen sind.

Schließlich muß noch die von amerikanischen, am Straßenbau interessierten Industriekreisen veranstaltete Ausstellung erwähnt werden, die neben einer großen Anzahl von Straßen-

baustoffen auch die modernen amerikanischen Straßenbaumaschinen den Besuchern vor Augen führte.

Kein technisches Gebiet von der Wichtigkeit des Straßenbaus weist in den letzten Jahrzehnten eine so stürmische Entwicklung auf wie gerade der Straßenbau, und jeder Kongreß brachte neue Probleme und Beschlüsse, mitunter entsprechend den geänderten Verhältnissen denen früherer Kongresse widersprechende, — das Ende der Entwicklung ist noch nicht erreicht; dem nächsten Kongreß in München werden wieder neue Probleme gestellt sein.

PROF. DR.-ING. RICHARD MÜLLER †.

Am 18. XI. 1930 verschied an den Folgen einer Blinddarmerkrankung der ordentliche Professor der Baukonstruktionslehre an der Technischen Hochschule in Dresden, Richard Müller, erst 53 Jahre alt.

Geboren in Siebenbürgen, studierte er in Budapest, Paris und in Hannover, sowohl Architektur wie Bauingenieurwissenschaften.

Als ich Richard Müller im Jahre 1909 kennenlernte, war er als Unternehmer-Ingenieur im Eisenbetonbau tätig. Seine freien Stunden nutzte er zu einer Doktorarbeit über „Das Wandern der Null-Linie“, aus der grundlegende Erkenntnisse für die Berechnung von Eisenbetonquerschnitten hervorgingen.

Bei allen seinen Arbeiten als Eisenbetonkonstrukteur im Dienste von Unternehmungen und später bei der eigenen Unternehmung genügte es Müller nicht, nur nach eigenen oder anderer Erfahrungen Bauwerke zu schaffen, sondern stets war er bestrebt, Verbesserungen einzuführen, und nach neuen Erkenntnissen zu suchen. In dieser Richtung liegen z. B. seine Arbeiten zur Schallsicherung bei Hochbauten. Er war nach Erziehung und Neigung der Typus des Ingenieur-Architekten.

Der Ruf der ihn im Jahre 1911 als ordentlicher Professor der Baukonstruktionslehre an die Technische Hochschule nach Dresden führte, war zugleich die Erfüllung einer Hoffnung

Müllers, als Lehrer und Freund der Jugend wirken zu dürfen. Mit derselben Begeisterung, mit der er sich für jede Arbeit einsetzte, widmete er sich der neuen Aufgabe.

Seine in Gemeinschaft mit Prof. Hoegg entfaltete Bautätigkeit brachte ihm eine Reihe von Erfolgen, insbesondere bei Industriebauten, und die gesammelten Erfahrungen verwertete er zu einem entsprechenden Ausbau seiner Vorlesungen.

Der Tod Richard Müllers ist ein schwerer Verlust für seine Familie, für seine Freunde und seine Siebenbürger Heimat, der er stets die größte Anhänglichkeit bewahrte.

Für die technischen Hochschulen, an deren Erneuerung er mitarbeitete, bedeutet das allzu frühe Hinscheiden einen schweren Verlust, denn er war mit Leib und Seele Hochschul-lehrer im besten Sinne.

Neben aller praktischen Bautätigkeit war Richard Müller sich stets der hohen Verantwortung bewußt, die er als Hochschullehrer für die charakterliche und fachwissenschaftliche Ausbildung der ihm anvertrauten Studierenden hatte. Er suchte, mehr durch Taten als durch Worte und durch sein eigenes Beispiel Führer, Freund und Berater des akademischen Nachwuchses zu sein.

Ehre seinem Andenken!

E. Probst, Karlsruhe.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wirtschaftlicher bauen!

Von Dipl.-Ing. K. Lautmann, Beratender Bauingenieur, Koblenz.

Die Kölner Tagung des Deutschen Ausschusses für wirtschaftliches Bauen ist nach zweitägiger Arbeit nunmehr zu Ende geführt worden. Die 1000 Teilnehmer des In- und benachbarten Auslandes haben eine Fülle von Gedanken und Problemen mitgenommen, die bis zum nächsten Jahre geformt und verarbeitet werden müssen. Eine angenehme Ausspannung bedeuteten die an den Nachmittagen festgesetzten Besichtigungen. Um die folgenden Ausführungen verständlich zu machen, ist es notwendig, daß eine kurze Übersicht betreffend den Zweck des Ausschusses und die Art der verschiedenen Vorträge gegeben wird.

Seit 10 Jahren ist der oben genannte Wirtschaftsausschuß, der sich aus den Kreisen der Bauindustrie, des Unternehmertums, der freien Architekten und Ingenieure und des Beamtentums zusammensetzt, ehrenamtlich tätig. Wo es heute in unserem schwerringenden Vaterlande Arbeit und Brot zu schaffen gilt, muß vor allen Dingen wirtschaftlich und rationell gedacht, geplant und ausgeführt werden. Hierbei sind für die Bauwirtschaft zwei Gesichtspunkte maßgebend:

1. Es ist zu berücksichtigen, daß die bodenständige Bauweise nicht nur bestehen bleibt, sondern in weitestgehendem Maße gefördert wird. Vgl. am Mittelrhein die Verwendung von Bims-erzeugnissen für Mauerwerk und Decken, von Tuff- und Basaltsteinen als Verkleidung, von Rheinkies und Zement bei Betonbauten u. dgl. mehr.
2. Die Architektur von großen Gebäuden sowohl als auch von kleinen Siedlungsanlagen ist gegenüber der früheren „guten, alten Zeit“ heute abhängig von der wirtschaftlichen Form. Es ist beispielsweise keineswegs einerlei, welche Deckenart in einem Neubau konstruiert wird, es ist auch falsch zu behaupten, daß Ziegelsteinmauerwerk nun einmal das beste sei, nur weil es jahrhundertlang angewendet wurde. Offenbar muß bei dieser Erkenntnis die Wissenschaft mit der Praxis Hand in Hand arbeiten, um das Beste vom Guten herauszuheben und anzuwenden. In diesem Rahmen spielten sich die einzelnen

Vorträge ab, deren stattliche Zahl von acht Stück mit je einer Stunde Dauer, die Zuhörer für eine Idee zu Mitarbeitern machten. Die Vorträge hatten folgende Themen:

- 1—3. Der Skelettbau im Wohnungsbau für Stahl, Beton und Holz.
4. Bewertung verschiedener Bauweisen.
5. Massivdecken im Wohnungsbau.
6. Decken- und Estrichkonstruktionen der Versuchssiedlung Bietigheim.
7. Die neuesten Untersuchungen auf dem Gebiete des Schalles und der Erschütterung in Wohngebäuden.
8. Die Möglichkeit und die Bedeutung der Winterarbeit im Baugewerbe.

Die Vorträge 1. (Prof. Dr.-Ing. Siedler, Berlin), 2. Prof. Dr.-Ing. Rüdth, Wiesbaden, 3. Prof. Schmitthener, Stuttgart, 8. Min.-Rat Dr. Schmidt, Berlin, sind zu obigem Thema die geeigneten und wollen im folgenden demnach behandelt werden. Wie gestaltet sich der Entwurf, das ist die Kernfrage für die Wirtschaftlichkeit eines jeden Bauvorhabens. Baut man wie früher — Mauerwerk, Holzbalkendecke und Holzdach —, oder läßt der Bauherr sich andere Bauweisen vorschlagen, wie Skelette aus Stahl, Beton oder Holz, die in vielen Beziehungen vorteilhafter sein können?

Der Stahlskelettbau.

Man unterscheidet im Stahlwohnungsbau zwei Arten, das Stahlskeletthaus, und das Stahlhauthaus. Bei ersterem dient die Stahlkonstruktion nur als inneres Traggerippe, während die äußere Umhüllung aus Mauerwerk, tragend oder nur ausfüllend besteht. Die andere Art sieht auch Stahl als Außenwände vor. Diese Bauweise, die trotz ihrer grundsätzlichen Verschiedenheit mit der Stahlskelettbauweise identifiziert wird, hat für deutsche Verhältnisse keine Bedeutung. Heute wird vorwiegend das Skelett oder Gerippe angewendet, und es ist leicht erklärlich, daß man der Frage über den dem Stahl zugeordneten Baustoff für Mauerwerk und Decken besondere Bedeutung beimessen muß. Für Feuersicherheit und Rostschutz sind entsprechende Vorkehrungen zu treffen. Wichtig

ist es, einen Typ bei größeren Siedlungsanlagen herauszuschalen, der für das vorliegende Projekt der beste ist. Zum Beispiel ist es gar nicht gleichgültig, ob man ein einfaches oder ein doppeltes Rahmengerüst konstruiert, ob die Außenwände tragend oder belastend (dann leichter) gewählt werden und ob im letzteren Stahlsäulen montiert werden oder nicht. Als eine erfreuliche Tatsache steht fest, daß die rheinische Bimsindustrie bei all diesen Fragen für ganz Deutschland höchste Beachtung gefunden hat und zukünftig auch mit ihren mannigfaltigen Steinen, Dielen und Hohlkörpern herangezogen werden wird. Besonders die Leichtigkeit dieses Baustoffes mit immerhin hoher Festigkeit veranlaßt den wirtschaftlich denkenden Baufachmann, ihn immer wieder zu verwenden und zu empfehlen. Auch der Gasbeton hat sich stark verbessert, so daß er in zunehmendem Maße als Füllbaustoff für Stahlskelettbauten Verwendung findet. Auch der Kiesbeton findet beim Stahlskelettbau eine nicht zu unterschätzende Verwendung. Hochwertiger Zementbeton gestattet leichtere Deckenkonstruktionen infolge höherer Festigkeiten. Die Einflüsse von Schwitzwasser auf Stahl können durch Zementmilchstrich wirkungslos gemacht werden.

Die Ausfachung erfolgt auf drei verschiedene Arten:

1. durch Schütt- und Gußbeton,
2. durch Mauerwerk oder Platten in Mortel,
3. durch Verkleidung.

Bei größeren Bauvorhaben beginnt das unter 1. genannte Ausmauerungsverfahren wirtschaftlich zu werden, weil man die Schalung ohne neuen Verschnitt mehrmals verwenden kann. Wichtig ist bei den vielfach verwendeten Stahlskelettbauten die Anordnung von Dehnungsfugen, damit unnötige Ribbildungen im Beton vermieden werden. Bei der Ausfachung mit Mauerwerk und Platten bedient man sich der Leicht- und Hartbrandsteine je nach Vorkommen; es ist aber darauf zu achten, daß nur fabrikmäßig hergestelltes Material (gegen etwaiges späteres Schwinden) auf der Baustelle zur Verwendung kommt. Viel angewandt werden die Bimsdielenplatten für Decken und die am Mittelrhein vorkommende Lavamasse für Lavabeton. Die Backsteinindustrie paßt sich den Bedürfnissen im Stahlskelettbau derart an, daß sie besondere Steinsorten, so u. a. auch für gute Stahlstützenummantelung, herstellt, die mit gutem Erfolg verbaut worden sind. Schließlich ist zu der dritten Art der Ausfachung durch Verkleidung zu sagen, daß sie in mancher Beziehung, vgl. die weniger gute Elastizität, von Nachteil ist. Für die Aufnahme des Putzes wird meist Drahtziegelgewebe genommen, ein Putzträger, der bei Steinausmauerung, besonders bei rauen Schwemmsteinarten, von Natur aus vorhanden ist.

Der Betonskelettbau.

Die Einteilung derartiger Betongerippe erfolgt wie beim Stahlskelett. Die Grundbaustoffe für das Gerippe sind Kies, Zement und Eisen, für das Mauerwerk die Schwemmsteine bzw. Tuffsteine für deren Verkleidung und Hohlkörper für die Decken. Auch hier spielt die Anwendung von hochwertigem Zement eine große Rolle, denn es kann mit hochwertigem Zementbeton für den Eisenbetonbau ein Minimum an Gewicht herausgearbeitet werden. Isolierungen gegen Wärme, Schall und Feuchtigkeit sind in reichem Maße ausprobiert und bedeuten keine Schwierigkeit mehr. Besondere Beachtung muß der Fundierung geschenkt werden, d. h. je höher das Bauwerk, je größer die Lasten auf den Fundamenten. Es ist bei den mehr oder minder großen Belastungen zu untersuchen, ob Einzel-, Streifen-, Platten-, Pfeiler- oder Pfahlfundierung wirtschaftlich ist und wie der Boden aussieht. Eine dreißigjährige Lagerung bedeutet bei Bodenanfüllung nicht immer gewachsenen Baugrund, da innere Rost- und Fäulnisprozesse noch nicht erledigt sein können. Die Ausbildung von flachen, begehbaren Dachern und Schornsteinanschlüssen ist mit aller Sorgfalt vorzunehmen. Je höher ein Betonskelettbau errichtet wird, um so kostspieliger wird die Frage der späteren Ausmauerung sein. In letzter Zeit hat

man auch hier versucht, wirtschaftliche Einrichtungen zu treffen. Je zwei übereinander liegende Stockwerke werden mit äußeren Hängengerüsten versehen, auf denen von unten nach oben sich der Betonierungsvorgang abspielt, und dann von oben wieder stockwerksweise nach unten die Ausmauerung vor sich geht. Man erkennt schnell die hieraus erwachsenden Vorteile: Wenig Rüstmaterial, einmalige Montage und einmalige Demontage — beide in Straßenhöhe —. Neben all diesen wirtschaftlichen Erkenntnissen für den Betonskelettbau ist wohl der wichtigste die große Feuersicherheit.

Der Holzskelettbau.

Es handelt sich hier um die älteste Bauweise, die schon vor langer Zeit als Fachwerkbau bekannt war. Eine Verbilligung trat erst mit der Erkenntnis Anfang des 18. Jahrhunderts ein, als man nicht mehr das Hartholz (Eiche) einzig und allein als brauchbaren Baustoff hinstellte, sondern auch die Weichholzarten (Kiefer, Tanne) für die Errichtung standsicherer Bauten wählte. Vielfach angewendet wird diese Bauweise in Württemberg, weil das Holz dort bodenständig ist. Auch beim Holzbau spielen die Isolierungen eine wichtige Rolle, zumal das Fachwerk heute nicht mehr sichtbar gehalten, sondern verputzt wird. Der rheinische Schwemmstein erfreut sich auch hier eines reichlichen Zuspruches für die Ausfachung, woraus man die vorzüglichen Eigenschaften — Porosität usw. — dieses guten Materials ersehen kann. Die Feuersgefahr ist bei anderen Bauweisen auch nicht größer als bei Holz, das bekanntlich nur langsam brennt. Für die konstruktive Ausbildung sind zwei Arten zu unterscheiden:

1. Die tragenden Holzständer gehen von der untersten Schwelle durch bis zum Dachboden, wobei starke Abmessungen notwendig sind.
2. Jedes einzelne Geschöß wird für sich mit Schwellen, Ständern, Streben, Riegeln und Balkenlagen ausgebildet. Diese ist die älteste Art, welche heute noch bevorzugt wird.

In der Typisierung hat man auch auf diesem Gebiete Fortschritte erzielt. Durch werkmäßiges Herstellen, ähnlich wie beim Stahlskelettbau, werden die Normstücke, einschließlich der Fenster und Türen, auf der Baustelle lediglich „montiert“. Hierbei ist z. B. für ein zweistöckiges, Sechszimmer-Einfamilienhaus die knappe Zeit von 6 Tagen Rohbauherstellung erreicht worden. Erst vor Jahresfrist stellte man in Süddeutschland derartige Häuser bezugsfertig nach 3½ Monaten her. Wie die anderen Bauweisen ihre Vorteile haben, so kann man hier für den Wohnungsbau sagen, daß die Holzbaubauweise sich auf diesen mit höchstens drei Geschossen beschränkt, dabei aber in jeder Beziehung billig ist.

Die Vortragsreihe schloß mit interessanten Ausführungen über die Möglichkeit, dem Baugewerbe den Charakter als Saison- oder Sommergewerbe zu nehmen. Man trifft heute Vorkehrungen, die das frische Mauerwerk oder den noch nicht erhärteten Beton vor Frost schützen. Je größer das Objekt, je wirtschaftlicher die Winterarbeit, da nur eine lokale Erwärmung stattzufinden braucht, was etwa 3% Mehrkosten der Bausumme ausmacht. Daß man bisher auf diesen Gebieten nicht weitergekommen ist, liegt weniger an den klimatischen Verhältnissen, als an dem Umstand, daß es sich hier um eine Gewohnheit handelt.

Das wirtschaftliche Bauen erstreckt sich heute vor allem auf die Frage, welche Decke ist zu wählen. Wenn auch Behörden und verständige Baugewerkschaften längst erkannt haben, daß die gute alte Holzbalkendecke überlebt und von der Massivdecke mit all ihren wirtschaftlichen Vorteilen eingeholt worden ist, so gibt es doch noch viele Bauherren, die am alten hängen. Ist auch die Holzbalkendecke ein paar Mark billiger bei der Herstellung, so ist sie damit noch lange nicht die beste und wirtschaftlichste. Bei den wenig zur Verfügung stehenden Baugeldern heißt es in der heutigen Zeit erst recht:

Wirtschaftlicher bauen!

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die Straßenbrücke über die Elbe in Tetschen-Bodenbach (Tschechoslowakei).

Die Landesverwaltung in Prag hat einen Wettbewerb zwischen den tschechoslowakischen Brückenbauanstalten und Ingenieuren für den Umbau der alten Straßen-Kettenbrücke über die Elbe in Tetschen-Bodenbach veröffentlicht. Für diesen Wettbewerb sind Entwürfe mit Angeboten von fünf Firmen und ein Entwurf außer Wettbewerb eingesandt worden (siehe Tabelle, Seite 898).

Die alte Kettenbrücke mit den schönen steinernen Türmen soll abgebrochen werden, und auf den alten Pfeilern und Widerlagern soll eine neue Tragkonstruktion errichtet werden. Die Spannweite der mittleren Öffnung ist 118,080 m, die der seitlichen 30,90 m. Die Breite der neuen Brücke soll 9,20 m betragen, und außerdem sind zwei Gehwege von je 2 m Breite anzuordnen.

Die beiliegenden Abbildungen zeigen die drei billigsten Entwürfe.

Abb. 1 zeigt den Entwurf der Firma Kapsa und

Abb. 1.



Nr.	Namen	Art der Brücke	Preis der neuen Tragkonstruktion	
			in RM	in %
1	Witkowitz-Fabrik, A. G.	Hängebrücke	1 293 000	228
2	Českomoravská-Kolben-Daněk A. G.	Hängebrücke	1 166 000	217
3	Skoda-Werke A. G.	Hängebrücke	1 013 000	180
4	Kapsa und Müller (Ing. Gebrüder I. u. T. Vyhnaněk)	Eisenbeton-Bogenbrücke mit Zugband	958 000	170
5	Teplitzer Maschinen-Fabrik, A. G.	Versteifungsträger mit Stabbogen	593 000	105
6	Prof. G. Kriwoschein (außer Wettbewerb)	Hängebrücke mit Stabbogen (Patent angemeldet)	565 000	100

Müller in Prag (Verfasser Gebrüder I. u. T. Vyhnaněk). Die Hauptöffnung besteht aus einem Eisenbeton-Hohlbogen mit eisernem Zugband; die seitlichen Öffnungen sind Eisenbetonbalken, die kontinuierlich über den Pfeilern durchgehen.



Abb. 2 zeigt den Entwurf der Teplitzer Maschinenfabrik, A. G., in Teplitz-Schönau. Das ist ein versteifter Stabbogen in der Hauptöffnung mit Streben-Fachwerk-Versteifungsträger; die Pfeilhöhe des



Abb. 3.

Bogens, gemessen vom Untergurt des Versteifungsträgers, ist 18,50 m. Die Trägerhöhe beträgt 3 m. In der Mitte jeder Seitenöffnung (30,72 m) befindet sich im Versteifungsträger ein elastisches Gelenk. Das Material ist Baustahl 48.

Abb. 3 zeigt den Entwurf von Prof. G. Kriwoschein (außer Wettbewerb). Es ist eine neue Konstruktionsform der Hängebrücke (Patent angemeldet), deren Horizontalzug von dem Versteifungsträger der seitlichen Öffnungen und dem mit diesem Träger verbundenen Stabbogen der Hauptöffnung aufgehoben wird. Die Pfeilhöhe der Kette und des Stabbogens sind 13,12 m = 1/9 l. Das Material ist Baustahl 52. K.

Die Kosten des Gartzter Prozesses.

Der Strafprozeß in Stettin, der in der zweiten Instanz wegen des Einsturzes der Gartzter Oderbrücke in den Monaten September und Oktober d. J. tagte, hat, wie uns mitgeteilt wird, einen Kostenaufwand verursacht, dessen Höhe die Summe von RM 300 000,— überschritten hat. Diese Summe erklärt sich einerseits aus der ungewöhnlichen Dauer des (seit 1926 laufenden) Prozeßverfahrens, andererseits aus der Heranziehung einer außerordentlich großen Zahl von Sachverständigen.

Abb. 2.

Schriftleitung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Dem letzten Vierteljahresbericht des Institutes für Konjunkturforschung entnehmen wir die folgenden Angaben über den Stand der Konjunktur in Deutschland und die Lage am Baumarkt.

Der gegenwärtige Konjunkturrückschlag ist von einer in Deutschland kaum jemals erlebten Schwere. Mitte 1930 begannen vereinzelte Anzeichen einer sich langsam anbahnenden Festigung der Wirtschaftslage hervorzutreten. Die Vertrauenskrise hat diese Ansätze vernichtet. Der Kapitalmarkt verknappte sich wieder, die Auftrags-eingänge gingen erneut zurück. Die Verflüssigung des Geldmarktes wurde durch die Abzüge von Auslandskrediten und die Kapitalflucht unterbrochen. Die künftige Entwicklung des Geld- und Kapitalmarktes wird zum großen Teil davon abhängen, in welchem Grad die von dem Tiefstand der Wirtschaftstätigkeit ausgehende Erleichterungstendenz durch die Festigung der innerpolitischen Verhältnisse unterstützt werden wird.

Die industrielle Produktion liegt um rund ein Viertel, auf Teilgebieten um beinahe die Hälfte unter Vorjahrshöhe. Die Arbeitslosigkeit erstreckt sich auf 3 1/2 Millionen Menschen; ungefähr ein Sechstel der Arbeiter und Angestellten sind aus dem Produktionsprozeß ausgeschaltet. Dabei ist für die kommenden Monate — schon aus saisonmäßigen Gründen — mit einer wachsenden Belastung des Arbeitsmarktes zu rechnen.

Der Absatz auf dem Binnenmarkt ist weiter gesunken. Die Ausfuhr ist saisonmäßig gestiegen; nennenswerte Exportfortschritte sind aber bei der an Ausdehnung und Intensität noch zunehmenden weltwirtschaftlichen Depression zunächst nicht zu erwarten.

Der Kurseinbruch am Aktienmarkt, der Rückgang der konjunkturrempfindlichen Warenpreise und der Hochstand der Zinssätze am Kapitalmarkt machen eine Besserung der Wirtschaftslage vorerst nicht wahrscheinlich. Es ist nicht einmal ausgeschlossen, daß sie die Konjunktur weiter verschlechtert. Ein starkes Gegengewicht gegen die zu weiterem Rückgang drängenden Faktoren würde jedoch die Beseitigung der politisch bedingten Vertrauenskrise bilden.

In der Bausaison April bis Oktober blieb die Zahl der beschäftigten Bauarbeiter um mehr als 30% unter dem Stand der beiden vorangegangenen Jahre. Selbst im Hochsommer waren nur rd. 60% der organisierten Bauarbeiter beschäftigt, gegenüber mehr als 90% in

den Vorjahren. Der saisonübliche Rückgang der Beschäftigung im Oktober ist zwar in einigen Landesteilen durch die Inangriffnahme des zusätzlichen Wohnungsbauprogramms der Reichsregierung gemildert worden; jedoch dürfte selbst bei einem nicht zu strengen Winter die Zahl der arbeitslosen Bauarbeiter die des Vorjahres ganz erheblich übersteigen. Der gewerbliche Bau, der im Vorjahr der Beschäftigung noch einen Rückhalt bot, ist erheblich eingeschrumpft. Ferner wird auch der Übergang an unvollendeten Wohnungsbauten beträchtlich geringer sein als im vorigen Jahr. Die Zahl der arbeitslosen Bauarbeiter dürfte im Januar 1931 bis auf rd 800 000 steigen.

Die Schrumpfung des Auftragbestandes bei den Bauunternehmungen hat ihre Lage im dritten Vierteljahr weiter erschwert. Die infolge der günstigen Beschäftigung in den letzten Jahren in steigendem Umfang erfolgte Beschaffung von Maschinen hat vielfach die Elastizität der Baubetriebe gegenüber größeren Schwankungen der Beschäftigung eingeengt. Infolge der bei großen Bauaufgaben der letzten Jahre fast allgemein üblichen Errichtung von Arbeitsgemeinschaften aus mehreren Unternehmungen, die eine Zusammenfassung des Maschinenparks verschiedener Betriebe ermöglicht, wurden allerdings übermäßige Investitionen in den meisten Fällen vermieden. Die Verringerung der Beschäftigungsmöglichkeiten hat aber doch schon dazu geführt, daß zur Ausnutzung der investierten Betriebsmittel jetzt häufig auch kleinste Objekte mit einem Maschinenpark bearbeitet werden, die unter Berücksichtigung sämtlicher Investitionskosten als für den betreffenden Arbeitsumfang zu groß erscheinen muß. Hierdurch wird auch wieder menschliche Arbeitskraft freigesetzt und die Arbeitslosigkeit weiter verschärft. Andererseits zwingt der durch den verschärften Wettbewerb hervorgerufene Preisdruck zu Kalkulationen und Preisstellungen, die die notwendigen Abschreibungen und die Zinskosten vielfach außer Acht lassen.

Im Wohnungsbau lag die Zahl der fertiggestellten Wohnungen in 95 Städten bis Ende September noch über der der beiden Vorjahre; die Gesamtzahl der in diesem Jahre dem Wohnungsmarkt neu zur Verfügung gestellten Wohnungen wird die vorjährige Höhe (Reinzuzug 315 000 Wohnungen) kaum unterschreiten. Dieses Ergebnis ist jedoch auf die zahlreichen schon im Vorjahr begonnenen Wohnungen (Überhang in Preußen rd 105 000, im Reich schätzungsweise 135 000 bis 140 000) zurückzuführen; dagegen sind die Fertigstellungen von

im Jahre 1930 begonnenen Wohnungen weit geringer als 1928 und 1929. Während in den vergangenen Jahren regelmäßig die Zahl der Bauvollendungen zum Jahresende zunahm, wird 1930 das Gegenteil der Fall sein. Bis Anfang August wurden noch aus dem Vorjahr übernommene unvollendete Bauten fertiggestellt. Seitdem ist die Zahl der fertiggestellten Wohnungen gesunken und dürfte bis zum Jahresende noch weiter zurückgehen. Der in das Jahr 1931 eingehende Überhang an unvollendeten Wohnungsbauten wird daher sehr gering sein. Er dürfte nur wenig mehr als ein Drittel des Vorjahrstandes betragen. Soweit aus der Zahl der Bauerlaubnisse ein Urteil möglich ist, wird sich die Wohnungsbautätigkeit auch in den nächsten Monaten in engen Grenzen halten. Im Jahre 1930 wird der Wert der baugewerblichen Produktion im Wohnungsbau voraussichtlich nur rd 3 Milliarden Reichsmark betragen, gegenüber 3,5 Mrd. RM im Vorjahr. Die Zahl der in den vorhergehenden Monaten erteilten, aber noch nicht ausgenutzten Bauerlaubnisse betrug im Oktober nur noch die Hälfte derjenigen der gleichen Vorjahrszeit. Die Baubeginne sind stark zurückgegangen.

Im gewerblichen Bau hat sich die Zurückhaltung weiter verstärkt. Die Gesamtinvestitionen dürften im Jahre 1930 nur 2,4 Mrd. Reichsmark betragen gegenüber 2,7 Mrd. RM im Vorjahr und 3 Mrd. Reichsmark im Jahre 1928. Eine allgemeine Belebung der wirtschaftlichen Tätigkeit wird auch erst, nachdem sie längere Zeit angehalten haben wird, zu größeren Aufträgen an das Baugewerbe führen können. In den nächsten Monaten dürfte sich — nach den vorliegenden Bauerlaubnissen zu schließen — der gewerbliche Bau um rd 25% unter Vorjahrsgröße bewegen.

Im Bau für öffentliche Zwecke bedingt die finanzielle Anspannung der öffentlichen Körperschaften auch weiterhin eine starke Einschränkung der Planungen. Große im Gang befindliche Arbeiten sind bis auf weiteres unterbrochen worden. Die im Arbeitsbeschaffungsprogramm vorgesehenen Arbeiten werden dagegen zum Beginn der nächstjährigen Bausaison den jahreszeitlichen Auftrieb unterstützen.

Die meisten Baustoffindustrien sind ganz überwiegend vom deutschen Baumarkt abhängig. Nur für die Zementindustrie, die Baumaschinenindustrie, die Glasindustrie und die Eisenträgerproduktion besteht, wenn auch in beschränktem Umfang, die Möglichkeit, einen Rückschlag im Inlandsabsatz durch erhöhte Ausfuhr auszugleichen. Die Baustoffindustrien wurden somit von dem Rückgang der Bautätigkeit in voller Schärfe getroffen.

Baustoff- und Baumaschinenabsatz
(1927 = 100).

Bezeichnung	1928	1929	1930 ¹
Zement	103,7	96,5	78
Kalk	100,5	90,5	63
Eisenträger	86,7	69,0	48
Betonmischmaschinen	112,2	112,0	48
Straßenwalzen ²	—	100,0	67

¹ Nach den Zahlen für die ersten 9 Monate geschätzt.
² 1929 = 100.

Am geringsten ist im Vergleich zu anderen Baustoffen der Absatz von Zement zurückgegangen. Einerseits hat das Vordringen neuer Bauweisen mit stärkerem Zementverbrauch den Absatzrückgang aufgehalten; andererseits hat der verschärfte Wettbewerb bei in den letzten Jahren sowohl in den Zementverbänden wie in den Außenseiterwerken stark erhöhten Kapazitäten einen Preisdruck hervorgeufen, der dem Betonbau ein weiteres Feld, insbesondere im Wett-

bewerb mit Eisen und Holz, erschließt. Der Zementexport konnte den Ausfall auf dem Binnenmarkt nicht ausgleichen. Bis Oktober lag die Ausfuhr um 8% unter der der gleichen Vorjahrszeit.

Der Absatz von Baumaschinen ist sehr stark zurückgegangen, da der Bedarf an Maschinen im Baugewerbe infolge der geringen Beschäftigung augenblicklich als gesättigt anzusehen ist. Die Ausfuhr von Baumaschinen, die im Jahre 1929 rd 30% der Produktion betrug, hat sich im ersten Halbjahr 1930 noch auf der vorjährigen Höhe gehalten. Im Herbst ist ein Rückgang eingetreten; der Export konnte daher auch hier keinen Ausgleich für den schwachen Inlandsabsatz bieten.

Für die ersten Monate des Jahres 1931 sind die Aussichten des Baustoffabsatzes konjunkturell weiter ungünstig. Die Kapazitätsausnutzung, die in den Baustoffindustrien im Durchschnitt der ersten neun Monate d. J. rd 60% der Arbeitsplätze betrug, dürfte im Jahre 1931 zunächst noch weiter absinken. Der Rückgang der Nachfrage nach Baustoffen hat zu stärkeren Preisermäßigungen geführt. Unterstützt wurde diese Bewegung bei den kartellgebundenen Preisen auch durch den Wettbewerb der Außenseiter. Der Zementpreis lag Ende Oktober um 10 bis 20%, der Ziegelpreis bis zu 30%, der Bauholzpreis durchschnittlich um 15% und der Preis für Baueisen um rund 3% unter Vorjahrsgröße. Die Preisermäßigung reicht offensichtlich noch nicht aus, die Bautätigkeit anzuregen; eine derartige Anregung wird auch erst erwartet werden dürfen, wenn die Senkung der Baustoffpreise durch eine Ermäßigung der Finanzierungskosten wirksam unterstützt wird.

Rechtsprechung.

Unbillige Härte (§ 84 BRG.). In einem Urteil vom 16. Mai 1930 hat das Landesarbeitsgericht Hamburg die Auffassung, daß die Entlassung auf jeden Fall eine „unbillige Härte“ sei, wenn Dienstjüngere im Betriebe verbleiben, abgelehnt. In der Begründung heißt es u. a.:

„BRG. § 84 Ziff. 4 will grobe Willkürlichkeiten und Mißbräuche des formalen Kündigungsrechtes ausschließen, will also den weniger sozialen Arbeitgeber zu dem zwingen, was ein billig und human denkender Arbeitgeber von selbst tun wird. BRG. § 84 Ziffer 4 ist aber nicht dazu da, ein kleinteiliges und formalistisches Feilschen der Arbeiter darüber hervorzurufen, ob dieser oder jener ein wenig dienstälter oder lebensälter ist. Das um so weniger, als gar nicht einzusehen ist, weshalb ein jüngerer nicht an sich genau so viel Recht auf Arbeit haben sollte als ein älterer, und warum ein Dienstjüngerer, dem es nach langer Arbeitslosigkeit erst kürzlich geglückt ist, wieder Arbeit zu finden, ohne weiteres vor einem Dienstälteren zurückstehen müßte, der ohnehin den Vorteil gehabt hat, schon längere wieder Arbeit zu haben.“

Anteiliger Urlaub. In einem Urteil vom 24. Mai 1930 (RAG. 458/29) hat das Reichsarbeitsgericht festgestellt, daß ein Arbeitnehmer, der kraft Tarifvertrages nach einer bestimmten Beschäftigungsdauer einen bestimmten Urlaub zu beanspruchen hat, aber vorzeitig aus dem Unternehmen ausscheidet, nur dann anteiligen Urlaub zu beanspruchen hat, wenn dies entweder im Tarifvertrag selbst oder durch sonstige Vereinbarung ausdrücklich vorgesehen ist.

Die Reichstarifverträge für die technischen und kaufmännischen Angestellten im Baugewerbe sehen die anteilige Urlaubsgewährung ausdrücklich vor, dagegen fehlt sie in den Reichstarifverträgen für die Poliere und Schachtmeister. Diese haben also, wenn sie vor Ablauf der Wartezeit ausscheiden, keinen anteiligen Urlaub zu beanspruchen, es sei denn, daß ausdrücklich etwas anderes mit ihnen vereinbart wurde.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 27. November 1930.

- Kl. 5 b, Gr. 41. L. 74 783. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck, Karlstr. 62. Verfahren zum Abbau von Deckgebirgen. 6. 4. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 24. D 57 896. Otto Dürr, Heidelberg, Bergheimer Straße 125. Baggerchwelle. 12. 3. 29.
- Kl. 19 d, Gr. 1. P 57 154. Dr.-Ing. Franz Dischinger, Wiesbaden, Kapellenstr. 70. Herstellung von Eisenbetonbogenbrücken mit angehängter Fahrbahn und Zugbändern aus Eisenbeton. 20. 2. 28.
- Kl. 20 g, Gr. 1. K 7. 30. Wilhelm Kenter, Herne-Sodingen, Baarestraße 1. Verfahren zum Umgleisen von Schienenfahrzeugen. 31. 3. 30.

- Kl. 20 h, Gr. 4. H 103 767. The Hannauer Car Retarder Company, Chicago, Staat Illinois, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Gleisbremse mit elektrischer Steuerung. 8. 10. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 33. K 327. 30. Knorr-Bremse Akt.-Ges., Berlin-Lichtenberg, Neue Bahnhofstr. 9—17. Zeitventil für Zugsicherungsanlagen. 15. 11. 30.
- Kl. 35 b, Gr. 1. A 54 406. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig W 32, Schönauer Weg. Einrichtung zum Festklammern von Gleisfahrzeugen. 6. 6. 28.
- Kl. 37 b, Gr. 1. Z 16 753. Hans Zomak, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 16. Mehrteiliger Füllkörper für Kreuzrippendecken. 16. 4. 27.

- Kl. 37 b, Gr. 1. Z 18 110. Hans Zomak, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 16. Mehrteiliger hohler Füllkörper für Kreuzrippendecken. 29. 1. 29.
- Kl. 37 b, Gr. 3. G 75 657. Ferdinand Harelly, Zuffenhausen-Stuttgart. Abdeckplatte für Kanäle, Schächte u. dgl. 19. 2. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 7. P 49 833. Ernst Poritz, Potsdamer Straße 47, u. Arthur Schulz, Beyerstr. 32, Berlin-Spandau. Gebäude aus Hohlwänden. 19. 2. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 7. A 54 569. Johann Baptist Amann, München, Rosenheimer Str. 191. Flüssigkeitsmesser für Betonmischmaschinen. 22. 6. 28.
- Kl. 81 d, Gr. 3. V 24 920. Carlo Vanzetti, Luigi Christiani u. Giuseppe Mazier, Mailand, Italien; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 15. Kehrrechtsammelgrube. 16. 2. 29.
- Kl. 81 e, Gr. 128. M 174. 30. Mitteldeutsche Stahlwerke, Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Vorrichtung zum Einebnen von Halden oder Abtragen von Hügeln. 21. 3. 30.
- Kl. 84 d, Gr. 1. K 112 112. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. In der Höhenrichtung verstellbares Schutzschild für Grabenbagger. 15. XI. 28.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 102 356. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen. Eimerkettenbagger. 6. 1. 27.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 102 059. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf A.-G., Magdeburg. Sicherheitsschaltung für elektrisch betriebene Eimerkettenbagger. 10. 11. 27.
- Kl. 85 c, Gr. 1. S 72 510. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zum Entfernen von Öl aus Wasser. 1. 12. 25.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 15207. — Postscheck-Konto: Berlin NW 7, Konto-Nr. 100329.

Überleitung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen leitet ihre Geschäfte allmählich in diejenigen der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen über. Wir bitten daher, folgendes zu beachten:

1. Die Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen im „Bauingenieur“ fallen ab 1. Januar 1931 fort. Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden in die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen überführt, soweit sie nicht Widerspruch erhoben haben und erhalten für den Mitgliedbeitrag kostenlos ab 1. Januar 1931 eine an jedem Mittwoch erscheinende Wochenschrift der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen, welche die geschäftlichen Mitteilungen der Gesellschaft, Auszüge aus Vorträgen, kurze wirtschaftliche Nachrichten und anderes enthält.

Die Zeitschrift wird durch die Post an die uns bekannte Anschrift zugestellt. Die erste Nummer wird am Mittwoch, den 7. Januar 1931 herausgegeben.

2. Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen erhebt für das Jahr 1931 keine Beiträge mehr. Die Mitglieder erhalten eine Benachrichtigung über künftige Beitragszahlung zur Deutschen Gesellschaft für Bauwesen später zugesandt.

Rückständige Beiträge für das Jahr 1930 (vgl. Bekanntmachung in dieser Nummer) werden auch nach dem 1. Januar 1931 auf das Postscheckkonto der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen unter der Bezeichnung Konto Nummer 100329 Berlin NW 7 angenommen.

3. Das Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen für das Jahr 1930 ist zur Zeit in Vorbereitung und wird in der üblichen Form fertiggestellt werden. Mutmaßlich wird es gegen Ende März 1931 zum Versand kommen. Es geht kostenlos allen denjenigen Mitgliedern zu, die den Beitrag für 1930 entrichtet haben. Herren, die Einschreibesendung beanspruchen, wollen 40 Pf. mehr einsenden.

Anschriftänderungen erbitten wir wegen des Mitgliederzeichnisses im Jahrbuch und wegen der Zustellung des Buches auch weiterhin an unsere alte Anschrift: Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27. Es ist dafür gesorgt, daß alle Zuschriften erledigt werden. Anschriftenänderungen gelangen damit auch zur Kenntnis der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen.

6. Literaturanfragen werden den bisherigen Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, die zur Deutschen Gesellschaft für Bauwesen übertreten, in der bekannten Weise durch den Verein deutscher Ingenieure, Abt. Literatursankunft, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, erteilt. Rückporto erbeten.

7. Die Verlagsbuchhandlung Julius Springer hat sich in entgegenkommender Weise bereit erklärt, den ehemaligen Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen auch ab 1. Januar 1931 vorläufig weiter eine Bezugspreismäßigung des „Bauingenieur“ in der bisherigen Höhe zu gewähren, d. h. also 25% gegenüber dem Ladenpreis.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Am Freitag, den 5. Dezember 1930 veranstaltete die Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in der Handelshochschule einen Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Seitz der Firma Karl Kübler A.-G. Stuttgart über das Thema „Neueres aus Theorie und Praxis des Holzbaues“.

Herr Dr. Seitz, der in der hiesigen Fachwelt durch seine fachlichen Beziehungen seit vielen Jahren gut bekannt ist, führte etwa folgendes aus:

Der Holzbau hat in Deutschland nach dem Krieg eine gründliche wissenschaftliche Durchbildung erfahren, die es heute mit weit größerer Zuverlässigkeit als früher ermöglicht, die Baukonstruktionen in ihren Einzelheiten einwandfrei durchzubilden. Während die baupolizeilichen Bestimmungen im allgemeinen noch auf dem Stand der Zeit vor dem Kriege sich befinden, berücksichtigen die „Bestimmungen für Holztragwerke“ der Deutschen Reichsbahn und die neuen Normenblätter die inzwischen eingetretene weitere Entwicklung. Der Vortragende schilderte eingehend die Unterschiede der einzelnen Bestimmungen. Aus den Untersuchungen der letzten Zeit sind die in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart angestellten Versuche hervorzuheben, die sich mit dem Knickproblem, insbesondere auch bei mehrteiligen Druckstäben, und mit Holzverbindungen, die schräg zur Faserrichtung des Holzes wirken, befassen. Eine Reihe von Lichtbildern zeigte interessante Bauausführungen in Holz, insbesondere Shedhallen für Textilbetriebe und Salzspeicher der Düngemittelindustrien. Auch für Kirchen und sonstige Bauwerke, bei denen die architektonische Ausgestaltung des Raumes eine wesentliche Rolle spielt, wird Holz mehr und mehr verwandt. Interessant war weiterhin die Verwendung von Holz für den Bau der Funktürme des Großsenders in Mühlacker sowie für die Erstellung umfangreicher Rohrleitungen für Wasserkraftanlagen und chemische Betriebe.

An den Vortrag schloß sich eine Debatte an, die sich hauptsächlich mit Fragen befaßte, die durch den Einsturz der beiden hölzernen Funktürme in München-Stadelheim aufgetaucht sind. Dabei hob Herr Dr. Seitz ganz besonders hervor, was übrigens der Fachwelt schon lange bekannt ist, daß unser Wissen über das Wesen der Windangriffskräfte und deren Wirkungen auf Bauwerke noch recht lückenhaft ist und energischer Forschung und Aufklärung in der Zukunft bedarf. (Vgl. Arbeiten des Winddruckausschusses der D. G. I. B.).

Herr Obering. Goebel dankte dem Vorsitzenden für seine interessanten und durch zahlreiche Lichtbilder erläuterten Ausführungen. Engelmann.

Dringende Beitragsmahnung!

Wie aus unseren Berichten über die Ordentliche Mitgliederversammlung hervorging, ist die glatte Abwicklung aller Geschäfte der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen nur möglich, wenn die leider noch vielfach ausstehenden Beiträge für das Jahr 1930 vollzählig eingehen. Die Beiträge sind seit Anfang 1930 fällig, sodaß es selbst in der jetzigen schwierigen Wirtschaftslage jedem Mitglied möglich gewesen sein sollte, seiner Beitragspflicht im Laufe fast eines Jahres zu genügen. Wenn diejenigen Mitglieder, die bisher ihren Beitrag nicht gezahlt haben, sich ihrer Beitragspflicht entziehen, so entsteht die Gefahr, daß die Mitglieder, die ihren Beitrag rechtzeitig gezahlt haben, Schaden leiden, weil das Jahrbuch 1930 im Laufe des nächsten Vierteljahres nicht versandt werden kann und weil u. U. die Herren des Liquidationsschusses für die Rückstände der Gesellschaft persönlich haftbar gemacht werden. Allein dieser Hinweis sollte genügen, um die noch immer säumigen Herren zu veranlassen, in ihrer Zahlung nicht gegen die pünktlichen Zahler zurückzustehen. Außerdem bereitet in derartigen Fällen die Überleitung der Mitgliedschaft in diejenige der „Deutschen Gesellschaft für Bauwesen“ uns und den Mitgliedern große Schwierigkeiten. Der Beitrag für 1930 beträgt RM 10,—. Für Mitglieder, die gleichzeitig dem Verein deutscher Ingenieure angehören, beträgt der Beitrag RM 7,50 und für Junioren RM 4,—. Diejenigen Mitglieder, welchen das Jahrbuch 1930 durch Einschreibesendung zugehen soll, wollen 40 Pf. mehr einsenden. Das Postscheck-Konto der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist: Berlin NW 7, Konto-Nr. 100329.