

DER BAUINGENIEUR

10. Jahrgang

22. Februar 1929

Heft 8

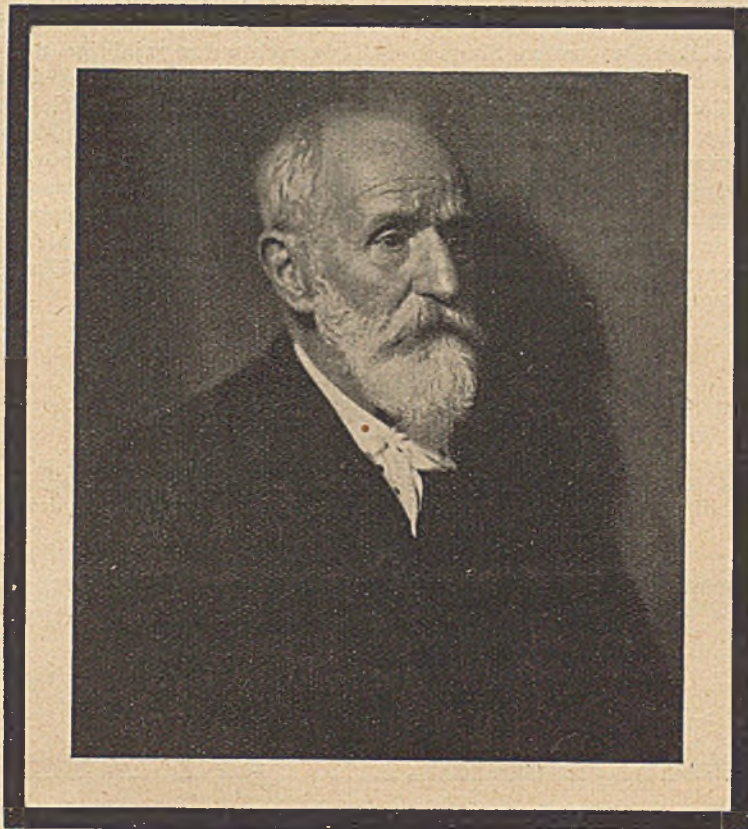
GEHEIMER BAURAT PROFESSOR Dr. phil. h. c. KONRAD PRESSEL †.

Die Technische Hochschule München und die deutsche Tunnelbaukunst haben einen schweren Verlust erlitten: am 20. Januar 1929 ist der langjährige Vertreter des Tunnelbaues, Konrad Pressel, bei einem Spaziergang vom Schläge getroffen worden und kurz darauf verschieden.

Konrad Pressel war am 24. Juli 1857 in Olten (Schweiz) geboren als Sohn des bekannten Meisters der Ingenieurbaukunst. Wilhelm Pressel, der damals den Bau des alten Hauensteintunnels leitete, später als Baudirektor der österreichischen Südbahngesellschaft den Bau der Brennerbahn durchführte und zuletzt als Generaldirektor das osmanische Eisenbahnnetz in Angriff nahm, bis er 1892 als 82jähriger in Konstantinopel starb. Die Eltern von Konrad Pressel stammen beide aus Württemberg; sein Vater aus Stuttgart, seine Mutter aus Geislingen a. St. Nach Absolvierung des akademischen Gymnasiums in Wien 1875 und seines Einjährigendienstes beim 2. Garderegiment in Berlin 1875/76 studierte er auf Wunsch seines Vaters in Wien Rechtswissenschaft, ging aber schon nach zwei Semestern zum Studium der Mathematik und Maschineningenieurwissenschaften an der Universität und Technischen Hochschule in Graz über, das er in Wien und München fortsetzte. An letzterer Hochschule vollendete er 1879/82 unter dem von ihm verehrten Professor für theoretische Maschinenlehre, Moritz Schröter, seine Studien. Schröter, der den hochbegabten Schüler bald schätzen lernte, vermittelte ihm Beziehungen zu der bekannten Tunnelbaufirma Brandt und Brandau in Hamburg und zu der Gesellschaft für Linde's Eismaschinen in Wiesbaden. Dem künstlerisch veranlagten Diplomingenieur sagte jedoch die Tätigkeit bei einer Baufirma zunächst mehr zu, und so kam er als Ingenieur von Brandt und Brandau zuerst zum Bau des Brandleite-Tunnels in Thüringen und dann auf die Kohlengrube Shamrock in Westfalen, wo er schon frühzeitig auf die Bedeutung ausreichender Belüftung für die Arbeitsleistung hingewiesen wurde. 1883—1885 finden wir Pressel beim Bau des Pratolino-Tunnels bei Florenz. Nach einer kurzen Unterbrechung seiner Praxis, während der er für seinen Vater teils in Konstantinopel, teils in Wien (Oberbaustudien) tätig war, berief ihn sein früherer Lehrer M. Schröter zu sich als Assistenten für theoretische Maschinenlehre an die Technische Hochschule München (1886/87), wo ihn jedoch schon nach einem Jahr seine frühere Firma Brandt und Brandau zur Bauleitung des 4 km langen Suram-Tunnels der Linie Baku—Batum (Kaukasus) abberief (1887/90). Hierauf folgte wieder eine fünfmonatige Tätigkeit bei seinem Vater in Kon-

stantinopel sowie eine zweimonatige bei der Donauregulierung am Greiner Strudel (1890/91), wo er unter schwierigsten Verhältnissen mit Eis- und Felssprengarbeiten beschäftigt war. Von 1891/99 war Pressel Oberingenieur bei Linde's Gesellschaft für Eismaschinen in Wiesbaden, von wo aus ihn, dessen Leistungen Geheimrat Linde alsbald schätzen lernte, mehrfache Reisen ins Ausland führten.

Als der Bau des 1. Simplontunnels begann, übertrug die Baugesellschaft auf der Südseite (Brandt, Brandau und Cie.) die Bauleitung ihrem bewährten früheren Mitarbeiter (Pressel war zuletzt insgesamt 25 Jahre in der Firma tätig), dessen Arbeitskraft sie bei diesem größten aller Alpendurchstiche nicht missen wollte. Mit vorbildlicher Umsicht, Tatkraft und Geschicklichkeit überwand er die mannigfachen und unerhörten Schwierigkeiten dieses Baues, bei dem zum erstenmal das Zweistollensystem statt eines einzigen zweigleisigen Tunnels zur Anwendung gekommen ist. Wie hoch man die Leistungen Pressels beim Bau des Simplontunnels in der Schweiz bewertete, beweist u. a. die Verleihung des philosophischen Ehrendoktors durch die Universität Basel unter dem Rektorat von Joël, die ihm durch die Professoren Riggenbach und Schmidt beim Durchschlagsfest des ersten Stollens in Brig im März 1905 die Urkunde überreichen ließ. Auch die



Italiener, die die Leistungen Pressels neidlos anerkannt und hoch eingeschätzt haben, belohnten seine Verdienste durch Verleihung der goldenen Medaille und einer hohen Ordensauszeichnung. Eine besondere Ehrung aber wurde Pressel zu teil, als auf den Antrag von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. h. c. Franz Kreuter für den bis dahin mit dem Lehrstuhl für Wasserbau verbundenen Tunnelbau ein eigener Lehrstuhl an der Technischen Hochschule in München geschaffen und auf diesen im Jahre 1906 Konrad Pressel berufen wurde, der seither neben diesem Fach auch noch Maschinenkunde für Bauingenieure las.

In verschiedenen Zeitschriftenaufsätzen hat Pressel seine Erfahrungen der Nachwelt überliefert und damit künftigen Ingenieurgenerationen die Wege gewiesen, die sie in der Forschung und beim Bau künftiger Tunnel gehen müssen. Dabei war Pressel mit seinen wissenschaftlichen Veröffentlichungen außerordentlich zurückhaltend. Ein ungewöhnliches Maß dauernder Selbstprüfung und selbstkritischer Zergliederung hinderte ihn an der Bekanntgabe von Arbeiten, deren Ausreifung ihm noch nicht genügte. Infolgedessen ist auch seine Absicht, ein straff gegliedertes Vademecum des Tunnelbaues zu veröffentlichen, leider unausgeführt geblieben. Dagegen hat

Pressel in seiner letzten Arbeit, über die hier noch eingehend berichtet werden soll und die sich mit der Vorausbestimmung der Gesteinstemperatur im Innern von Gebirgsstöcken befaßt, den zum großen Teil immer noch auf Überlieferung gegründeten Tunnelbau durch Einführung des Modellversuchs in bedeutsamer Weise zu einer Wissenschaft weiterentwickelt und hiermit ein Vermächtnis hinterlassen, das seinen Namen und sein Wirken lebendig erhalten wird.

Außer diesen Arbeiten und seiner starken Inanspruchnahme durch sein Lehramt war Pressel noch bei zahlreichen Bauunternehmen als Gutachter tätig, so beim Bau der Mittenwaldbahn, für die bayerische Regierung bei den Vorarbeiten und beim Bau des Walchenseewerkes, für die Leunawerke sowie für zahlreiche angesehene Baufirmen bei den verschiedensten Stollen- und Tunnelbauten. Dabei war es Pressel stets darum zu tun, etwa vorhandene Gegensätze zwischen den Vertragsparteien durch geeignete Vorschläge auszugleichen und diese wieder zu gemeinsamer Arbeit zusammenzubringen.

Durch den Tod Pressels, dem letzten Überlebenden aus der Reihe der großen Helfer beim Bau des ersten Simplontunnels und einem der letzten großen Tunnelbauer aus der mächtigen Entwicklungszeit des Tunnelbaues überhaupt, erleidet die technisch-wissenschaftliche Welt Deutschlands einen Verlust, den sie nur langsam wird verschmerzen können. Seine überragende Bedeutung für die Technik war jedoch nicht allein in seinen praktischen und wissenschaftlichen Leistungen begründet, sondern vor allem auch in seiner hohen Lebensauffassung und Lebensführung. Treue zur Arbeit war ihm vornehmste Pflicht. Eine einmal in Angriff genommene Sache hat

er nie im Stiche gelassen, sondern sie stets mit eisernem Willen bis zur Selbstverleugung durchgeführt. Sein Idealismus zur Arbeit steigerte seine Tatkraft und verlieh ihm höchste Arbeitsfreudigkeit. Seine Schüler rühmen ihm nach, daß er stets und bis zuletzt sein Bestes gab und sie zu Verantwortungsbewußtsein erzog. Für ihn galt das Nietzschewort:

„Verbrennen mußst du dich wollen in deiner eigenen Flamme. Wie wolltest du neu werden, wenn du nicht erst Asche geworden bist?“

Dieser aufrechte und ritterliche, mit strenger Selbstkritik und einem starken Rechtlichkeitsgefühl ausgestattete Hochschul-lehrer und vorbildliche Führer der akademischen Jugend beurteilte nicht nur die Leistungen anderer mit größtem Wohlwollen, sondern besaß auch in seltenem Maß ein Dankbarkeitsgefühl gegen andere. Er war, wie so mancher große Techniker, im innersten Grunde seiner Seele ein Künstler und erfreute seine Freunde durch ein geistig aufgefaßtes meisterhaftes Klavierspiel. Die Liebe für die Natur, für die Bergwelt und den Wintersport war bei ihm bis zuletzt lebendig. Noch am Tage vor seinem Tode suchte der 72jährige mit den Schneeschuhen sein Landhaus im Isartal auf, in dessen Nähe ihn der Tod heimrief. Die auf alle kulturellen Gebiete übergreifende Vielseitigkeit seines Wesens hat ihn als Mensch vor Enge und Kleinlichkeit bewahrt und ihm im persönlichen Verkehr eine bewundernswerte, unbefangene Liebenswürdigkeit gegeben. Alle, die das Glück hatten, dem ungemein feinfühligem und gütigen Manne näherzukommen, werden, wie die ganze technische Wissenschaft, sein Andenken in hohen Ehren halten.

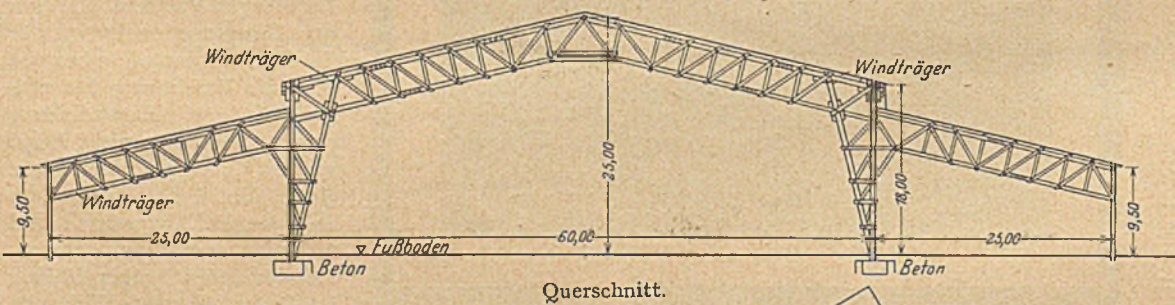
E. Marquardt.

DIE SÄNGERFESTHALLE IN WIEN 1928.

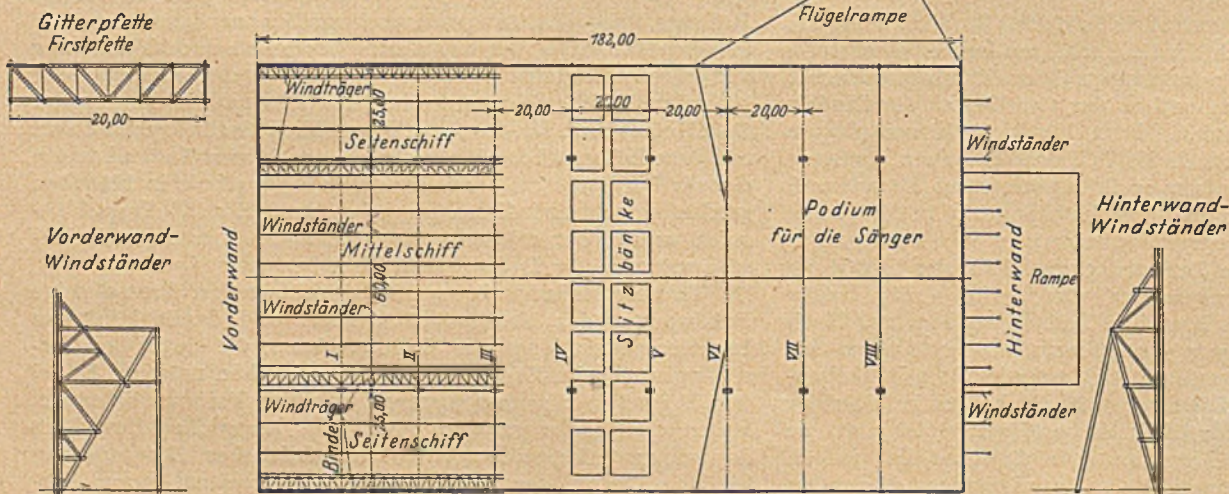
Von Dr.-Ing. Theodor Gesteschi, Berlin.

Übersicht. Die hölzerne Sängerkfesthalle, eine der bisher weitestgespannten Holzkonstruktionen, wird ausführlich in baulicher Beziehung dargestellt. Das Mittelschiff hat 60 m Stützweite, die

beiden Seitenschiffe besitzen eine solche von je 25 m; der Binderabstand mißt 20 m. Bemerkenswert ist die Ausbildung der Stabquerschnitte und des Fußpunktes des mittleren Rahmenbinders wegen der bedeutenden Spannkraft.



Querschnitt.



Grundriß (gegen den Querschnitt um 90° gedreht).

Abb. 1. Allgemeine Anordnung der Sängerkfesthalle in Wien 1928.

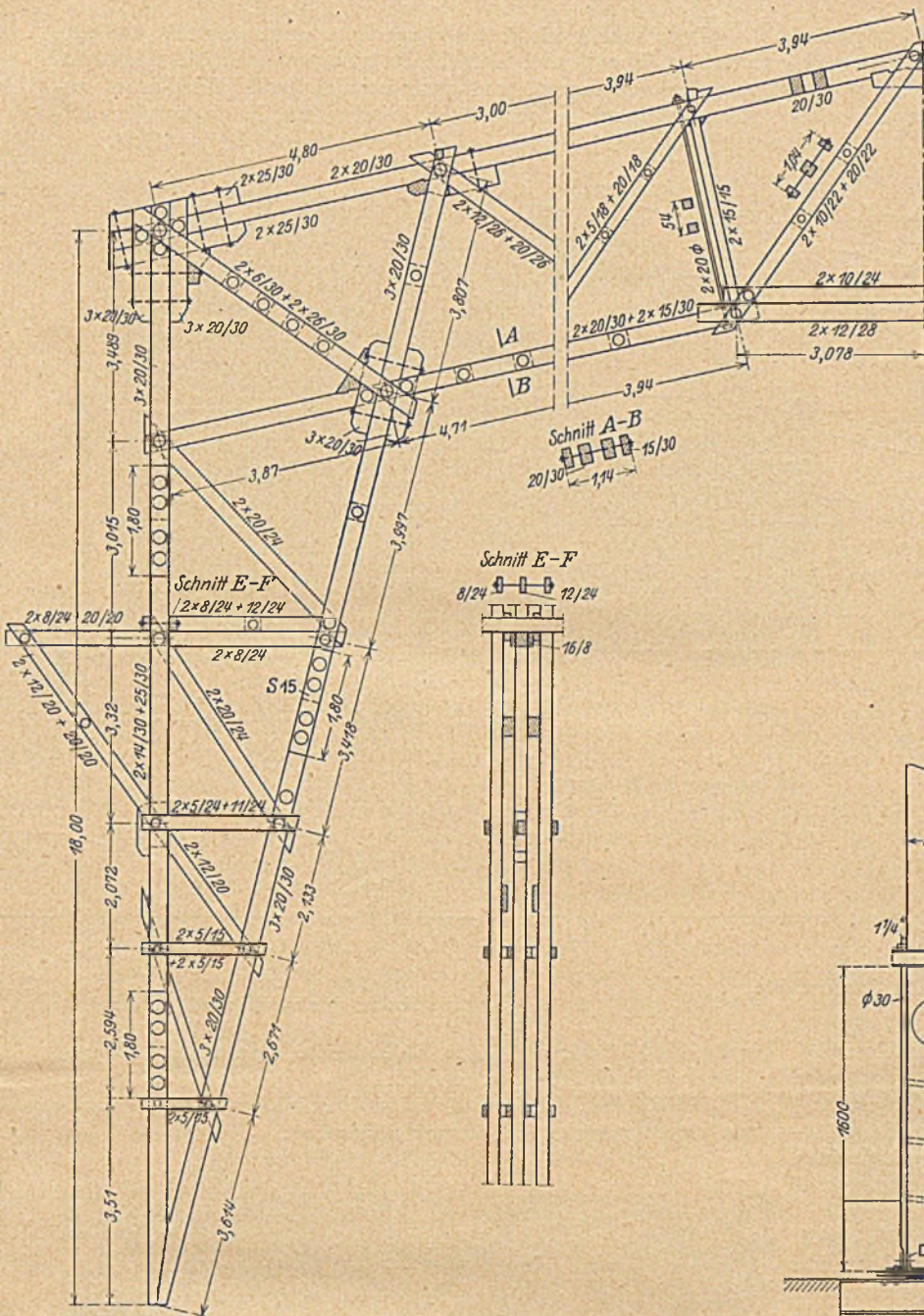
Die Sängerkfesthalle wurde zur Feier des 10. deutschen Sängerbundesfestes im Juli 1928 errichtet und ist bereits wieder abgetragen worden.

Die Breite der Halle betrug 110 m, die Länge 182 m und die Höhe im Scheitel 25 m, an den Längswänden 9,50 m (Abb. 1).

Auf der Grundrißfläche von rd. 20 000 m² konnten 35 000 Sänger und 40 000 Zuhörer Platz finden.

Die Halle ist dreischiffig, und zwar besitzt das Mittelschiff eine Stützweite von 60 m, und die beiden Seitenschiffe haben eine solche von je 25 m.

Die Stützweite der Mittelbinder, die für die Beurteilung



Mittelschiffbinder.

Abb. 2. Ausbildung des Mittelschiffbinders samt Einzelheiten.

der Kühnheit der Ingenieurkonstruktion hier in erster Linie maßgebend ist, wird nur übertroffen von der Sängerkathedrale in Dresden 1925 mit 78 m Stützweite und der Westfalenhalle in Dortmund 1925 mit 76 m freier Spannweite, beides Bogenkonstruktionen; die 1925 errichtete Sängerkathedrale in Eßlingen¹ besitzt gleichfalls eine Stützweite von 60 m (Dreigelenkbogen mit 30° Dachneigung).

Die allgemeine Anordnung der Halle geht aus Abb. 1 hervor.

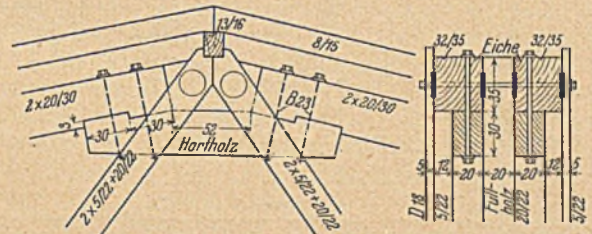
Die Binder des Mittelschiffs stellen Zweigelenkrahmen dar, die zugleich mittels Auskragungen die Auflager der beiden Seitenschiffbinder bilden; außen ruhen diese Binder, die als einfache Balken wirken, auf Pendelstützen der Längswand. Der Binderabstand beträgt 20 m, die Endfelder messen 21 m.

Die Binder sind als Fachwerkbinder ausgebildet und tragen Gitterpfetten; der normale Abstand der letzteren beträgt 5,85

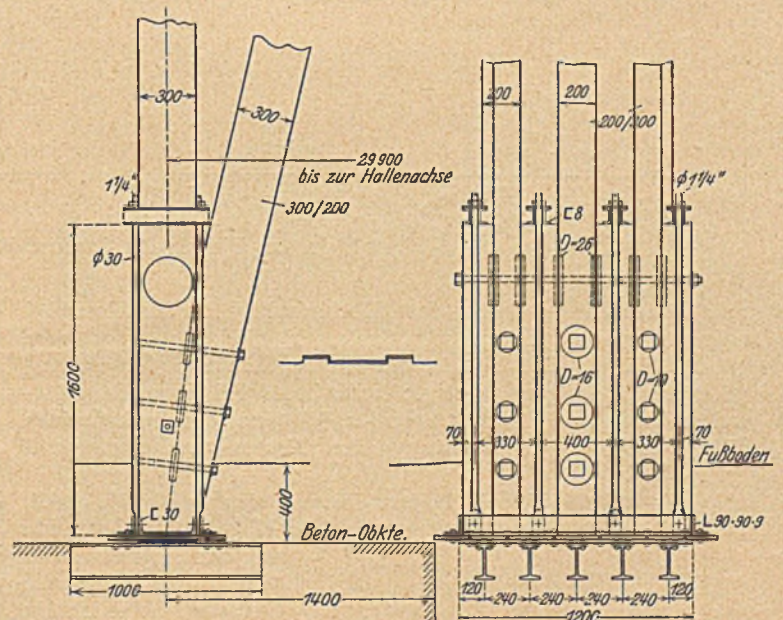
¹ Gesteschi, Der Holzbau S. 254. Verlag von Julius Springer 1926. Die Bautechnik 1928, Heft 46, S. 679.

(5,95) m, in der Nähe der Binderstützen und in Hallenmitte ist ihr Abstand verkleinert. Sie bilden mit den Pfettenverschwerungen zugleich die Längsversteifung der Halle.

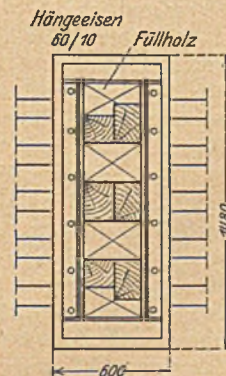
Der Winddruck auf die Längswände wird durch Vermittlung der Seitenbinder auf die Mittelbinder übertragen und durch diese in die Betonfundamente geleitet. Als Zwischenkonstruktionen dienen hierbei Windträger, die an den Außenwänden in den Ebenen der Binderuntergurte und an den Mittelstützen in den Dachflächen angeordnet sind.



Mittlerer Knotenpunkt des Obergurts.



Binderfuß.



Der Winddruck auf die Giebelwände wird unmittelbar durch diese aufgenommen. Zu diesem Zwecke sind in den gleichen Abständen, wie die Gitterpfetten haben, und in der gleichen lotrechten Ebene Windböcke (Windständer) vorgesehen.

Die Windböcke der Vorderwand stehen im Innern der Halle und sind auf einem Beton- und einem Pfahlfundament gegründet. Die der Hinterwand sind außerhalb der Halle angeordnet und sind in schweren Betonfundamenten zugsicher verankert (Abb. 1).

Die bauliche Ausbildung der Binder geht aus den Abb. 2 und 3 hervor, während Abb. 4 die Einzelausbildung eines Windbocks der vorderen Giebelwand erkennen läßt.

Die Stabanschlüsse sind mittels Schüllerscher Ringdübel (Patentinhaber: Baumeister Franz Schüller, Wien) bewerkstelligt (Abb. 5), nachdem Festigkeitsversuche mit Knotenverbindungen natürlicher Größe, ausgeführt an der Versuchs-

Der Winddruck wurde wagerecht zu 125 kg/m^2 (auf eine lotrechte Wand) und lotrecht zu 25 kg/m^2 (auf die Grundrißebene) angenommen, und zwar wurden beide Windlasten zugleich wirkend vorausgesetzt; hierbei wurde einmal der lot-

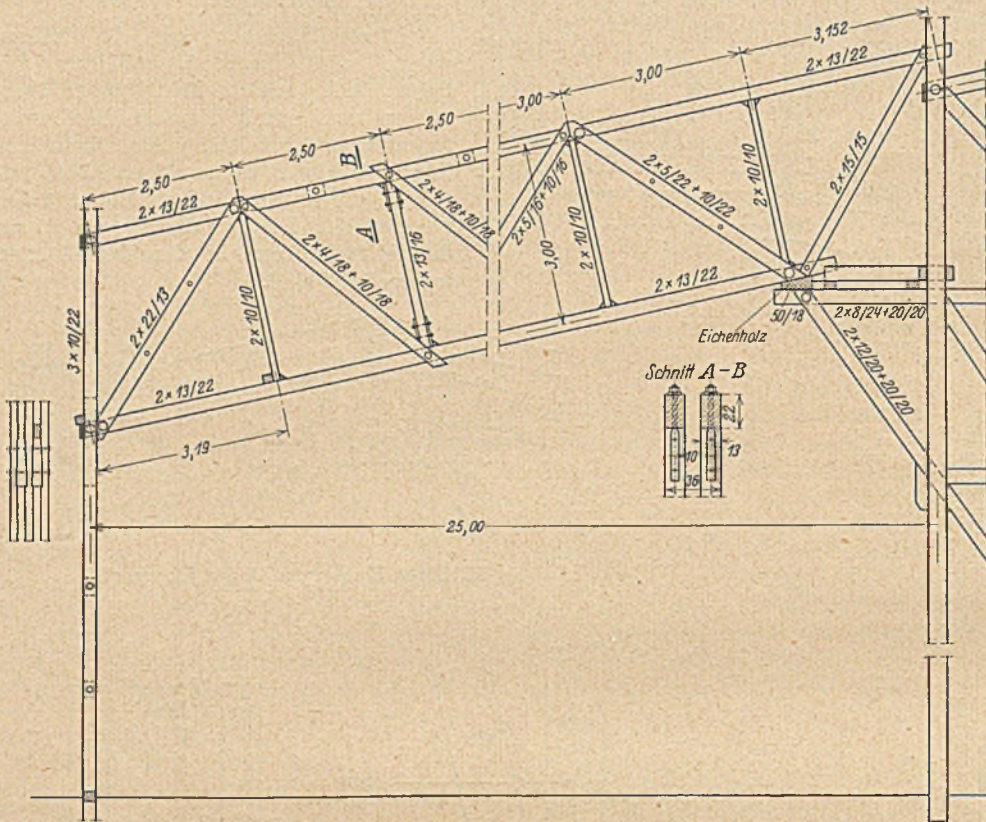


Abb. 3. Ausbildung des Binders der Seitenschiffe.

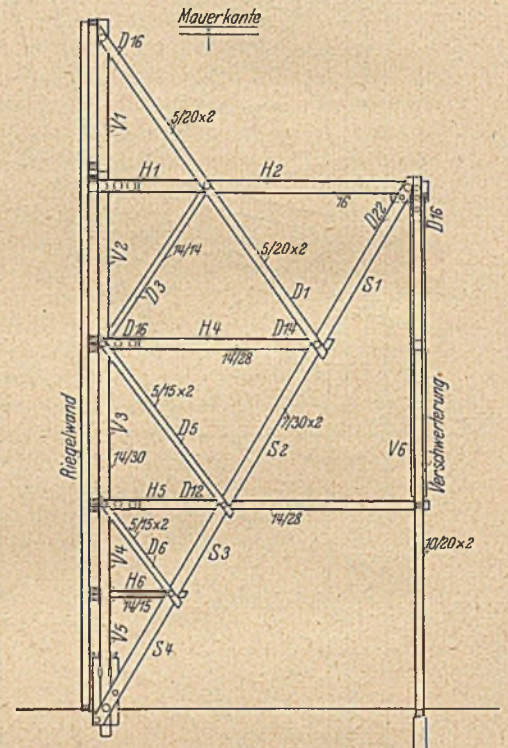


Abb. 4. Ausbildung des Windbocks der vorderen Giebelwand.

anstalt der Wiener Technischen Hochschule, beim Schüllerdübel (gegenüber anderen ähnlichen Systemen) die besten Ergebnisse gehabt haben. Die Modelle waren aus dem zur Verwendung gelangenden Holz angefertigt; dieses besaß bei einem Feuchtigkeitsgehalt von etwa 22 bis 24% eine durchschnittliche Würfel Festigkeit in Richtung der Fasern von 234 kg/cm^2 (s. später).

Der Schüllerdübel besitzt ferner den großen Vorteil, daß er infolge seiner Ansätze auch im eingebauten Zustande sichtbar bleibt und daher eine Kontrolle gestattet, ob er richtig eingesetzt ist.

Auf Grund der Versuche wurden die Ansätze (Ohren) der Schüllerschen Ringdübel einerseits genietet.

Besonderer Wert kam nach den Versuchen den Unterlagscheiben der Bolzen zu, die deshalb gegenüber den bisher üblichen Abmessungen wesentlich verstärkt und im Durchmesser vergrößert

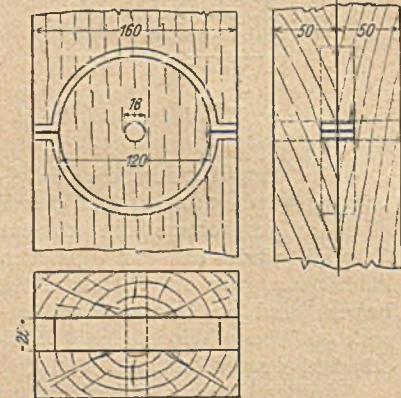


Abb. 5. Schüllerscher Ringdübel.

wurden. Auch das für die Ringdübel verwendete Eisen wurde geprüft.

Besonders sei auf die Konstruktionseinzelheiten der Abb. 2 hingewiesen.

Der statischen Berechnung wurden folgende Belastungen zugrunde gelegt.

rechte Winddruck auf eine Hallenhälfte, das andere Mal auf beide Hallenhälften untersucht.

Mit Rücksicht auf die allseitige Verschalung der Halle wurde von einem inneren Winddruck abgesehen.

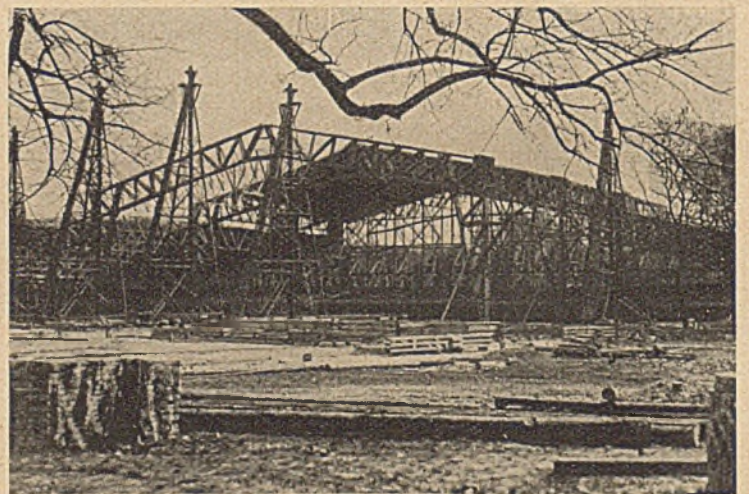


Abb. 6. Aufstellung der Binder mittels 26 m hoher Montagetürme.

Schneelast war nicht zu berücksichtigen, da die Halle vor dem Winter wieder abgetragen oder aber verstärkt werden sollte.

Tatsächlich ist sie, wie bereits erwähnt, inzwischen wieder abgebaut worden.

Bezüglich der Baustoffe und der zulässigen Beanspruchungen ist folgendes zu sagen.

Zum allergrößten Teil gelangte Fichtenholz von der nieder-österreichisch-steirischen Grenze zur Verwendung, und zwar wurde es in sorgfältigst ausgewählter Güte, möglichst astfrei, engringig und gerade gewachsen geliefert. Der Feuchtigkeitsgehalt betrug bei der Anlieferung etwa 22 bis 24%, ging dann

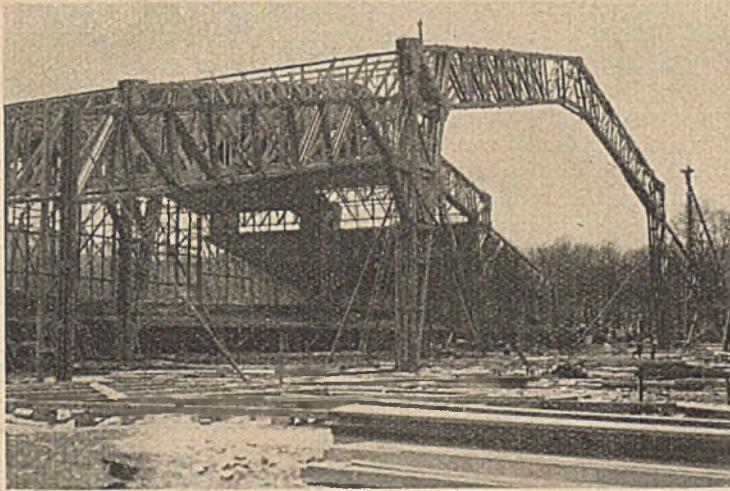


Abb. 7. Halle während der Ausführung. (Die ersten drei Binder sind aufgestellt.)

Rahmenpfostens, s. Abb. 2.) mit $-121,6$ t. Die Obergurtstäbe haben Spannkraft bis zu $-70,0$ t, die Untergurtstäbe bis zu $-105,7$ t.

Der Zweigelenrahmen überträgt im ungünstigsten Falle auf die Auflagerpunkte etwa 65 t lotrechte und etwa 25 t wagerechte Last.

Die Binder der beiden Seitenschiffe stellen einfache Balken dar; ihre Stabkräfte sind mittels eines Cremonaschen Kräfteplanes ermittelt.

Die Aufstellung der Binder erfolgte mittels sechs Stück bis 26 m hoher Montagetürme (Abb. 6).

Die liegend zusammengebauten Binder wurden mit Stahlkabeln und Trommelhandwinden hochgezogen. Das Gewicht eines Mittelbinders betrug rd. 37 t.

Die Halle wurde innerhalb 8 Wochen fertig abgebunden. Die Aufstellung des ersten Binders geschah am 17. März 1928; der letzte (achte) Binder wurde am 5. Mai 1928 aufgerichtet.

Die Halle war trotz der außergewöhnlichen Abmessungen und trotz ungünstigen Bauwetters am 16. Juni vollständig benutzungsfähig fertiggestellt. Die Gesamtdauer (Holzbeschaffung, Abbinden und Aufstellen) betrug 5 Monate.

Abb. 7 zeigt die Halle nach Aufstellung der ersten drei Binder und Abb. 8 die Vorderansicht der vollendeten Halle.

Die statische Berechnung und der Konstruktionsentwurf der Halle ist von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Eduard Erhart aufgestellt, von dem auch der Konstruktionsgedanke stammt; die Idee eines Holzhallenbaues mit basilikalem Aufbau, die

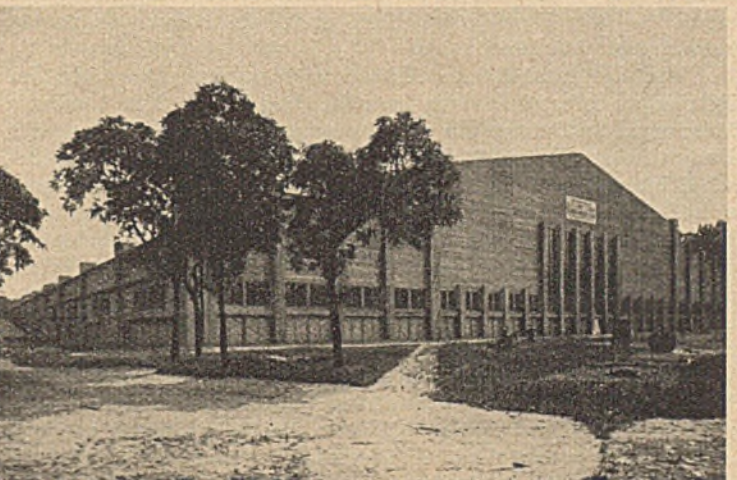


Abb. 8. Vorderansicht der vollendeten Sängerkirche.

Grundriß- und Raumgestaltung und Architektur stammt von Architekt Z.-V. Ing. Georg Rupprecht, und die Bauausführung lag in den Händen der vereinigten Firmen Adalbert Chromy's Witwe & Sohn, Wien - Atzgersdorf, und Schönthaler - Silva, Wien IV.

aber wesentlich zurück. Die Druckfestigkeit in Richtung der Faser betrug 180 bis 287 kg/cm^2 (i. M. 234 kg/cm^2). Die Untersuchung von eingebaut gewesenen Holz ergab eine Festigkeit bis zu 424 kg/cm^2 , i. M. 314 kg/cm^2 .

Für einzelne Knotenpunkte wurde auch Hartholz, und zwar Eiche österreichischer Herkunft, verwendet.

Die im Einvernehmen mit dem Wiener Stadtbauamt festgesetzten zulässigen Beanspruchungen betragen:

Zug, außermittiger Druck und Biegung	. 100 kg/cm^2
Mittiger Druck 90 „
Abscherung in der Faserrichtung (Versuchsergebnis 45 kg/cm^2) 15 „
Örtlicher Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf der ganzen Breite (Schwellendruck) 20 „
Desgleichen auf einen Bruchteil der Breite (Stempeldruck) 25 „

Das Eisen wurde auf Zug und Druck bis 1400 kg/cm^2 beansprucht.

Der Binder des Mittelschiffs ist als Zweigelenrahmen berechnet und ausgebildet, also einfach statisch unbestimmt. Für das statisch bestimmte Hauptsystem wurde am rechten Fußgelenk ein bewegliches Auflager angenommen und als statisch unbestimmte Größe der Horizontalschub eingeführt. Die größte Stabkraft erhält der Stab S₁₅ (Strebe des

DIE GRUNDLAGEN DER FESTIGKEITSBERECHNUNG VON STAHLBRÜCKEN. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN UND SICHERHEITSGRADE.

Von Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 112.)

V.

Man hat wiederholt versucht, die Sicherheit der Brücken durch Bruchversuche an außer Betrieb gesetzten ganzen Bauwerken nachzuweisen. Da aber derartige Versuche nur mit ruhenden Lasten vorgenommen werden können, so sind die dynamischen Wirkungen rollender Fahrzeuge ausgeschaltet. Auch bezüglich der Lastverteilung kann den verschiedenen Be-

triebsanforderungen nicht Rechnung getragen werden. Demnach sind die Ergebnisse recht zweifelhaft. Die Versuche können jedoch über Knickfragen (z. B. bei offenen Brücken mit versenkter Fahrbahn) wertvolle Aufschlüsse geben.

Das gleiche gilt für Modellversuche. Aus der Geschichte des Brückenbaus ist der Modellversuch anlässlich des Baus der Britannia-Brücke in $\frac{1}{3}$ Naturgröße bekannt. Vor Stephenson

haben die Meister des Holzbrückenbaus die Tragfähigkeit ihrer kühnen Konstruktionen an Modellen nachgewiesen (so z. B. der Schweizer Zimmermeister Ulrich Grubenmann). Groß angelegte Modellversuche hat der Österreichische Ingenieur- und Architektenverein mit Gewölben durchgeführt. Immer handelt es sich um statische Versuche, deren Ergebnisse nur mit Vorsicht auf die Praxis übertragen werden dürfen. Versuche mit Überlastung, wie sie eine Zeitlang im Hochbau üblich waren, scheiden im Brückenbau aus, weil für den dauernden Bestand schädliche örtliche Überanstrengungen eintreten können.

Da der Sicherheitsgrad bei Brücken abhängig ist von den Anstrengungen, die der Baustoff und die Verbindungen unter gleichen Belastungsbedingungen wie im Bauwerk dauernd auszuhalten im Stande sind und damit zugleich abhängig ist vom Verhältnis und der Art der dauernden Kräfte (Eigengewicht) zu den veränderlichen Kräften (Belastungen), so kann nur aus oftmals wiederholten Belastungen, wie sie tatsächlich im Betrieb vorkommen, auf die Sicherheit geschlossen werden. Bei der Eisenbahnbrücke z. B. müßte man eigentlich die Belastung des Tragwerks mit rollenden Lasten durchführen und die Lasten so lange steigern, bis der Dauerbruch eintritt, war aber praktisch nicht durchführbar ist.

Ebensowenig wie die Güteprüfung des Baustoffs und der Verbindungen gibt die Probelastung fertiger Bauteile oder Bauwerke ein Maß für die Sicherheit. Sie wird in der Regel vor der Abnahme und Inbetriebstellung der Bauwerke vorgenommen. Aber auch bei befriedigendem Ausfall der Probelastung können sich unter der Dauerwirkung der rollenden Lasten Mängel herausstellen, die — falls sie nicht rechtzeitig erkannt und beseitigt werden — die Betriebssicherheit und Lebensdauer ungünstig beeinflussen können.

Um die tatsächliche Arbeitsweise unserer Bauwerke im Betrieb zu erforschen, wurden neuerdings in großem Umfang Messungen an Bauwerken vorgenommen⁵. Die Beobachtung der Bauwerke im Betrieb gibt den mit Entwurfsbearbeitung beschäftigten Ingenieuren die Möglichkeit, die Übereinstimmung von Berechnung und tatsächlicher Arbeitsweise nachzuprüfen und für die gegenseitige Beeinflussung der Bauteile Anhalte zu gewinnen. Sie sind deshalb von großem erzieherischen Wert, selbst dann, wenn sie nicht unmittelbar verwertbare Ergebnisse liefern und die an einzelnen Bauwerken beobachteten Vorgänge nicht ohne weiteres auf anders gelagerte Verhältnisse übertragen werden können. Von unmittelbar ausnützbarem, praktischem Wert sind solche Beobachtungen und Messungen in den Fällen, wo bestehende Bauwerke für erhöhte Betriebslasten zu berechnen und zu untersuchen sind. In diesen Fällen leisten die auf meßtechnischen Untersuchungen aufgebauten Nachrechnungen wertvolle Dienste, indem sie diejenigen Verbesserungen anzubringen gestatten, die sich auf Grund der Feststellung der tatsächlichen Arbeitsweise ergeben.

VI.

Eine mit 100 km/Stunde verkehrende Lokomotive braucht zur Überfahrt über eine Brücke von 30 m Stützweite eine Sekunde und löst in den einzelnen Teilen, insbesondere der Fahrbahn, in Bruchteilen von Sekunden große Spannungswechsel aus. Auch bei den Straßenbrücken haben sich durch den zunehmenden schnellen Kraftwagenverkehr die Verhältnisse geändert. Die dynamischen Einflüsse sind heute so groß, daß es nicht mehr angängig ist, sie durch die Sicherheitszahl zu verdecken.

Während die Statik der Baukonstruktionen zu hoher Vollkommenheit entwickelt worden ist, stehen wir bezüglich der Kenntnis der dynamischen Wirkungen bewegter Lasten auf Brücken-Tragwerke noch in den Anfangsgründen.

Die dynamischen Vorgänge unterscheiden sich grundsätzlich von den statischen darin, daß der zeitliche Ablauf in die Rechnung eingeführt werden muß.

Der Bauingenieur muß, wenn er auf dem schwer zu erfassenden, mehr und mehr an Bedeutung zunehmenden Gebiet, Fortschritte erzielen will, zu neuen theoretischen und praktischen Hilfsmitteln greifen. Die Statik der Tragwerke ist bezüglich der dynamischen Wirkungen bewegter Lasten zu ergänzen, insoweit als letztere von erheblicher Bedeutung sind. Aus praktischen Gründen wird man aber dabei bleiben müssen, die Formänderungen, die in einem Träger unter bewegten Lasten auftreten, statisch zu errechnen. Es gibt dann zwei Wege. Man führt Beiwerte für Stöße und Schwingungen ein und vergrößert damit die angreifenden Kräfte, oder man berücksichtigt die Masse der die Stöße verarbeitenden Körper durch eine Stoßverarbeitungszahl und vermindert dementsprechend die zulässigen Spannungen. Je mehr die Betriebslasten an Gewicht zunehmen und je höher die Geschwindigkeiten gesteigert werden, um so mehr tritt die dynamische Betrachtungsweise in den Vordergrund.

Die Schwierigkeit der dynamischen Betrachtungsweise besteht einmal in der Beurteilung der äußeren Kräfteinwirkungen in ihrem zeitlichen Ablauf, zum andern in der Erfassung der Belastungsform mit Rücksicht auf die nachgiebige Unterlage. Letztere ist notwendig, damit die Stoßdrücke elastisch verarbeitet werden. Bei unnachgiebiger Unterlage setzen sich die Stoßdrücke in bleibende Formänderungen, örtliche Zerstörungen um (harter Stoß). Die Zerstörungen nehmen mit der Häufigkeit der Belastung zu, es entstehen Unebenheiten, Lockerungen und Spielräume. Die beweglichen Lasten fangen an zu hämmern und führen so zu frühzeitigem Verschleiß. Werden dagegen die Einwirkungen der Betriebslasten auf die einzelnen Teile eines Tragwerks durch entsprechende Ausbildung der Unterlage allseitig mit Formänderungen im elastischen Bereich verarbeitet, so werden sich wohl mit der Zeit unter den millionenfach sich wiederholenden Belastungen Ermüdungserscheinungen zeigen, aber keine Verformungen, Quetschungen, Risse eintreten. Die Tragwerke können bis zur Grenze ihrer natürlichen Gebrauchsdauer ausgenützt werden.

Von der dynamischen Betrachtungsweise, die darauf hinzielt, die äußeren Einwirkungen der Verkehrslasten mit möglichster Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse der Praxis durch Einführung von Beiwerten zu ermitteln und die inneren Auswirkungen, das heißt die Formänderungen durch Festsetzung der zulässigen Formänderungen und Spannungen im elastischen Bereich zu halten, darf hiernach keine Gewichtsverminderung und Ersparnis an Baukosten erwartet werden, dagegen wird sie zur Vervollkommnung der Tragwerke und zur Verringerung der Unterhaltungskosten beitragen.

Das wachsende Bedürfnis, die statisch errechneten Spannungen in Brückentragwerken mit den in Bauwerken unter bewegten Lasten tatsächlich auftretenden Spannungen zu vergleichen, hat in den letzten Jahren dazu geführt, die Vorgänge und Zustände in vorhandenen Überbauten bei der Überfahrt von Fahrzeugen durch örtliche Messungen nachzuprüfen und zu klären⁶. Man hofft durch den experimentellen Nachweis die in die Rechnung eingeführten Stoßzahlen genauer erfassen und damit zu vollkommener Ausbildung der Tragwerke gelangen zu können. Wenn auch die eingeleiteten Versuche noch zu keiner einwandfreien Lösung und zu praktisch verwertbaren Ergebnissen geführt haben, so ist doch der Weg, der zum Ziele führen kann, erkennbar.

Zunächst handelt es sich um die Herstellung praktisch brauchbarer Fein-Meßwerkzeuge. Die Deutsche Reichsbahn hat — wie bekannt — im Jahre 1925 ein Preisausschreiben zur Erlangung von Spannungs- und Schwingungsmessern für die dynamischen Beanspruchungen unserer Brücken veranstaltet.

⁵ Versuche des Vereins amerikanischer Eisenbahningenieure unter Leitung von Prof. Turneaures, 1907 bis 1910 u. 1916. — Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen unter Leitung von Dipl.-Ing. A. Bühler, 1917 bis 1928. — Indische u. Schwedische Untersuchungen (Nielsen), 1917 bis 1925. — Englische Untersuchungen, 1919 bis 1920. — Untersuchungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (Schaper), 1921 u. 1922. — Russische Untersuchungen (Streletzky), 1922 bis 1928.

⁶ Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie u. Praxis (Denkschrift zum I. internationalen Kongreß für Brücken- u. Hochbau, Zürich, Sept. 1926). Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin.

Das anlässlich des Wettbewerbs eingesetzte Preisgericht kam zu dem Ergebnis, daß die bisherigen, sowie die zum Wettbewerb eingereichten Meßgeräte noch keineswegs den gestellten Anforderungen genügen. Zur Erzielung geeigneter Meßgeräte stehen zwei Wege offen

a) die Verbesserung der vorhandenen mechanischen Geräte,
b) die Anwendung elektrischer Meßverfahren (Oszillographen). Der zweite aussichtsreichere Weg ist vom Reichsbahn-Zentralamt Berlin (Dr.-Ing. e. h. Schaper und Dr.-Ing. Bernhard, Berlin) weiter verfolgt worden und hat schon zu recht interessanten Ergebnissen und Erkenntnissen geführt. Die mechanischen Geräte werden aber für einfachere Brückenmessungen, unter Verzicht auf Aufnahme sehr rascher Spannungsschwankungen bei erheblichen Vergrößerungen von Bedeutung sein.

In der systematischen Untersuchung der brückendynamischen Probleme sind die russischen Ingenieure führend. Über die Ergebnisse ihrer Forschertätigkeit hat Prof. Streletzky, Moskau, auf der II. internationalen Tagung für Brücken- und Ingenieurhochbau, Wien 1928, berichtet. Zur Feststellung der äußeren dynamischen Einwirkungen der Verkehrslasten haben die Russen durch Versuche in einer Lokomotiv-Versuchsanstalt die Zusatzkräfte bei gleichmäßiger Bewegung von Lokomotiven und Wagen auf gerader und ebener Bahn bestimmt als da sind: Trägheitskräfte des Antriebsmechanismus, Wirkung des Dampfes, Trägheitskräfte infolge der Schwingungen des auf Federn sich stützenden Lokomotivkessels... Durch Vergleichsversuche wurde die Wirkung neuer und ausgelaufener Räder beobachtet. Weiter wurde versucht, die von Unregelmäßigkeiten der Fahrbahn (ungenau Lage des Gleises in der Höhen- und Seitenrichtung, Stoßlücken) herrührende Einflüsse, die Zusatzwirkungen infolge der Durchbiegung des Gleises (Zimmermannscher Effekt), die Resonanzerscheinungen und die dämpfende Rückwirkung der Fahrbahn bei Schienen auf hölzernen und eisernen Schwellen und bei durchgehendem Schotterbett zu erfassen. Die dritte Art von Versuchen umfaßt Durchbiegungs- und Spannungsmessungen an bestehenden Brücken mit dem Ziel, die dynamischen Beiwerte der Brücken zu bestimmen, um damit die dynamische Wirkung der Verkehrslasten auf die Tragwerke abschätzen zu können. Dabei wurde festgestellt, daß die auf Durchbiegungs- und Spannungsmessungen gefundenen Werte sich nicht decken, daß die Durchbiegungsmessungen brauchbarere Werte ergaben als die Spannungsmessungen, die von vielen Zufälligkeiten und von Unzulänglichkeiten der Meßgeräte abhängen, daß der Durchbiegungsbeiwert wie die kritischen Geschwindigkeiten mit zunehmender Spannweite in hyperbolischer Funktion abnehmen, indem die größere Brückenmasse die Schwingungen aufzehrt. Auf Grund der umfangreichen Versuche und gestützt auf theoretische Erwägungen kommt Prof. Streletzky zu dem Vorschlag, den Stoßbeiwert φ aus zwei Größen zu bilden und zwar aus einem dynamischen Brückenbeiwert, der lediglich von der Art der Brücke abhängt, d. h. die Arbeitsweise der Brücke kennzeichnet und einem dynamischen Belastungsbeiwert, der durch die Belastungsgröße und Belastungsart bedingt ist.

VII.

Die Beurteilung der Eisentragwerke nach einseitig statischen Gesichtspunkten hat nicht immer günstig gewirkt. Der mathematisch geschulte Statiker neigt leicht dazu, die Genauigkeit und Zuverlässigkeit seiner statischen Rechnungsergebnisse zu überschätzen. Um den Voraussetzungen der Rechnung möglichst nahezukommen, hat man Fachwerke mit Gelenkenbolzenverbindungen gebaut, Längs- und Querträger der Fahrbahn beweglich gelagert. Die Schienen wurden hier und da unmittelbar auf die Längsträger aufgesetzt, die Verbände häufig zu schwach, die Anschlüsse ungenügend, die Queraussteifungen mangelhaft ausgebildet. Diese Anordnungen haben sich aber im Betrieb nicht bewährt. Man ist deshalb bald wieder von den beweglichen Anschlüssen abgekomen und zu dem bewährten Grundsatz zurückgekehrt, die Tragwerke

so steif als möglich auszubilden. Die nach einseitigen statischen Gesichtspunkten durchgebildeten Brücken sind oft rechte Sorgenkinder der mit der Überwachung und Unterhaltung betrauten Ingenieure geworden.

Trotzdem die Berechnung statisch unbestimmter Träger kaum mehr Schwierigkeiten macht, werden auch heute noch zur Vereinfachung und Verringerung der Rechnungsarbeit häufig statisch bestimmte Träger bevorzugt. Man muß sich aber darüber klar sein, daß mit statischer Bestimmtheit allein die im Baustoff ruhenden konstruktiven Möglichkeiten nicht ausgeschöpft werden. Niemand wird heute mehr behaupten wollen, daß ein statisch bestimmter Träger besser sei als ein statisch unbestimmter, daß ein Fachwerk mit gelenkartigen Knoten zweckmäßiger sei als ein durch Vernietung der Knotenpunkte versteiftes Fachwerk. Der Blechträger ist innerlich unendlich fachstatistisch unbestimmt und sein günstiges Verhalten in statischer und dynamischer Hinsicht hängt eng mit dieser Eigenschaft zusammen.

Prof. Dr.-Ing. Grüning, Hannover, kommt in seinem beachtenswerten Buch über die Tragfähigkeit statisch bestimmter und statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung auf Grund von theoretischen Untersuchungen zu dem Ergebnis, daß die Dehnbarkeit und Zähigkeit des Stahls jeder statisch unbestimmten Konstruktion Sicherheiten verleihen, die dem statisch bestimmten System fehlen, ja daß erst die statische Unbestimmtheit diese Eigenschaften zur vollen Wirkung bringe und daß der Stahl sich dadurch gerade für die statisch unbestimmten Konstruktionen als das vornehmlich geeignete hervorragende Material erweise⁷. Schon vor Grüning hat Prof. Kist, Delft, in seinem Aufsatz über „Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlichen Konstruktionen aus Flußeisen“ den Grundsatz aufgestellt, daß man nach jeder Kraftverteilung, welche mit dem Gleichgewicht zu vereinbaren ist, die Abmessungen eines Bauwerks bestimmen darf. In Übereinstimmung damit stehen die Ergebnisse der Versuche von Oberingenieur G. von Kazinski, Budapest (Zeitschrift *Beton-szemly*, Budapest VIII, 1914), mit eingespannten Trägern und die weitergehenden Versuche von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart, mit durchlaufenden Trägern⁸, die zu wertvollen, neuen Erkenntnissen über die tatsächliche Tragfähigkeit dieser Träger geführt haben. Bestätigt werden weiterhin die Ansichten von Kist, Grüning und Maier-Leibnitz durch die Bruchversuche mit alten Brücken und die Spannungsmessungen an Betriebsbauwerken, die auf die günstige, spannungsmildernde und verteilende Wirkung der steifen, rahmenartigen Verbindungen im allgemeinen und die Vorteile einer steifen, durchgehenden, lastverteilenden Ausbildung der Fahrbahn hinweisen. Endlich sprechen für die steifen und durchlaufenden Tragwerke die günstigen Bau- und Betriebserfahrungen infolge der geringen Nachgiebigkeit. Man kann allgemein sagen: Je vollkommener das Zusammenwirken der Einzelteile eines räumlichen Traggerippes durch steife Verspannung, d. h. biegungsfeste Verbindung aller Teile, um so gleichmäßiger die Anteilnahme des Einzelgliedes an der Lastaufnahme und Übertragung auf den Baugrund.

Prof. Dr. Grüning untersucht den Spannungszustand, der den Bruch eines statisch unbestimmten Fachwerks bedingt, wobei er von dem Formänderungsgesetz im plastischen Bereich

$$\vartheta = \varepsilon + \eta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma - \sigma_p)$$

(ϑ = Gesamtdehnung, ε = federnde Dehnung,

η = bleibende Dehnung)

⁷ Martin Grüning, Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1927.

⁸ Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart, Leitung zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balken träger aus Baustahl St 37 und aus Holz. Bautechnik, Jahrgang 1928, Heft 1 und 2.

ausgeht und zunächst voraussetzt, daß die Elastizitätsgrenze nur in solchen Stäben beliebig überschritten wird, die als Überzählige eines statisch bestimmten, stabilen Grundsystems aufgefaßt werden können⁹. Aus dem oben bezeichneten Spannungszustand schließt Grüning weiter auf die Tragfähigkeit auf Grund der Ursprungsfestigkeit des Baustoffs, die bei Eisenbahnbrücken mit häufig wiederholter Belastung maßgebend sei und nicht die statische Bruchfestigkeit oder die Streckgrenze. Grüning kommt zu dem Vorschlag, bei statisch unbestimmten Tragwerken die Vorschrift einer zulässigen Spannung überhaupt aufzugeben und die wirkende Last in jeder möglichen Laststellung zu einem bestimmten Bruchteile der tragbaren Last anzunehmen. Das Verhältnis der tragbaren Last (Bruchlast bei beliebig häufig wiederholter Belastung) zur wirkenden Last (Nutzlast) liefert die Sicherheitszahl. Der Vorschlag Grünings entspricht der von Bach seit Jahrzehnten für die Bemessung von Maschinenteilen aufgestellten Forderung und stimmt auch mit dem von Prof. Dr.-Ing. Mörsch für die Berechnung und Bemessung von Eisenbetonbauteilen angegebenen Grundsätzen überein.

Der Spannungsausgleich im Augenblick von örtlichen bleibenden Formänderungen ist dem Praktiker längst bekannt und von ihm als „Selbsthilfe des Materials“ bezeichnet worden. Schon Bach hat ihn in seinen Maschinenelementen an dem durch eine Einzellast auf Biegung beanspruchten Stab erläutert. Die größten Spannungen treten dabei in einem einzigen Querschnitt und in diesem nur in der äußersten Faserschicht auf. Wird diese Faserschicht durch irgendeinen Umstand derart überanstrengt, daß sie bleibend nachgibt, so greifen die weiter nach innen gelegenen und sonst weniger beanspruchten Fasern unterstützend ein, auch wird die äußerste Schicht verfestigt; darin liegt es begründet, daß solche Stäbe beim gewöhnlichen Versuch eine weit größere Belastung auf Biegung ertragen, ohne zu brechen, als der Zugfestigkeit des Materials entspricht.

Bei den durchlaufenden Trägern, die Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz geprüft hat,

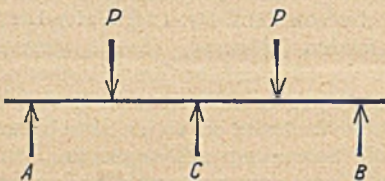


Abb. 1.

stellt sich zunächst in den niedrigen Laststufen ein Spannungszustand ein, der dem Hookeschen Gesetz entspricht. Bei Laststeigerung über eine gewisse Grenze tritt über der Stütze örtliches Fließen ein, die dadurch bedingte bleibende Formänderung ergibt ein Spannungsbild, das dem eines durchlaufenden Trägers mit gesenkter Mittelstütze entspricht. Aus den Versuchen hat Prof. Maier-Leibnitz geschlossen, daß

1. kleine Stützensenkungen ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit sind,
2. daß nicht das Stützenmoment für die Tragfähigkeit maßgebend ist, sondern das Feldmoment, das zu $\frac{P_1}{4}$ statt $\frac{P_1}{3}$ dem bisherigen Stützenmoment, angenommen werden darf (Abb. 1). Er vermutet, daß bei durchlaufenden Trägern mit auf die ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt, bei beliebigen Verhältnissen von p und q nur diejenigen maßgebenden

⁹ Die Erörterung ist von Grüning auch auf den Fall der Überschreitung der Elastizitätsgrenze in einzelnen Stäben des stabilen, statisch bestimmten Grundsystems ausgedehnt worden.

Biegemomente für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend sind, die sich nach der bisherigen Theorie günstigstenfalls durch Stützensenkungen erzielen lassen. Schließlich tritt Prof. Maier-Leibnitz dafür ein, daß bei der Wahl und Bemessung der Träger bewußt auf die Möglichkeit der Selbsthilfe des plastischen Baustoffs Rücksicht genommen und diese zur Verbilligung der Konstruktion dienstbar gemacht wird.

Als Beispiel für die Unstimmigkeit, die von der Nichtbeachtung der tatsächlichen Tragfähigkeit von Trägern herrührt, führt Prof. Maier-Leibnitz u. a. an¹⁰, daß Gerberpfetten bei einer großen Anzahl von gleichen Feldern in den Mittelöffnungen für $M = 0,0625 Q \cdot l$ zu dimensionieren sind, durchlaufende Pfetten ohne Gelenke für $M = 0,0825 Q \cdot l$, trotzdem die tatsächliche Tragfähigkeit in beiden Fällen bei gleichen Profilen gleich ist, trotzdem diese kleinere Durchbiegungen aufweisen, für immerhin mögliche ungleichmäßige Belastungen widerstandsfähiger sind und vereinfachte Werkstatt- und Montierarbeiten bedingen. Abb. 2.

Prof. Dr.-Ing. Gehler gibt in seinem Referat „Sicherheitsgrad und Beanspruchung“ (Internationale Tagung für Brücken- und Ingenieurhochbau Wien 1928) folgende Erklärung:

„Jede Raumeinheit weist eine bestimmte Kapazität von elastischer Gestaltungsenergie auf, die erschöpft ist, sobald der plastische Zustand, also die Streckgrenze erreicht wird. Im Augenblick des Fließens wachsen die Dehnungen unabhängig von den Spannungen. Hieraus folgt, daß die mit elastischer Gestaltungsenergie gesättigten Raumteile jede weitere Aufbürdung von neuer Belastung selbsttätig abzuleiten suchen. Bei steigender Belastung wird somit infolge des kontinuierlichen Zusammenhangs der Massenteilchen bei statisch unbestimmten

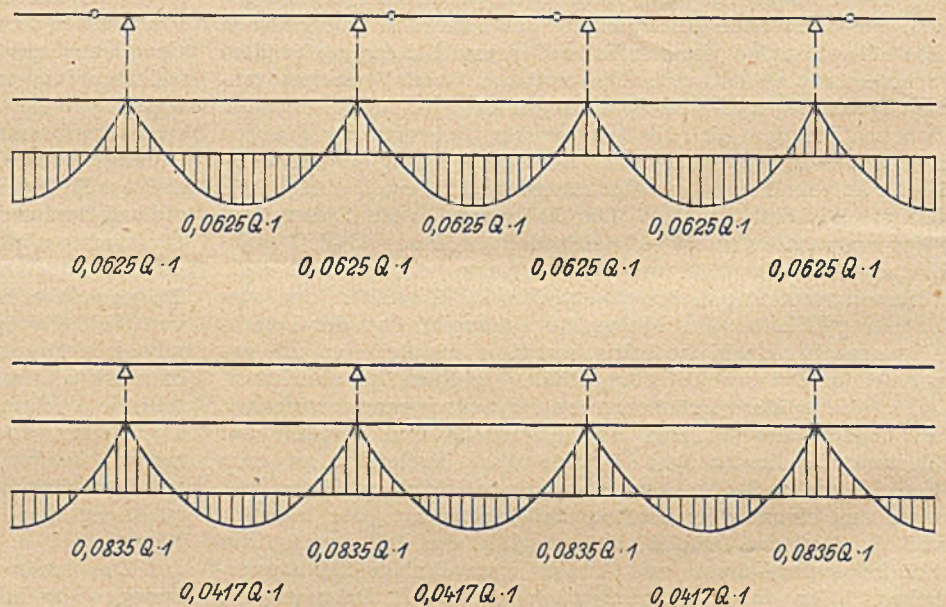


Abb. 2.

Systemen oder im Kontinuum der elastische Energiestrom in solche Raumteile geleitet, deren Kapazität noch nicht erschöpft ist. Aus bedrohten Zonen, wie z. B. bei Knotenblechen und gelochten Stäben, werden die inneren Kräfte in weniger beanspruchte Zonen abwandern. Folglich herrscht das Bestreben vor, jeden Raumteil nach Möglichkeit bis zu seiner äußersten Tragfähigkeit heranzuziehen.“

Von dem selbsttätigen Spannungsausgleich macht man im Eisenbau weitgehenden Gebrauch bei Nietverbindungen. In seinem Vortrag über „die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten“ auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in Dresden 1922 vertrat Prof. Dr.-Ing. Schachenmaier den Standpunkt:

¹⁰ Bericht von Prof. Maier-Leibnitz im Versuchsausschuß des deutschen Stahlbauverbandes in Stuttgart, Dez. 1928.

„Mit wachsenden Belastungen vollzieht sich infolge der dem Material innewohnenden Zähigkeit ein Ausgleich der Belastungen und Spannungen, tritt eine Verfestigung des Materials durch Kaltreckung ein. Örtliche Überschreitungen der Elastizitäts-, Streck- und Quetschgrenze sind nötig, damit die Verbindung sich einspielt. Die günstigen Wirkungen zeigen sich auch bis zu einem gewissen Grade bei häufig wiederholten Belastungen und Lastwechseln, da sich die sogenannte Hysteresis-schleife infolge der örtlichen Begrenzung der Formänderungen überlasteter Stellen immer wieder schließt.“

VIII.

Nach den neuen Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn vom Jahr 1925 soll die Festigkeitsberechnung einer eisernen Brücke über folgende Punkte ausreichende Angaben enthalten:

- a) Verkehrslasten,
- b) Eigengewichte aller wesentlichen Teile,
- c) Stoßzahlen,
- d) Fliehkräfte, Bremskräfte, Seitenstöße, Winddruck,
- e) Baustoffe,
- f) Querschnittsformen und Querschnittswerte aller wesentlichen Bauglieder,
- g) die größten und kleinsten Spannungen in den einzelnen Baugliedern und Verbindungen, insbesondere in den Stößen und Knoten und getrennt für Hauptkräfte (ständige Last, Verkehrslast, Fliehkräfte, Wärmeschwankungen) und für Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte (zu den letzteren gehören Bremskräfte, Seitenstöße, Reibungswiderstände der Lager, Ausweichen der Widerlager und Setzen der Pfeiler),
- h) die Nebenspannungen, soweit die Voraussetzungen der statischen Berechnung nicht zutreffen,
- i) die zulässigen Spannungen, worin die Einflüsse ungleicher Erwärmung, ungleichmäßiger Kraftverteilung, Ungenauigkeiten der Werkstattarbeiten, Gütemängel des Materials, Festigkeitsverminderung infolge der Kaltbearbeitung, Scherenschnitte, Bohrlöcher...., Querschnittsverminderungen durch normale Verrostung und die Ergebnisse von Dauerversuchen über die höchstzulässigen Anstrengungen des Materials, die die vorgesehene Benutzung des Bauwerks eben noch hinreichend lang ermöglichen, berücksichtigt sind,
- k) die Größe der rechnerischen Durchbiegungen unter der ständigen Last und den maßgebenden Verkehrsbelastungen,
- l) die Größe der Überhöhung für die Aufstellung der Brücke,
- m) die Klassenbezeichnung der Brücke.

Allen Einzelheiten eines Überbaus ist tunlichst der gleiche Sicherheitsgrad zu geben. Etwa aus baulichen Gründen notwendige Überschüsse an Querschnitt sind auf die Anschlüsse auszuzeichnen, um z. B. bei späterer Erhöhung der Betriebslasten die Überschüsse ohne weiteres nutzbar machen zu können.

In den neuen Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn vom 25. Februar 1925 und den Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073 vom April 1928 kommt der Begriff „Sicherheit“ nur an zwei Stellen vor, einmal als Knicksicherheit, das andere Mal als Standsicherheit. Im übrigen enthalten die Vorschriften Zahlenangaben über die zulässigen Spannungen und die größtzulässigen Durchbiegungen. Man hätte ebensogut die Knicksicherheit weglassen und sich auf die Angabe der zulässigen Knickspannungen beschränken können.

Abgesehen von der Standsicherheit und der Begrenzung der Durchbiegungen handelt es sich bei den Vorschriften um die Sicherung gegen Überanstrengungen, die bei oftmals wiederholter Belastung schließlich zum Bruche führen können. Für die Beurteilung des Sicherheitsgrades ist also die Anstrengung maßgebend, die die Konstruktion in ihrem schwächsten Teil dauernd auszuhalten imstande ist.

Die höchstmögliche Grenze der Anstrengung kann nur durch Dauerversuche für die wichtigsten Belastungsarten und ungünstigsten Belastungsfälle erkundet werden.

Die üblichen statischen Zug-, Druck-, Biege-, Scher-, Knick-, Falt-, Schlagversuche... kommen für die Beurteilung des Sicherheitsgrades eines Bauwerks, das wiederholten Belastungen ausgesetzt ist, nicht in Frage. Sie sind dagegen für die Feststellung wichtiger Baueigenschaften und für die Baustoffabnahme unentbehrlich.

Während die Vorgänge und Erscheinungen bei den einfachen (statischen) Zug-, Druck-, Biege-, Scherversuchen und bei den Schlagversuchen gründlich erforscht worden sind und zu praktischen verwendbaren Ergebnissen geführt haben, sind die Erkenntnisse über das Verhalten der Baustoffe und namentlich der Verbindungen bei oftmals wiederholter Belastung noch recht lückenhaft. Soweit bisher Dauerversuche durchgeführt worden sind, hat sich gezeigt, daß das Verhältnis der Dauerhaftigkeit bei wachsender Beanspruchung nach zwei Richtungen „Schwingungsfestigkeit“ genannt, zu der ursprünglichen durch den üblichen Abnahmeversuch festgestellten Zugfestigkeit und Streckgrenze in weiten Grenzen schwankt. Das Verhältnis der Schwingungsfestigkeit zur Ursprungzugfestigkeit beträgt z. B. bei Kohlenstoffstählen und legierten Stählen rd. 0,35 bis 0,70¹¹. Die Dauerfestigkeit ist stets niedriger als die statische Festigkeit. Das Maß, um das bei oftmals wiederholter Belastung die Festigkeit sinkt, ist von der Art der Belastung, von der Form der Körper, vom Zustand, von der Temperatur... abhängig. Unter einer gewissen Belastungsgrenze tritt bei Stahl Verfestigung, über dieser Grenze Ermüdung und Bruch ein. Die Ermüdungsgrenze ergibt sich aus dem Wechselspiel von Verfestigung und Zerrüttung. Die Ermüdungserscheinung wird auf eine allmähliche Unterbrechung der Atombindungen, durch Gleiten und Rißbildung zurückgeführt. Ist ein Riß vorhanden, so bewirkt die Spannungshäufung in seiner Umgebung bei Wiederholung der Belastung ein Weiterreißen, bis der Bruch eintritt. Da jede Lochung oder Einkerbung eines Stabs örtliche Spannungsanhäufung bedingt, so sind solche Stellen auf die Dauerfestigkeit von entscheidendem Einfluß. In der Regel bereitet sich an so geschwächten Stellen der Dauerbruch vor.

Man ersieht daraus, daß die Grundlagen unserer Vorschriften sowohl vom Standpunkt des Materialkundigen als des verantwortlichen Konstrukteurs noch recht unsicher sind. Was heute zur Beurteilung des Sicherheitsgrades herangezogen wird, ist nur ein Notbehelf. Es ist eine der wichtigsten Aufgaben der wissenschaftlichen Versuchsforschung der nächsten Zeit, unsere Erkenntnisse über die Grundlagen zu erweitern und zu vertiefen¹². An Stelle der statischen Festigkeit wird die Dauerfestigkeit zu setzen sein, festgestellt durch Versuche, die den tatsächlichen Verhältnissen der Praxis entsprechen¹³.

In den Lieferungsbedingungen für Bauwerke aus hochwertigen Stählen (St 48 und St Si) hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft als weitere Abnahmebedingung die Einhaltung einer bestimmten Mindestspannung an der Streckgrenze und zwar $\sigma_s \geq 29 \text{ kg/mm}^2$ für St 48 und $\sigma_s \geq 36 \text{ kg/mm}^2$ für St Si eingeführt. Die Spannung in der Streckgrenze spielt in den Berechnungsvorschriften für eiserne Eisenbahn- und Straßenbrücken insoweit eine bedeutende Rolle, als die σ_{zul} . Werte für hochwertige Baustähle mit einer höheren Streckgrenze σ_s gleich dem mit $\frac{\sigma_s}{2400}$ multiplizierten Wert $\sigma_{zul} = 1400$ für

¹¹ Prof. O. Graf. Über die Elastizität der Baustoffe. Die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen oftmals wiederholte Belastungen bei gewöhnlicher Temperatur. Bautechnik 1926, Heft 33 bis 38.

¹² Vgl. Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Sicherheitsgrad und Beanspruchung. Referat auf der internationalen Tagung für Brücken und Ingenieurhochbau in Wien 1928.

¹³ Nach Prof. O. Graf, Stuttgart, von dem ein Buch über die Dauerfestigkeit der Werkstoffe demnächst erscheint.

Flußstahl St 37 gesetzt worden sind. Man hat die Annahme der Streckspannung als den für die Bemessung entscheidenden Grenzwert damit begründet, daß bei oftmals wiederholter Belastung in gleichem Sinn über die Streckgrenze hinaus, bei jeder einzelnen Belastung ein Teil des plastischen Arbeitsvermögens aufgebraucht wird, bis schließlich der Bruch eintritt, während bei oftmals wiederholter Belastung im gleichen Sinn unter der Streckgrenze kein Bruch zu erwarten ist, daß bei Knickstäben im unelastischen Bereich die Streck(Quetsch-)spannung die Grenze der Tragfähigkeit darstellt, daß örtliche Überschreitungen der Streck- oder Quetschgrenze, wie sie bei statisch unbestimmten Tragwerken (Fachwerke mit steif vernieteten Knotenpunkten und überzähligen Stäben) vorkommen können, ohne Bedeutung sind, weil damit ein Abwandern der Spannung aus den gefährdeten Zonen in andere, weniger stark beanspruchte Zonen verbunden ist. Ausnahmen bilden die Wechsellaststäbe, die entgegengesetzt gerichteten Lastwirkungen ausgesetzt sind und für die deshalb in den Vorschriften eine besondere Regelung getroffen ist. Die Beanspruchungen in entgegengesetztem Sinn dürfen nicht von der Streckgrenze, sondern von der Schwingungsfestigkeit abhängig gemacht werden. Eine weitere wichtige Ausnahme bilden Knickstäbe im elastischen Bereich. Für den Übergang vom stabilen zum labilen Gleichgewichtszustand (Kennzeichen des Knickvorgangs), bei dem die Einflüsse der Belastung plötzlich viel stärker wachsen als die Last selbst, sind die tatsächlichen elastischen Eigenschaften des Baustoffs wichtiger als die Spannungen. Die Eulergleichung gilt nur so lange, als die Voraussetzungen, von denen die Ableitung ausgeht, erfüllt sind, d. h. die Spannungen innerhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben.

Abgesehen von diesen Ausnahmen können gegen die Streckgrenze als Ausgangspunkt für die Wahl der zulässigen Spannungen noch Bedenken geltend gemacht werden. Die Streckgrenze des Baustoffs ist keine absolut feststehende Größe, einesteils von den Versuchsbedingungen abhängig (Rundstäbe liefern andere Ergebnisse als Flach- und Profilstäbe, die Versuchsergebnisse werden außerdem durch Belastungsgeschwindigkeit, Art der Prüfmaschine, Form der Einspannung beeinflusst), anderenteils sind Erscheinungen, die mit der Vorbearbeitung des Materials, dem Kaltrecken und der verschiedenen Wärmebehandlung beim Walzen usw. zusammenhängen, experimentell nicht zu erfassen.

Nach den bisherigen Feststellungen mit Nietverbindungen, die oftmals wiederholten Belastungen unterworfen worden sind, ist für die Tragfähigkeit nicht die an Flachstäben festgestellte Streckgrenze, sondern die Dauerfestigkeit der gelochten Stäbe maßgebend, die unterhalb der Streckgrenze des Baustoffs liegt. Es ist wahrscheinlich, daß die in Stuttgart eingeleiteten Versuche noch wesentliche Korrekturen gegenüber den bisherigen Annahmen notwendig machen.

Trotz der Mängel darf die Aufnahme der Streckgrenze in die Abnahmebedingung für die Baustoffe als wesentlicher Fortschritt angesehen werden.

Die zulässigen Zug- u. Biegungsspannungen der Haupt- und Fahrbahnträger betragen nach den Reichsbahnvorschriften

Stahl	Hauptkräfte σ_{zul} in kg/cm ²	Haupt-, Wind- u. Zusatzkräfte σ_{zul} in kg/cm ²
St. 37	1400	1600
St. 48	1820	2080
St. Si.	2100	2400

Der rechnerische Sicherheitsgrad aus $\frac{\text{Mindest-Streckgrenze}}{\text{zulässige Spannung}}$
ergibt sich für die Hauptkräfte $\frac{2400}{1400} = \frac{3120}{1820} = \frac{3600}{2100} = 1,71$;
für die Haupt-Wind- u. Zusatzkräfte $\frac{2400}{1600} = \frac{3120}{2080} = \frac{3600}{2400} = 1,50$.

Berücksichtigt man ferner, daß die Nebenspannungen rund 20% der Hauptspannungen betragen können, so sinkt der Sicherheitsgrad rechnermäßig auf:

$$\frac{2400}{1,2 \cdot 1600} = \frac{3120}{1,2 \cdot 2080} = \frac{3600}{1,2 \cdot 2400} = 1,25$$

Nach den Versuchen von Prof. O. Graf, Stuttgart, über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur (Bautechnik 1926, Heft 33) darf — sofern die Größe der Dehnungen außer acht bleiben darf und unsachgemäße Behandlung vermieden wird — σ_{zul} bei oftmals wiederholter Belastung, von 0 bis zu dieser Grenze ansteigend, bis etwa zum 0,8fachen der Streckgrenze σ_s angenommen werden. Für St. 37 mit einer Mindeststreckgrenze $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ würde hiernach die zulässige Höchstanstrengung unter gewöhnlichen Verhältnissen $0,8 \cdot 2400 = 1920 \text{ kg/cm}^2$ betragen dürfen. Dieser Grenzwert ist in den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte unter Berücksichtigung der Nebenspannungen mit $1,2 \cdot 1600 = 1920 \text{ kg/cm}^2$ bei St. 37 tatsächlich eingehalten. Für Baustähle mit höherer Streckgrenze steigt die zulässige Anstrengung mit der Streckgrenze.

Ob die Schlüsse ohne weiteres auch auf die Nietverbindungen übertragen werden dürfen, erscheint zweifelhaft. Die bisherigen Ergebnisse der Dauerversuche mit Nietverbindungen haben das eine deutlich gezeigt, daß zur Klärung der Frage der zulässigen Anstrengung von Nietverbindungen noch weitere Versuche angestellt werden müssen.

Nach alledem erscheint es als fast aussichtsloses Bemühen, die Festigkeitsberechnung von Brückentragwerken auf streng wissenschaftlicher Grundlage aufzubauen. Vorhandene Unregelmäßigkeiten, unvermeidbare Ungenauigkeiten und unbestimmbare Nebeneinflüsse verdecken mehr oder weniger die Gesetzmäßigkeit. Man muß sich aber zu bestimmten Annahmen entschließen, um mit dem mathematischen Rüstzeug an die Lösung der Aufgaben der Praxis heranzugehen zu können. Es gilt eben, aus der verwirrenden Fülle der Erfahrungen und Beobachtungen das Wesentliche herauszuheben. Der deutsche Altmeister der Statik Otto Mohr hat dies in den Worten zusammengefaßt: „Wenn es gelingen sollte, Regeln zu finden, denen sich viele Erfahrungen unterordnen — selbstverständlich solche, denen man Vertrauen schenken darf —, so würde dann vielleicht kein Elementargesetz, wohl aber ein Hilfsmittel gewonnen sein, um neue Ergebnisse der Erfahrungen auf ihre Wahrscheinlichkeit hin zu prüfen. In meinen Augen würde auch dies ein Fortschritt sein. Freilich wird es sich immer um Wahrscheinlichkeiten, nicht um mathematische Übereinstimmung handeln.“

Und Prof. Dr. Kulka¹⁴ fügt hinzu: Für uns Ingenieure im Stahlbau ergibt sich aus dem ewigen Streit zwischen Theorie und Wirklichkeit, noch allgemeiner zwischen dem menschlichen Denken überhaupt und der Wirklichkeit die Forderung, uns aus der unendlichen Reichhaltigkeit der Wirklichkeit über den Grad der Genauigkeit unserer Theorie Rechenschaft zu geben.

¹⁴ Kulka: Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur. Stahlbau 1928, Heft 1.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Berechnungsformeln für die Bodenpressungen an Schleusenbauwerken.

Bei den in den letzten Jahren im Bereich der Märkischen Wasserstraßen gebauten Schleusen wurden die Bodenpressungen nach einem Verfahren berechnet, daß die Nachgiebigkeit des Untergrundes und die Formänderungen der Sohle berücksichtigt. Der von dem zuständigen Referenten im Reichsverkehrsministerium, Herrn Ministerialrat Dr. Ellerbeck angegebene Gedankengang sei kurz geschildert.

Der in Abb. 1 dargestellte als Halbrahmen wirkende Schleusentrogquerschnitt wird unter dem Einfluß der äußeren Kräfte, zu denen auch ein zunächst gleichmäßig verteilter angenommener Bodendruck gehört, an den Enden A und B einen Biegunspfeil f_1 aufweisen. Es wird nun angenommen, daß sich der Bodendruck nach einem linearen Spannungsgesetz ungleichmäßig so verteilt, daß diese Durchbiegung f_1 um ein bestimmtes Maß auf f_2 zurückgeht, wie es in Abb. 1 gestrichelt dargestellt ist. Die Größe dieser Durchbiegungsverminderung muß auf Grund der örtlichen Bodenuntersuchungen geschätzt werden.

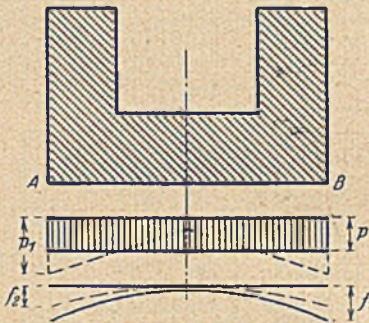


Abb. 1.

Die Ermittlung der trapezförmig verteilten Bodenpressungen erfolgte nach diesen Angaben nun zunächst in der Weise, daß für verschiedene Querschnitte der Sohle die Momente unter Annahme eines gleichförmig verteilten Bodendrucks ermittelt wurden. Nach linearer Interpolation wurde für die so gewonnene, durch einen gebrochenen Linienzug begrenzte Momentenfläche die Durchbiegung f_1 errechnet. Durch Multiplikation mit einem Reduktionsfaktor wurde f_2 gefunden und die dazu gehörige trapezförmig verteilte Bodenpressung auf demselben Wege wie f_1 durch mehrmaliges Probieren bestimmt. Abgesehen von seiner Ungenauigkeit war dieses Verfahren ziemlich umständlich und zeitraubend. Der Verfasser sah sich daher, als er im vergangenen Jahre Berechnungen dieser Art für die Schleppzugschleuse in Groß-Wusterwitz am Plauer Kanal anzustellen hatte, veranlaßt, Formeln aufzustellen, die eine leichte und genaue Ermittlung der trapezförmig verteilten Bodenpressungen ermöglichen.

Die Ermittlung der Durchbiegungen erfolgt unter der Annahme symmetrischer Querschnittsgestaltung, eine Bedingung, die im allgemeinen erfüllt ist. Es genügt dann, eine Querschnittshälfte zu betrachten, die man als einen in der Symmetrieebene eingespannten Balken auffassen kann. Die Durchbiegung am freien Ende ist dann nach dem bekannten Mohrschen Satze

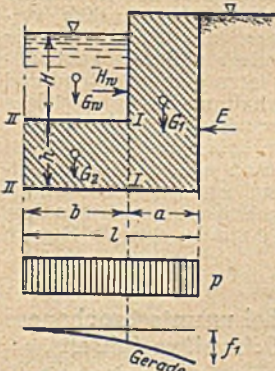


Abb. 2.

wobei S_M das statische Moment der Momentenfläche, bezogen auf den Endquerschnitt, darstellt. Da es bei dieser Untersuchung nicht auf die Absolutwerte, sondern nur auf die relativen Verhältnisse der verschiedenen Biegunspfeile ankommt, spielt der Elastizitätsmodul keine Rolle. Fernerhin darf man mit genügender Genauigkeit das Trägheitsmoment der Schleusensohle auf die ganze Breite als einheitlich und das Trägheitsmoment der Wand demgegenüber als unendlich groß ansehen. Es genügt also, die E J-fachen Durchbiegungen zu berechnen.

Unter diesen Voraussetzungen sei für den in Abb. 2 dargestellten Querschnitt die Durchbiegung f_1 infolge der inneren Kräfte und des gleichmäßig verteilten Bodendrucks abgeleitet. Sie setzt sich aus 3 Teilen zusammen, und zwar aus

- f_a infolge der außerhalb der Sohle wirkenden Kräfte,
- f_b infolge der innerhalb der Sohlenstrecke b wirkenden Kräfte und einer Durchbiegungsverminderung,
- f_p infolge des gleichförmig verteilten Bodendrucks p.

Also:

$$(1) \quad f_1 = f_a + f_b - f_p.$$

Bezeichnen wir die im Querschnitt I—I (Abb. 2) wirkende Querkraft mit Q_I , das Moment an derselben Stelle mit M_I , so ergibt sich

die in Abb. 3 dargestellte Momentenfläche. (Die Momentenfläche unter der Strecke a fällt wegen der Annahme unendlich großen Trägheitsmomentes aus.) Daraus folgt

$$(2) \quad f_a = M_I b \left(1 - \frac{b}{2}\right) + Q_I \frac{b^2}{2} \left(1 - \frac{b}{3}\right).$$

f_b wird durch die auf der Strecke b wirkende Wasserauflast sowie durch das Eigengewicht der Sohle verursacht. Nach Abb. 2 wird

$$(3) \quad q = H \gamma_w + h \gamma_s$$

und nach Abb. 4

$$(4) \quad f_b = q \frac{b^3}{6} \left(1 - \frac{b}{4}\right).$$

Nach Abb. 5 wird

$$(5) \quad \begin{cases} f_p = p \int_a^l \frac{x^2}{2} dx \\ = p \frac{l^3 - a^3}{6} = c p. \end{cases}$$

wobei

$$(5a) \quad c = \frac{l^3 - a^3}{6}$$

c stellt einen Festwert dar, der nur von den Querschnittsabmessungen abhängt, dagegen nicht von der Belastung. Damit ist f_1 bekannt. Bezeichnen wir den von der Bodenbeschaffenheit abhängigen Reduktionsfaktor der Biegelinie mit μ , so ist

$$(6) \quad \Delta f = \mu f_1$$

und die gesuchte Durchbiegung

$$(7) \quad f_2 = f_1 - \Delta f.$$

Δf können wir uns nun hervorgebracht denken durch eine zusätzliche Belastung vermittels eines überschlagenen, antisymmetrischen Bodendrucktrapezes, wie es in Abb. 6 dargestellt ist. Die Antisymmetrie folgt aus der Bedingung, daß auch bei der neuen Bodendruckverteilung die Summe der vertikalen Kräfte 0 sein muß. Δf ergibt sich dann nach Abb. 7 zu

$$(8) \quad \begin{cases} \Delta f = p' \int_a^l \left(\frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{3l}\right) dx, \\ = p' \left(\frac{l^3 - a^3}{6} - \frac{l^4 - a^4}{15l}\right), \\ = p' (c - c'). \end{cases}$$

Daraus folgt endlich:

$$(9) \quad p' = \frac{\Delta f}{c - c'}$$

Damit ist die gestellte Aufgabe im wesentlichen gelöst. Die neuen Randspannungen ergeben sich zu:

$$(10a) \quad p_1 = p + p'$$

und

$$(10b) \quad p_2 = p - p' \text{ (s. Abb. 8).}$$

Für die Dimensionierung sind besonders die Momente in den Schnitten I—I und II—II wichtig. Hierfür ergibt sich der Einfluß der neuen Bodenpressungen in einfacher Weise zu

$$(11) \quad \begin{cases} M_{I p} = p_1 \frac{a^2}{2} - p' \frac{a^3}{3l} \\ \text{und} \\ M_{II p} = \frac{l^2}{6} (3p + p') \end{cases}$$

Zum Schluß sei die Anwendung der Formeln an einem Beispiel vom Unterhaupt der Schleppzugschleuse Groß-Wusterwitz gezeigt

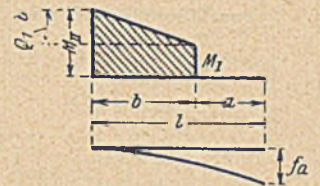


Abb. 3.

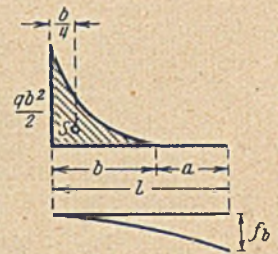


Abb. 4.

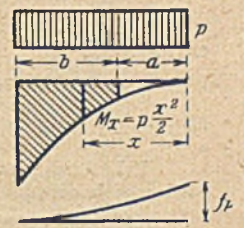


Abb. 5.

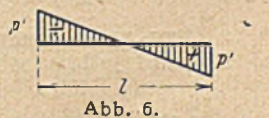


Abb. 6.

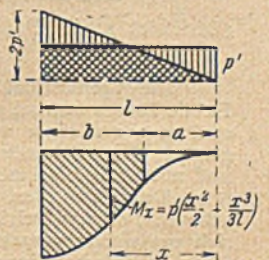


Abb. 7.

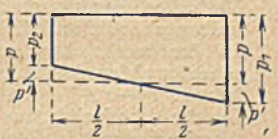


Abb. 8.

(s. Abb. 9) M_I aus G_1 , E und H_w hat sich ergeben zu $M_I = +956$ mt (+ im Uhrzeigersinne angenommen) und $Q_1 = G_1 = 230$ t.

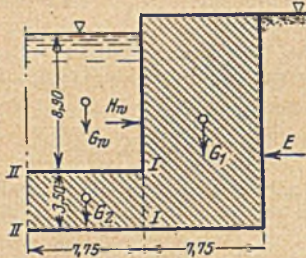


Abb. 9.

Die Festwerte sind

$$c = \frac{15,5^4 - 7,75^4}{8} = 6770 \text{ m}^4,$$

$$c' = \frac{15,5^5 - 7,75^5}{15 \times 15,5} = 3730 \text{ m}^4,$$

$$c - c' = 3040 \text{ m}^4,$$

$$\gamma_B = 2,2 \text{ t/m}^3 \quad \mu = 0,25.$$

Ferner ist

$$p = \frac{G_1 + G_2 + G_w}{15,5} = 23,2 \text{ t/m}^2.$$

Nun ergibt sich

$$f_a = 956 \times 15,5 \left(15,5 - \frac{7,75}{2}\right) + 230 \frac{7,75^2}{2} \left(15,5 - \frac{7,75}{3}\right) = 175\,000 \text{ m}^3 \text{ t}$$

$$f_b = (8,9 + 3,5 \times 2,2) \frac{7,75^3}{6} \left(15,5 - \frac{7,75}{4}\right) = 17\,500 \text{ ,,}$$

$$f_p = 6770 \times 23,2 = 157\,000 \text{ ,,}$$

$$f_1 = 35\,500 \text{ m}^3 \text{ t.}$$

$$M_I = 0,25 \times 35\,500 = 8880 \text{ m}^3 \text{ t}$$

$$p' = \frac{8880}{3040} = 2,92 \text{ t/m}^2$$

$$p_1 = 23,20 + 2,92 = 26,12 \text{ t/m}^2$$

$$p_2 = 23,20 - 2,92 = 20,28 \text{ t/m}^2$$

$$M_{I,p} = 26,12 \frac{7,75^2}{2} - 2,92 \frac{7,75^3}{3 \times 15,5} = 756 \text{ mt,}$$

$$M_{II,p} = \frac{15,5^3}{6} (3 \times 23,2 + 2,92) = 2904 \text{ mt.}$$

Die resultierenden Momente in den Querschnitten I—I und II—II ergeben sich also

$$M_{I,r} = 956 - 756 = 200 \text{ mt,}$$

$$M_{II,r} = 956 + 230 \times 7,75 + (8,9 + 2,2 \times 3,5) \frac{7,75^2}{2} - 2904 = 338 \text{ mt.}$$

Bei Annahme eines gleichmäßig verteilten Bodendruckes p hätten sich dieselben Momente ergeben zu

$$M_{I,0} = 956 - 23,2 \frac{7,75^2}{2} = 260 \text{ mt,}$$

$$M_{II,0} = 3242 - 23,2 \frac{15,5^2}{2} = 455 \text{ mt.}$$

Die Verringerung der Momente im Fall I gegen Fall II beträgt also rund 30 bzw. 35%.
Dipl. Ing. Pietrkowski, Berlin.

Die Connecticut Avenue-Versuchsstraße.

(Berichtet nach „Public Roads“ Nr. 3 vom Mai 1928, von Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe i. B.)

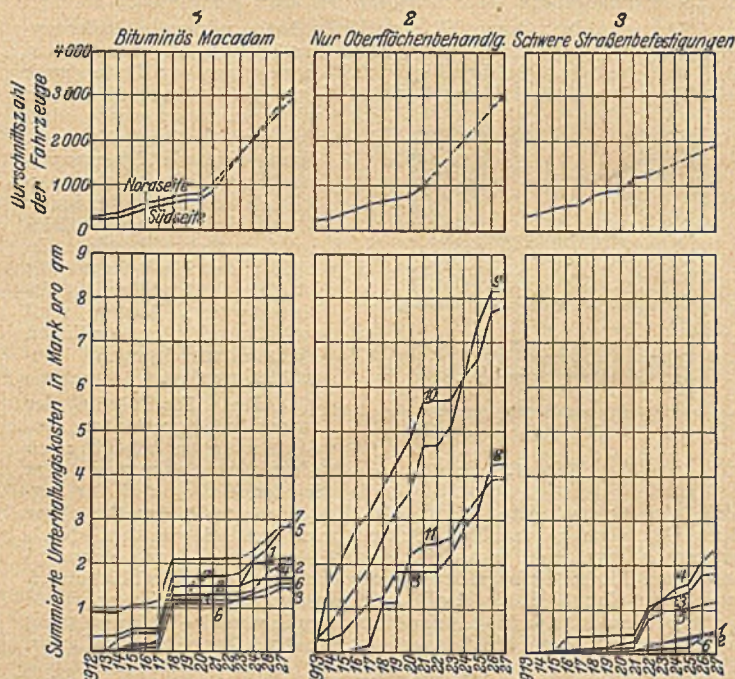
Die Connecticut Avenue-Versuchsstraße wurde vom Büro of Public Roads in zwei getrennten Planungen in den Jahren 1911, 1912 und 1913 auf einer vorhandenen wassergebundenen Macadamstraße gebaut. Die vorhandene Straßendecke wurde aufgeraut, eingeebnet und mit Kalkstein beschottert, bis eine 14 cm starke Unterlage gegeben war. Darauf wurden 17 verschiedene Straßenbefestigungsarten aufgebracht, die im Originalbericht genau beschrieben sind. Es handelt sich um sieben verschiedene Arten von bituminösem Macadam, vier Oberflächenbehandlungen mit Teer, Petroleumrückständen und ähnlichen bituminösen Massen, sowie sechs schwerere Befestigungen, darunter Asphaltbeton, Beton mit bituminösem Überzug, reinem Beton mit Ölzusatz, gewöhnlichem Kiesbeton, gewöhnlichem Schotterbeton, Hartbrandziegel-Rollschicht auf Beton.

Die Straße wurde einem sehr schweren Verkehr ausgesetzt. Das Verhalten der einzelnen Abschnitte wurde beobachtet. Die Unterhaltungskosten und die Verkehrsdichte wurden statistisch niedergelegt. In den nachstehenden graphischen Darstellungen sind die Durchschnittszahlen der Fahrzeuge sowie die Unterhaltungskosten aus den letzten 15—16 Jahren zusammengestellt und zwar in Längsspalte 1 für die Abschnitte aus bituminösem Macadam, in Längsspalte 2 die Abschnitte mit bloßer Oberflächenbehandlung und in Längsspalte 3 die Abschnitte mit schwereren Befestigungsarten.

Aus den Beobachtungsergebnissen sei das Folgende herausgegriffen:

Die Abschnitte mit bituminösem Macadam sind heute nach 16 Jahren trotz des schweren Verkehrs noch in guter Verfassung und

bedürfen bei sorgfältiger Unterhaltung in den nächsten Jahren keiner Erneuerung. Der bituminöse Macadam erfordert viel weniger Unterhaltungskosten als die oberflächlich behandelten Abschnitte (vergl. graphische Darstellung Längsspalte 1 und 2). — Der Asphaltbeton blieb während der 15 Jahre ebenfalls in gutem Zustand und erforderte bemerkenswert geringe Unterhaltungskosten (vergl. Längsspalte 3 Kurve 1 und 2 der graphischen Darstellung). — Die Abschnitte Beton mit bituminösem Überzug sind alle in dürftigem Zustand und fordern von nun an große Kosten für die Unterhaltung (vergl. Längsspalte 3, Kurve 3). — Die Abschnitte aus reinem Beton, der als Beton des Mischungsverhältnisses 1 Teil Zement, 1 3/4 Teile Sand, 3 Teile Grobzuschläge in der Form von Kiesbeton und Kalksteinschotterbeton mit und ohne Ölzusatz ausgeführt wurde, sind beinahe alle stark gerissen,



obwohl Anzeichen für Setzungen oder sonst mangelhaften Untergrund nicht vorliegen. Manche Fläche kann nur mit großen Schwierigkeiten unterhalten werden (Längsspalte 3, Kurve 4 und 5). Probezylinder, die aus den guten und schlechten Stellen herausgebohrt und geprüft wurden, ergaben unwesentliche Unterschiede und ließen keinen Schluß auf die Ursachen des schlechten Zustandes der Straßendecke zu. Der Ölzusatz soll die Festigkeitseigenschaften des Betons nicht berührt haben. Wegen des mangelhaften Zustandes der Betonabschnitte wurden diese 1922 mit einer Schicht aus heißem Teer und Erbsenkies bedeckt. Diese Schicht ist heute indessen wieder gänzlich verschwunden. — Das Hartbrandziegelpflaster, das bei Beton des Mischungsverhältnisses 1:3:7 in Sand verlegt und mit Portlandzementmörtel 1:1 ausgegossen worden war, ist in gutem Zustand und zeigt sehr wenig Abnutzung. Über die Unterhaltungskosten vergleiche Längsspalte 3, Kurve 6 der graphischen Darstellung.

Das bisherige Versuchsergebnis wurde dahin zusammengefaßt, daß bis heute die beiden Asphaltbetonstreifen und das Hartbrandziegelpflaster in guter Verfassung sind und am wenigsten Unterhaltungskosten erfordert haben. Dieses Ergebnis wird auch aus dem Vergleich der Längsspalte 3, Kurve 1, 2 und 6 mit den übrigen Kurven deutlich.

Auswechslung von Brückengliedern bei ununterbrochenem Verkehr unter Anwendung des Schweißverfahrens.

Im Anschluß an den Bericht vom 21. 9. 28 ist über eine weitere, sehr bemerkenswerte Anwendung des elektrischen Schweißverfahrens im amerikanischen Brückenbau zu berichten. Es handelt sich hier allerdings nicht um einen Neubau, sondern um Wiederherstellungsarbeiten, wobei sich das Verfahren aber als besonders vorteilhaft erwies.

In der Nähe von Bound Brook, New Jersey, führt eine Straßenbrücke über die Gleise der Zentraleisenbahn von New Jersey und der Lehigh-Valley-Eisenbahn. Die Hauptträger dieser Brücke mit unten liegender Fahrbahn sind Parallelfachwerkträger von je rund 26 m Stützweite. Die Brücke war, in der Hauptsache durch Rostangriff, baufällig geworden, und es mußten ganze Teile, besonders der Untergurt und die Streben, vollständig neu ersetzt werden. Hierbei waren zwei Bedingungen zu erfüllen: 1. Durch die Arbeiten durfte der über die Brücke führende Straßenbahnverkehr nicht behindert werden. 2. Das Aufstellen eines Gerüsts mußte nach Möglichkeit mit Rücksicht auf den Eisenbahnverkehr unter der Brücke und auch wegen der hohen Kosten vermieden werden. Insbesondere war der Kosten-

punkt ausschlaggebend. Hätte man ein Gerüst aufstellen müssen, so wären die Wiederherstellungsarbeiten teurer geworden als eine ganz neue Brücke.

Die Aufgabe wurde sehr geschickt in der Weise gelöst, daß man in die vorhandenen Stabverschnitte, die aus zwei L-Profilen bestanden, nach Entfernung der Vergitterung in dem erforderlichen Umfange,

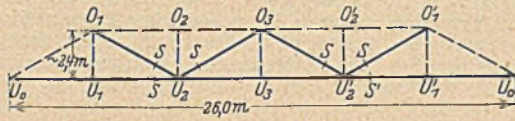


Abb. 1. Umbauschema

wurden für die größte Stabkraft dimensioniert, so daß die alten Teile später entfernt werden konnten. Der Umfang der Wiederherstellungsarbeiten geht aus der Systemskizze, Abb. 1, hervor. Bei „S“ wurden Stöße angeordnet. Für ihre Anordnung und Ausbildung (vgl. Abb. 2) waren augenscheinlich die Einbringungsmöglichkeiten und schweißtechnische Gründe maßgebend. Näheres ist in dem amerikanischen Bericht hierüber leider nicht gesagt. Zur Anwendung kamen alle Arten von

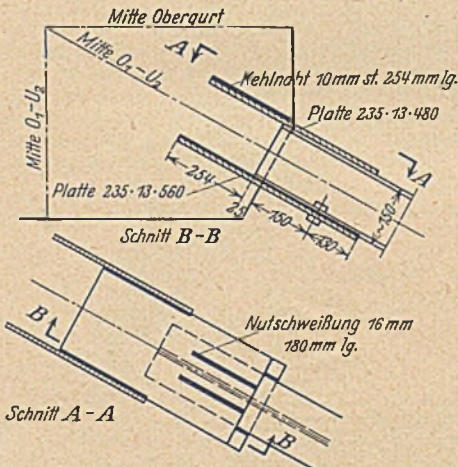


Abb. 2. Oberer Strebenanschluß.

Schweißungen: Stumpf-, Kehlnaht- und Nutschweißung (vgl. Bericht vom 21. 9. 28), wie aus den Abb. 2 und 3 hervorgeht. Besonders zu beachten ist, daß die Zugkräfte im unteren Anschluß der Strebe O_1-U_2 unmittelbar durch Kehlnahtschweißungen am Trägersteg und Stumpfschweißungen an den Flanschen aufgenommen werden. Zulässige Beanspruchungen der Schweißstellen: Auf Zug: 700 kg/cm^2 , Kehlnaht-

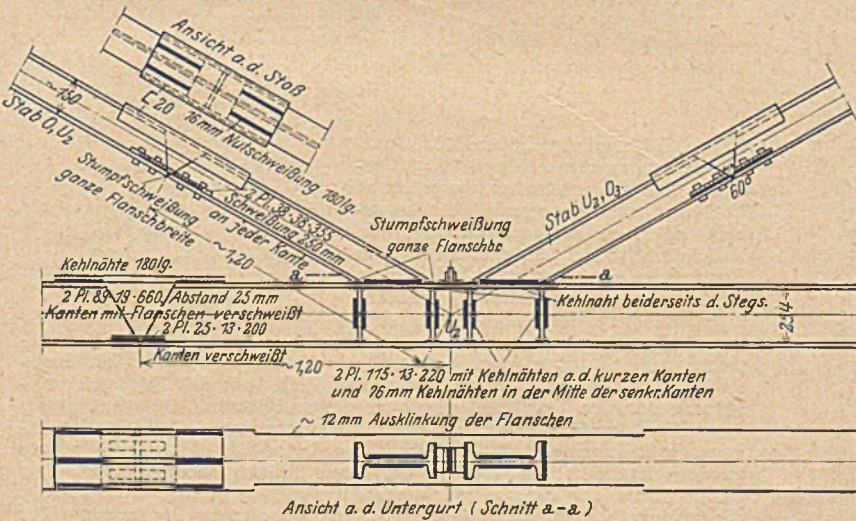


Abb. 3. Knotenpunkt U_2 .

schweißung, rd. 10 mm stark, auf Abscherung: $540 \text{ kg je lfd. cm}$. Nutschweißung; $1080 \text{ kg je lfd. cm}$. Alle Schweißungen wurden auf der Baustelle ausgeführt.

Daß für die Art der auszuführenden Arbeiten die Schweißung sich besonders gut eignete, leuchtet ohne weiteres ein. Vernietungen hätten an den schwer zugänglichen Stellen der Knotenbleche wohl kaum zu überwindende Schwierigkeiten bereitet. Immerhin stellt die Ausführung solcher Verbindungen, wie der untere Strebenanschluß in Abb. 2, unzweifelhaft ein Wagnis dar, zu dem sich hiesige Konstrukteure vorläufig wohl kaum entschließen dürften, zumal es sich um eine Konstruktion handelt, die dauernd Erschütterungen ausgesetzt ist. Leider ist die amerikanische Berichterstattung über diese außerordentlich interessante Anwendung des Schweißverfahrens sehr lückenhaft.

Dipl.-Ing. R. Cajar, Magistratsbaurat.

Errichtung eines Wasserturms mit 3900 m^3 Inhalt.

In der Stadt Springfield (Illinois) ist ein Wasserbehälter (Abb. 1) mit 22 m Durchmesser, $5,2 \text{ m}$ Höhe des zylindrischen Schafes, 7 m Höhe des elliptischen Bodens, 30 m Höhe der Oberkante über den Fußpunkten und 3900 m^3 Inhalt in drei Monaten von durchschnittlich

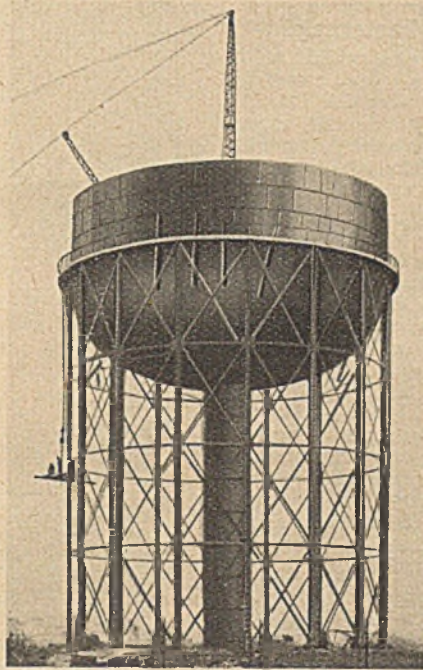


Abb. 1.

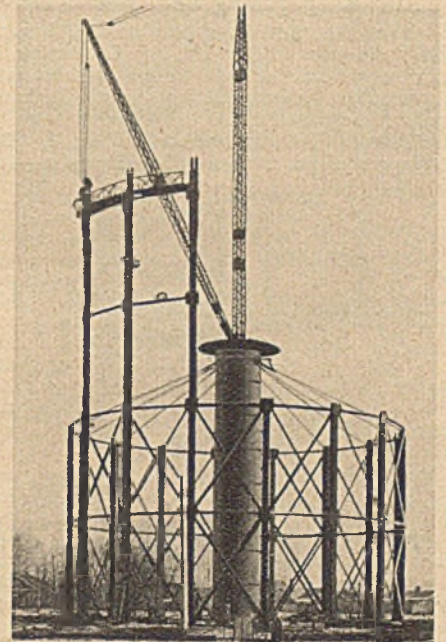


Abb. 2.

10 Mann errichtet worden. Zum Aufstellen diente ein Schwenkkran mit $26,5 \text{ m}$ langem Mast und 22 m langem Ausleger (Abb. 2) in dem 3 m weiten Steigrohr. Die Höchstleistung war der Einbau von 104 t (je 900 kg) Stahl von 22 Mann in 3 Tagen, was $\frac{1}{3}$ Tonne auf die Arbeitsstunde ergibt. (Engineering-News-Record 1928, S. 556 mit 2 Lichtbildern.) N.

Wasserbewältigung beim Ausschachten einer Talsperrengründung.

Die Gründung der Mauer einer kleinen Talsperre für die Wasserversorgung von Mount-Union (Pennsylvania) erforderte wegen eines Schieferegangs im Felsen ungewöhnliche Wasserbewältigung. Die größeren Wasseradern wurden durch umgekehrte Zinnblechtröge abgedeckt, die kleineren mit Steinsplitt überschüttet, der vor dem Einbringen des Mauerbetons durch einen Mörtelüberzug abgedichtet wurde. Kleine Lehmschwellen regelten den Einlauf in die Ableitungsröhren nach der Unterseite der Sperrmauer. Die Sickerung durch die Felsklüfte wurde durch Mörtel einpressung in Bohrlöcher unterbunden, die in der Regel 6 bis $7,5 \text{ m}$, an einigen Stellen aber $13,5 \text{ m}$ tief waren. Die Mörtel einpressung unter 3 at Druck wurde mit 2 Sack Zement auf 114 l Wasser begonnen und in der Regel bis 5 Sack gesteigert, bei starkem Wasserandrang aber bis 8 und 10 Sack erhöht. Die Bohrlöcher wurden in 5 m Abstand gesetzt und nach Bedarf weiter in halbem und viertel Abstand eingeschaltet. Die Gesamtzahl war 70 , der Gesamtzementverbrauch 3548 Sack. (Nach W. W. Gruber, Ingenieur-Assistent in Harrisburg, in Engineering-News-Record 1928, S. 892-894 mit 2 Zeichnungen, 4 Lichtbildern und 2 Zahlentafeln.) N.

Entgegnung auf die Zuschrift des Herrn Ing. G. Lewenton.

Die Behauptung des Herrn G. Lewenton, daß der Bogen mit steif angeschlossenem, biegungsfestem Zugband und mehreren Hängestangen mit fünfgliedrigen Momentengleichungen als Hauptsystem, theoretisch streng, berechnet werden kann, ist nicht richtig.

Geht man z. B. vom statisch bestimmten Hauptsystem aus, bestehend aus dem Bogen als einfachem Hauptbalken und dem an ihn gehängten sekundären Balken, gebildet von den einzelnen an die Stangen getrennt angeschlossenen Zugbandsegmenten, so übersieht man ohne weiteres, daß ein Stützmoment im Sekundärsystem eine Durchbiegung des Hauptbalkens auf seinem ganzen Bereich, also gegenseitige Auflagerdrehwinkel (Stabdrehwinkel) an allen Hängestellen des sekundären Systems zur Folge hat.

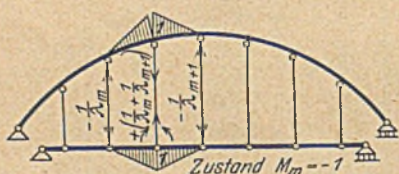
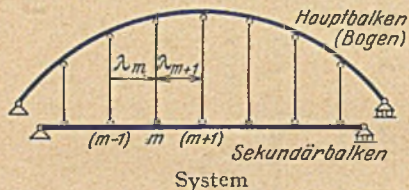
Zu fünfgliedrigen Momentengleichungen gelangt man, wenn man jeweils nur drei benachbarte Durchbiegungen des Hauptbalkens, herrührend von einem Stützmoment im Sekundärsystem, berücksichtigt. Die Angaben des Herrn L. haben also nur angenäherte Gültigkeit.

Dr.-Ing. P. Pasternak, Zürich.

Zur Entgegnung von Herrn Dr.-Ing. Pasternak.

Von einer nur angenäherten Gültigkeit meiner Angaben kann keine Rede sein. Herr Dr.-Ing. Pasternak übersieht, daß zwar ein Stützmoment im Sekundärbalken Durchsenkungen über den Bereich des gesamten Bogens erzeugt, diese Senkungen jedoch mit keiner Formänderung außer in den beiden dem Momentenangriffspunkt benachbarten Feldern verbunden sind. Es treten also Winkeländerungen allein in den 3 Punkten (m-1), m und (m+1) auf, während die restlichen = 0 sind.

Noch klarer erkennt man den fünfgliedrigen Aufbau der Elastizitätsgleichungen aus obestehender Figur, in die Momentenverlauf und Hängestangenkräfte für den Zustand $M_m = -1$ im statisch bestimmten Hauptsystem eingetragen sind. Die Momentenfläche (ebenso Quer- und Normalkräfte, falls man sie berücksichtigt) erstreckt sich nur über zwei Felder, und allein die Hängestangen (m-1), m und (m+1) erhalten Spannkkräfte.



Statisch bestimmtes Hauptsystem.

Es bedarf keiner weiteren Erläuterung, daß sich nach Bildung der Formänderungsgrößen

$$\delta_{ik} = \int \frac{M_i M_k}{E J} ds + \int \frac{Q_i Q_k}{G F'} ds + \int \frac{N_i N_k}{E F} ds + \sum \frac{S_i S_k}{E F} s$$

fünfgliedrige Momentengleichungen ergeben müssen, und zwar in theoretisch einwandfreier Form, wenigstens im Rahmen der Elastizitätstheorie.

Dipl.-Ing. Georg Lewenton, Duisburg.

Die neue Europa-Brücke in Paris.

Das Anwachsen des Eisenbahnverkehrs auch auf den Strecken nach der Normandie bedingt eine Erweiterung des Bahnhofes Saint-

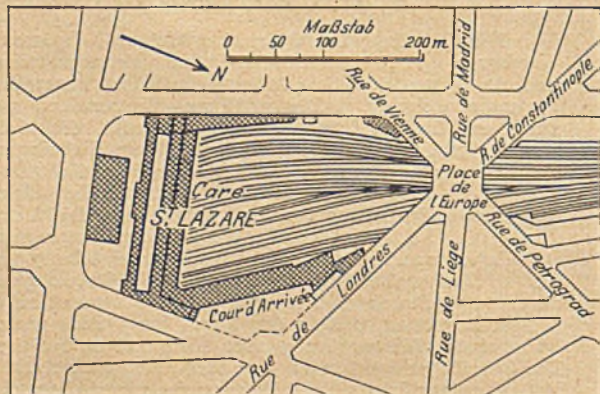


Abb. 1.

Lazare und seiner Gleisanlagen. Mit Rücksicht auf die Lage dieses Kopfbahnhofes inmitten eines Hauptgeschäftsviertels im Zentrum der Stadt, kommt eine Verbreiterung des Bahnhofes und des Bahnkörpers

nicht in Frage (Abb. 1). Andererseits ist eine Verlängerung allein eines Teiles der Bahnsteige ohne weiteres nicht möglich, da der eine Pfeiler der alten Brücke in der Verlängerung der in Frage kommenden Bahnsteige liegt. Um nun an Platz zu gewinnen, genügt es, einen Teil des Pfeilers vom Grundriß eines in der Bahnhofsrichtung offenen V zu beseitigen (s. Abb. 2a).

Die alte Brücke ist 1866 erbaut; ihre Eisenkonstruktion ist nunmehr rd. 60 Jahre besonders dadurch den schädlichen Lokomotivrauchgasen ausgesetzt gewesen, daß der Teil des Bahnkörpers unter der Brücke als Aufstellungsort für die Reservelokomotiven benutzt

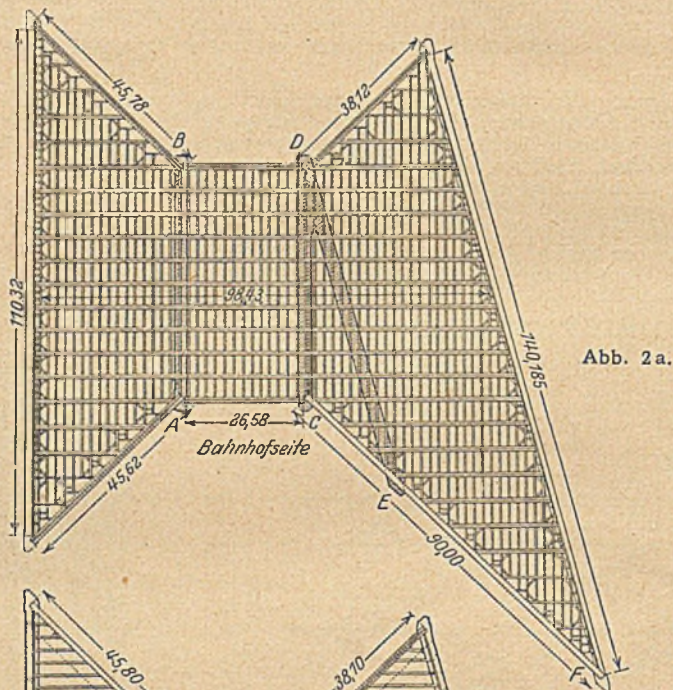


Abb. 2a.

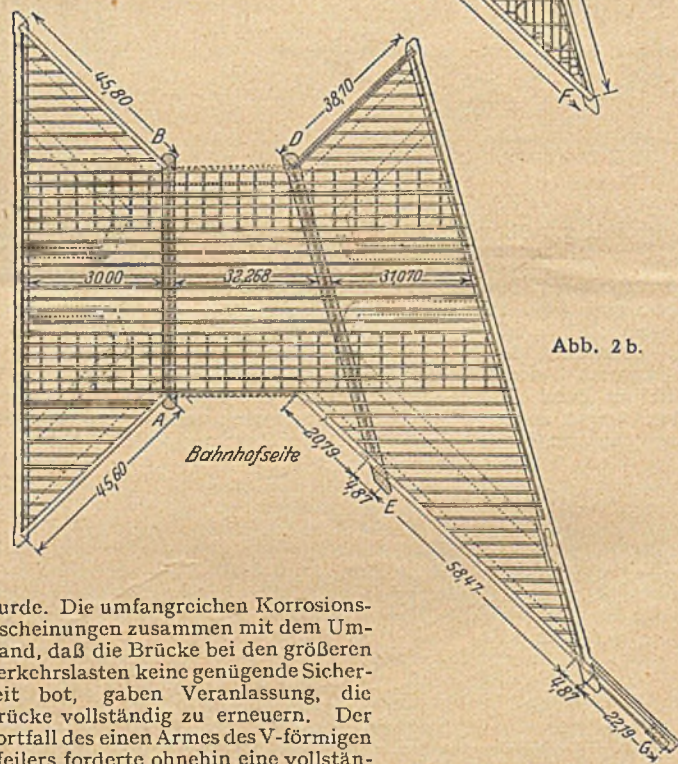


Abb. 2b.

wurde. Die umfangreichen Korrosionserscheinungen zusammen mit dem Umstand, daß die Brücke bei den größeren Verkehrslasten keine genügende Sicherheit bot, gaben Veranlassung, die Brücke vollständig zu erneuern. Der Fortfall des einen Armes des V-förmigen Pfeilers forderte ohnehin eine vollständige Änderung der Trägeranordnung; im übrigen blieb für die neue Konstruktion nur noch zu berücksichtigen, daß trotz der geringen zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe noch Raum genug übrigblieb, um das Bauwerk vollständig vor den Lokomotivrauchgasen zu schützen.

Ein Vergleich verschiedener Brückensysteme — Eisenbetonbogen mit angehängter Fahrbahn; Eisenbeton-Gitterträger — führte zu dem Ergebnis, das System der alten Brücke beizubehalten. Die große Breite der Brücke, seine verhältnismäßig geringe Spannweite, die geringe verfügbare Höhe zwischen der oberen Begrenzung des Normalprofils der Eisenbahn und der Brückenfahrbahn führten dazu, viele und niedrige eiserne Vollwandträger anzuordnen (Abb. 2b).

Auf der Brücke münden auf beiden Seiten je drei Straßen. Diese Straßenkreuzung auf der Brücke heißt Place de l'Europe; sie nimmt entsprechend ihrer Bezeichnung eine ausgedehnte Fläche (rd. 8000 m²) ein.

Die alte Brücke setzt sich aus 11 durchlaufenden Parallel-Vollwandträgern im Mittel 100 m Länge und 2,0 m Höhe zusammen, die durch zahlreiche Querträger miteinander verbunden sind. Am Rande der Brückenkonstruktion sind zu beiden Seiten Gitterträger angeordnet, die in der Höhe über die Fahrbahnkonstruktion hinausragen; die schräg zur Brückenachse liegenden Randträger bilden das Auflager für das eine Ende der in den dreieckförmigen Grundrißflächen der Brücke liegenden Parallelträger.

Das neue Bauwerk weicht im Prinzip von dem alten nicht ab; es setzt sich ebenfalls aus vollwandigen, durchlaufenden Trägern in Stahl zusammen, nur mit dem Unterschied, daß sie in einem um die Hälfte geringeren Abstände, d. h. von 2,55 m gegen ehemals von 5,10 m angeordnet werden. Dadurch wird eine etwa doppelt so große Tragfähigkeit gegenüber der alten Brücke erzielt. Der Abstand der Querträger bzw. ihre Anzahl wird dagegen geringer. Die Widerlager bleiben bestehen, ebenso der Pfeiler AB und der Teil DE des anderen Pfeilers.

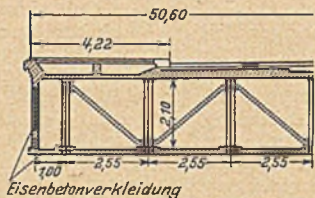


Abb. 3.

Die Rand-Gitterträger werden gegen vollwandige Träger von 2,10 m mittlerer Höhe ausgewechselt, die nunmehr ganz unter die Fahrbahn zu liegen kommen. Mit Rücksicht auf die von ihnen zu übertragenden großen Lasten werden sie besonders stark dimensioniert; der längste unter ihnen, EF, wird bis zum Punkt G verlängert, wo er im Mauerwerk eingespannt wird, das gleichzeitig als Gegengewicht wirkt. Auf diese Weise wird erreicht, daß das größte Biegemoment dieses Trägers nicht größer wird als das eines Trägers mit nur $\frac{2}{3}$ der tatsächlichen Spannweite (s. Abb. 2b).

Die neue Konstruktion wird in Stahl ausgeführt; zum Schutze gegen die Lokomotivrauchgase wird sie vollständig mit Eisenbeton

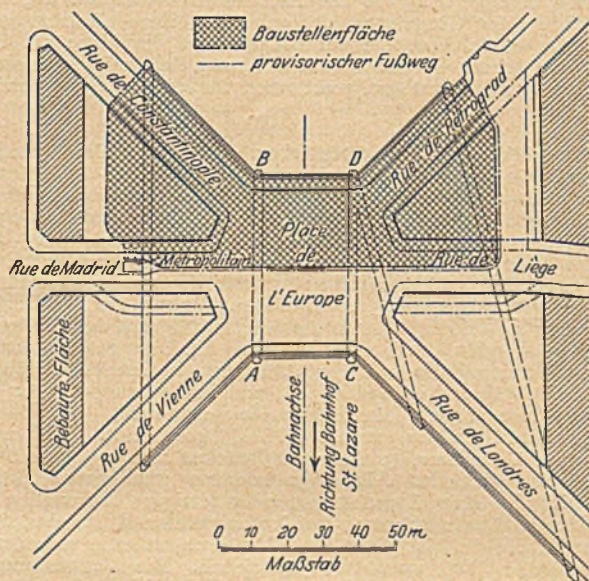


Abb. 4.

verkleidet dergestalt, daß die Fahrbahnbefestigung aufnehmende Eisenbetondecke gleichzeitig den oberen Abschluß bildet, während eine bei weitem dünnere Decke die Konstruktion in ihrer untersten Ebene abschließt. Die Seiten der Brücke werden durch senkrechte Eisenbetonwände abgeschlossen (s. Abb. 3). Die Eisenbeton-Fahr-

bahndecke wird durch eine Ziegelrollschicht geschützt. Mannlöcher, die in die Träger eingeschnitten werden, gestatten die Beobachtung bzw. Unterhaltung des durch die Verkleidung entstandenen Brückenhohlkörpers, der zwecks genügender Lüftung obendrein Luftlöcher erhalten wird.

Die Ausführung der Arbeiten wird durch die große Breite des Bauwerkes insofern erleichtert, als sie in einzelnen Abschnitten ohne Verkehrsunterbrechung vorgenommen werden kann. Die neuen Träger werden an Ort und Stelle montiert und zunächst die eine Hälfte der Träger zwischen die alten Träger auf ihr endgültiges Auflager gebracht. Anschließend werden die Hubgerüste auf den bereits verlegten, neuen Trägern errichtet, die alten Träger herausgehoben und der Rest der neuen Träger anschließend abgelassen.

Die Abb. 4 zeigt den als Baustelle für den ersten Teil der Arbeiten benötigten Platz der Brücke und die dabei erforderlichen Straßenumleitungen, die unter Zuhilfenahme provisorischer Fußwege durchgeführt werden. Nach Beendigung dieses Teiles der Brückenerneuerung werden auf der anderen Seite die entsprechenden Arbeiten bzw. Umleitungen vorgenommen.

Die neue Brücke soll 1931 dem Verkehr übergeben werden. Bei einem Aufwand von 2800 t Eisen und 2800 m³ Beton sind die Kosten der Brückenerneuerung mit 15 Millionen Francs veranschlagt worden. (Le Génie Civil 1928, 48. Jahrg. Nr. 23, S. 55 off.) Dr. Ehnert.

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau.

In dem Wettbewerb für die Brücke bei Speyer hat das Preisgericht am 6./7. Februar 1929 folgende Preise zuerkannt:

Einen 1. Preis von 9000 RM. dem Entwurf mit der Kennzahl 343 343. Verfasser Baurat Dr.-Ing. Friedrich Voss, Kiel, unter Mitwirkung von Landesbaurat Klatt, Kiel.

Einen 2. Preis von 7000 RM. dem Entwurf mit der Kennzahl 222 221. Verfasser Architekt Karl Rotermund, Architekt BDA Bremen, Schillerstraße 7. Ingenieure: Richard Muhr, Paul Köpke, Reinhold Balcke und Walter Hannemann.

Einen 3. Preis von 5000 RM. dem Entwurf mit der Kennzahl 220 146. Verfasser Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien).

Einen 4. Preis von 3000 RM. dem Entwurf mit der Kennzahl 145 000. Verfasser Dr.-Ing. Georg Müller, Regierungsbaumeister, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Lankwitz, Charlottenstraße 5.

Zum Ankauf mit 1000 RM. wurden empfohlen: Der Entwurf mit der Kennzahl 300 128, Verfasser Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz. Grün & Bilfinger A.-G. Mannheim. Künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln und der Entwurf mit der Kennzahl 0002 800, Verfasser Bruno Schulz, Berlin-Grünwald, Joseph-Joachim-Straße 36a, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistratsoberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, Konstanzer Straße 55 als Architekt.

Zum Ankauf mit 500 RM. wurden empfohlen: Der Entwurf mit der Kennzahl 242 108. Verfasser Gesellschaft Harkort, Duisburg mit Architekt Franz Brantzky, Köln. Der Entwurf mit der Kennzahl 568 234, Verfasser Dr.-Ing. Kirchhoff, Berlin W 9, Köthener Straße 38, und Hermann Honnef, Heidelberg. Der Entwurf mit der Kennzahl 909 090. Verfasser K. E. Leibbrand, Dipl.-Ing., Stuttgart, Ziegelklinge 32, und der Entwurf mit der Kennzahl 270 000. Verfasser Oberbaurat Alexander Brauer, Berlin-Wilmersdorf, Koblenzer Straße 27 und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin NW 40, Kronprinzenufer 19 und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Straße 19.

Das Preisgericht für die Brücke bei Maxau tritt voraussichtlich am 14. März 1929 zusammen. Nach Abschluß der Arbeiten dieses Preisgerichts werden zunächst die Entwürfe für die Brücke bei Maxau und im Anschluß daran die Entwürfe für die Brücke bei Speyer in Berlin öffentlich ausgestellt werden. Näheres wird bei Bekanntgabe des Ergebnisses des Wettbewerbs für die Brücke bei Maxau noch mitgeteilt werden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Technische Tagung der Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen. (Vgl. Heft 1/1929 des „Bauingenieur“.) Die Tagung wird voraussichtlich am 16. bis 18. April 1929 in Berlin stattfinden.

Ausstellung „Gas und Wasser“, Berlin. (Vgl. Heft 31/1928 des „Bauingenieur“.) Der Deutsche Verein von Gas- und Wasser-Fachmännern und das Ausstellungs-, Messe- und Fremdenverkehrsamt der Stadt Berlin veranstalten gemeinsam in der Zeit vom 19. April bis 21. Juli 1929 auf dem gesamten Ausstellungsgelände am Kaiserdamm die „Deutsche Ausstellung Gas und Wasser Berlin 1929“. Zweck der

Ausstellung ist, zu zeigen, die Herstellung und Abgabe eines licht- und wärmespendenden Stoffes an Bevölkerung und Industrie, Verwendung der Nebenprodukte Koks und Teer, Versorgung großer Städte mit einwandfreiem Wasser. In systematischem Aufbau soll die Ausstellung in zahlreichen Unterabteilungen ein Bild geben über den Stand der Wissenschaft und Forschung, über Gaserzeugung, -verwertung und -verwendung (Gasfernversorgung), über Wasserwirtschaft und -versorgung, über Untersuchung, Reinigung und Behandlung des Wassers, über Trinkwasserhygiene, über städtische Wasserversorgung und Badewesen. Eine Sonderausstellung „Das Feuerwesen in seinen Beziehungen zu Gas und Wasser“ ist angegliedert.

Einkauf von Kies. Bei der Lieferung von Kies in einzelnen Fuhren oder Lastzügen wird die Kiesmenge im allgemeinen durch Aufmaß im Wagen auf der Baustelle festgestellt. Die Kiehhändler fordern bei solchen Lieferungen häufig außer dem Preis einen Aufschlag von 10 bis 20%, den sie mit Rüttel-, Schüttel- oder Schwindmaß bezeichnen.

In Berlin hatten die Kiehhändler vor etwa 1½ Jahren versucht, das Schüttelmaß durch die Industrie- und Handelskammer Berlin als „ortsüblich“ feststellen zu lassen. Dieser Feststellung haben die baugewerblichen Vertreter im Ausschuß der Kammer für Ziegel, Steine usw. widersprochen. Der Versuch einer Verständigung der Berliner baugewerblichen Verbände mit den Kieslieferanten über die beim Kauf von Kies einzuhaltenden Grundsätze führte nicht zum Ziel. Damit nun das Schüttelmaß nicht „stillschweigend“ eingebürgert wird und die Kiehhändler daraus später einen Ortsgebrauch herleiten können, haben die Berliner baugewerblichen Verbände ihren Mitgliedern empfohlen, die Verkaufs- und Lieferungsbedingungen der Kiehhändler, sofern sie einen Aufschlag für Einrüttelung vorsehen, zurückzuweisen und ausdrücklich zu vereinbaren, daß die Berechnung auf Grund des auf der Baustelle im Wagen ermittelten Aufmaßes ohne einen Zuschlag für Einrüttelung zu erfolgen hat.

Von den Kiehhändlern muß ebenso wie von jedem anderen Lieferer gefordert werden, daß sie den Preis für ihre Ware frei Baustelle angeben. Das Maß der tatsächlichen Einrüttelung, das sehr verschieden ist, müssen die Kiehhändler nach dem zurückzulegenden Wege selbst ermitteln. Sie sind danach in der Lage, einen Preis frei Baustelle ohne Rüttelmaßzuschlag anzugeben.

Beanstandete Baustoffe dürfen nicht ohne weiteres dem Baustoffhändler zurückgesandt werden, sondern sind ihm vorher zur Verfügung zu stellen. (Gerichtliches Gutachten der Industrie- und Handelskammer Berlin, C 25 848/28 — XII A 4 —.) Im gesamten Baustoffhandel ist es allgemein üblich, daß beanstandete Baustofflieferungen dem Verkäufer zur Verfügung gestellt werden und die umgebenden Dispositionen des Verkäufers abgewartet werden. Von einem Recht des Käufers, beanstandete Baustoffe ohne vorherige Zurverfügungstellung ohne weiteres an den Verkäufer zurückzusenden, kann im Verkehr zwischen Baustoffindustrie und Baustoffhandel nicht die Rede sein.

Verteilung der Behördenaufträge an die Wirtschaft. Der Reichswirtschaftsrat hat sich im vergangenen Herbst mit der Frage beschäftigt, wie die Behördenaufträge als Ausgleich gegenüber fehlenden Aufträgen der Wirtschaft in Depressionszeiten zu verteilen seien. Es handelt sich dabei im wesentlichen um die Bauaufträge. In dem Gutachten des Reichswirtschaftsrats an die Reichsregierung wird vorgeschlagen, eine Stelle zu schaffen, der Mitteilungen über Art, Menge, Preis, Lieferfirmen, Lieferzeit und die wichtigsten Lieferungsbedingungen zugehen sollen. Die Behördenbeschaffungsstellen im Reich und in den Ländern sollen mit Vertretern der wirtschaftlichen Organisationen besprechen, wie die öffentlichen Aufträge wirtschaftlich am zweckmäßigsten vorbereitet werden. Auch für große Gemeinden sollen solche Besprechungen der Stadtverwaltung mit den Reichs- und Länderbehörden stattfinden. Durch haushaltsrechtliche Bestimmungen soll ein Ausgleich zur zweckmäßigen Verteilung der Aufträge geschaffen werden. Auf eine frühzeitige und gleichmäßige Verteilung der Bauvorhaben über das ganze Baujahr solle Bedacht genommen werden, und die Bauunterhaltungsarbeiten, die in der kühlen Jahreszeit ohne technische Nachteile ausgeführt werden können, auch in dieser Zeit vorgenommen werden. Durch lange Lieferfristen solle der Wirtschaft die Möglichkeit gegeben werden, die Aufträge zu den Zeiten auszuführen, in denen sie mit Privataufträgen ungenügend belastet ist.

Abgesehen davon, daß der erste Vorschlag — mit dessen Durchführung, insoweit Beschaffungen mit einem Wert über 20 000 M. und Bauaufträge in einem Wert über 50 000 M. in Frage kommen, inzwischen das Statistische Reichsamt beauftragt worden ist — eine rein bürokratisch statistische Maßnahme ohne praktische Auswirkung enthält, ist es fraglich, ob die Behörden, die mit ihren Baumaßnahmen in der Regel erst dann hervortreten, wenn die Dringlichkeit bereits ihren Höhepunkt erreicht hat, in der Lage sind, ihre Aufträge u. U. noch hinauszuschieben. Ein Vorgreifen auf später zu bewilligende Mittel, wie dem Reichswirtschaftsrat vorschwebt, ist bei der gespannten Finanzlage in Deutschland wohl auf absehbare Zeit ausgeschlossen. Selbst die dringend erwünschten weitsichtigen Bauprogramme — besonders für den Wohnungsbau — würden bei der Ausführung auf Schwierigkeiten stoßen, müßten aber in der Tat doch endlich einmal aufgestellt werden.

Bauverzögerung bei der Ausführung des Schiffshebewerks bei Niederfinow? Dem Vernehmen nach beabsichtigt das Reichsfinanzministerium die für die Aufnahme der Eisen und Maschinenbauarbeiten am Schiffshebewerk Niederfinow für das Rechnungsjahr 1929 vorgesehene Baurate in Höhe von 2½ Millionen Reichsmark im Interesse der Balancierung des Etats zu streichen.

Das Reich errichtet bei Niederfinow ein senkrechtes Schiffshebewerk als zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals, um Schiffe bis zu 1000 t Tragfähigkeit auf 36 m Höhe zu heben oder zu senken. Das Reich hat sich zu diesem Projekt entschlossen, weil die vorhandene Treppenschleuse schon in kurzer Zeit den Verkehr nicht mehr wird bewältigen können und ferner, weil die Sicherheit dieser Treppen-

schleuse durch ungünstige Baugrundverhältnisse ernstlich in Frage gestellt ist.

Der Verkehr auf dem Hohenzollernkanal ist jährlich durchschnittlich um 25% gestiegen. Es gingen 1927 durch den Kanal 2,1 Millionen Tonnen gegenüber 868 000 in den Jahren 1923/24. Zur Bewältigung des Verkehrs hat die Treppenschleuse schon jetzt sehr häufig eine zwanzig- und zeitweilig eine vierundzwanzigstündige Schicht einlegen müssen. Steigt der Verkehr in dem gleichen Ausmaß noch weiter, dann sind Stauungen unvermeidlich, sofern das Hebewerk nicht rechtzeitig fertiggestellt ist. Im Frühjahr 1927 mußte die Treppenschleuse für sechs Wochen stillgelegt werden, da infolge der unsicheren Untergrundverhältnisse sich Risse zeigten. Bei einer solchen Stauung kann aber nur ein geringer Teil des Verkehrs über den Finowkanal umgeleitet werden, nämlich nur für Schiffe unter 200 t. Vollständig zur Ruhe kommt in einem solchen Fall der Eilfrachtverkehr, der für den Hohenzollernkanal eine große Rolle spielt.

An einer ungestörten Verkehrsentwicklung sind aber die beteiligten Wirtschaftsgebiete, besonders Berlin und Stettin, auf das stärkste interessiert. Eine auch nur vorübergehende Einstellung der Bauarbeiten könnte leicht die unerwünschtesten Fernwirkungen auslösen.

Neben diesen verkehrspolitischen Bedenken sprechen aber auch finanzwirtschaftliche Erwägungen gegen eine Streichung der Baurate. Die bisher in dem Bauwerk investierten 10 Millionen Reichsmark würden zinslos bleiben, solange eine Verschiebung der Bautätigkeit eintritt; die Bauleitung mit ihren umfangreichen Büros und Einrichtungen, die Unterhaltung der reichsigen Bauhilfsmittel würde auch während des Stilliegens Unkosten verursachen. Dazu kämen wahrscheinlich noch gesteigerte Löhne und Materialpreise, so daß sich bei einer Verschiebung der Bauzeit um ein Jahr eine ganz beträchtliche Verteuerung des Baues ergäbe.

Endlich wären auch ungünstige Auswirkungen der Einstellung der Arbeit auf den allgemeinen Arbeitsmarkt unvermeidlich.

Im Sinne dieser Ausführungen hat die Industrie- und Handelskammer Berlin nach mündlicher Erörterung mit dem zuständigen Referenten in einer Eingabe das Reichsministerium um nochmalige Überprüfung der Angelegenheit gebeten. Dem Reichsverkehrsministerium wurde Abschrift der Eingabe mit der Bitte um Unterstützung zugeleitet. Ferner hat die Kammer Gelegenheit genommen, eine Reihe von Reichstagsabgeordneten für diese Angelegenheit zu interessieren.

Bauausführungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928. In dem von der Reichsbahn-Gesellschaft der Öffentlichkeit übergebenen Bericht über ihre Wirtschafts- und Betriebsführung im Jahre 1928 wird über die ausgeführten Bauarbeiten folgendes mitgeteilt:

„Im Oberbauwesen wurden 300 km auf Holzschwellen erneuert, also 4% aller Hauptgleise; das erforderte einen Geldaufwand allein für Stoffe von etwa 162 Mill. RM. Wegen der Geldlage war mehr zu tun nicht möglich, um die Rückstände aus der Kriegs- und Nachkriegszeit aufzuholen, die noch 7600 km betragen. Heute sind 17% der Betriebsgleise auf Hauptstrecken in Preuß.-Hessen über 18 Jahre alt, während in Baden 54% und in Bayern 50% der Gleise eine Liegedauer von 18 Jahren überschritten haben.“

Im Brückenbau wurde fleißig gearbeitet. Es wurden 75 eiserne Brücken, 3 steinerne Brücken und 6 Eisenbetonbrücken fertiggestellt. Allerdings konnten ganz große Brückenbauten nicht in Angriff genommen oder fertiggestellt werden. Für die geplanten Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau, die die bisherigen Schiffsbrücken ersetzen sollen, wurde ein öffentlicher Wettbewerb ausgeschrieben. Die Verstärkung von Brücken für die verstärkten Lastenzüge findet fortlaufend statt.

Der Neubau von Strecken wurde unter dem Druck der Finanzlage langsam weiterbetrieben. 14 neue Strecken mit insgesamt 218 km Länge konnten dem Verkehr übergeben werden. Mit Darlehen Dritter wurden neun Strecken mit insgesamt 173 km weitergebaut. Der mehrgleisige Ausbau von Strecken, der Umbau und die Erweiterung von Bahnhöfen und Hochbauten beschäftigte trotz aller Drosselung das Baugewerbe; sind doch allein für Neubauten ganz allgemein gerechnet in 1928 etwa 262 Mill. RM. ausgegeben worden.“

Handwerksnovelle zur Reichsgewerbeordnung vom Reichstag verabschiedet. (Vgl. Heft 52/1928 des „Bauingenieur“.) In der Reichstagsitzung am 4. Februar 1929 ist die Handwerksnovelle nunmehr in der vom volkswirtschaftlichen Ausschuß des Reichstages vorgelegten, gegenüber der Regierungsvorlage nur unerheblich geänderten Fassung in zweiter und dritter Lesung angenommen worden.

Das Gesetz zur Änderung der Reichsgewerbeordnung (Handwerksnovelle) wird damit in nächster Zeit veröffentlicht werden und in Kraft treten.

Für die Einbeziehung von Betrieben in die Handwerksorganisationen wird künftig der die „Handwerksrolle“ betreffende neue § 104o der Reichsgewerbeordnung maßgebend sein, welcher wie folgt lautet:

1. Die Handwerkskammer hat ein Verzeichnis zu führen, in das diejenigen Gewerbetreibenden einzutragen sind, die in dem Bezirke der Handwerkskammer selbständig ein Handwerk als stehendes Gewerbe ausüben (Handwerksrolle).

2. Ein Handwerksbetrieb, der mit einem Unternehmen der Industrie, des Handels oder der Landwirtschaft verbunden ist, wird nur dann in die Handwerksrolle eingetragen, wenn er dem Gesamtunternehmen gegenüber insoweit selbständig ist, daß in ihm nicht überwiegend Neuanfertigung, Änderungen und Reparaturen für das Gesamtunternehmen ausgeführt, sondern überwiegend Waren zum Absatz an Dritte auf Bestellung hergestellt oder handwerkliche Leistungen auf Bestellung Dritter bewirkt werden.

3. Aktiengesellschaften und Kommanditgesellschaften auf Aktien werden nicht in die Handwerksrolle eingetragen, es sei denn, daß es sich um Nebenbetriebe handelt, die nach Abs. 2 einzutragen sind.

4. Die Einsicht in die Handwerksrolle ist jedem gestattet.

5. Die Reichsregierung erläßt mit Zustimmung des Reichsrats Vorschriften darüber, wie die Handwerksrolle einzurichten ist.

Nach dem vorstehenden Gesetzeswortlaut kann u. E. die Eintragung größerer gemischter Bauunternehmungen in die Handwerksrolle nicht verlangt werden. Die einzelnen Teile einer Baufirma arbeiten in der Regel für das Gesamtunternehmen, so daß eine Zerschlagung der Gesamtfirma in handwerkliche (Hochbau-)Abteilungen und industrielle (Eisenbeton- und Tiefbau-)Abteilungen nicht zulässig erscheint. Immerhin wird es sich empfehlen, bei dem die Hochbauarbeiten ausführenden Betriebsteilen der Firmen nicht von „Abteilungen“ zu sprechen, weil sonst von den Handwerksorganisationen geltend gemacht werden könnte, es lägen gegenüber den verschiedenen Gesamtunternehmen selbständige Handwerksbetriebe vor, die handwerkliche Leistungen auf Bestellungen Dritter bewirkten.

Hinsichtlich der ersten Auslegung der „Handwerksrolle“ bestimmt das Gesetz, daß die Handwerkskammern ein alphabetisches Verzeichnis derjenigen Gewerbetreibenden, die sie in die Handwerksrolle einzutragen beabsichtigen, während eines Monats öffentlich auszulegen und die Auslegung mit dem Hinweis dreimal öffentlich bekanntzugeben haben, daß die Eintragung in die Handwerksrolle erfolgen werde, wenn nicht binnen einer Frist von drei Monaten seit der Beendigung der Auslegung Einspruch bei der Handwerkskammer eingelegt werde.

Der Reichstarifvertrag für das Baugewerbe. Der Reichstarifvertrag für das Baugewerbe läuft am 31. März d. Js. ab. Verhandlungen über einen Neuabschluß sind im Gange.

Die Arbeitsmarktlage im Reich. Nach den Berichten der Landesarbeitsämter. (Berichtswoche vom 4. bis 9. Februar 1929.) Der ungewöhnlich strenge und anhaltende Winter übt auf den ohnehin geschwächten Arbeitsmarkt den ungünstigsten Einfluß aus. Er greift nicht nur tiefer in die betroffenen Berufsarten ein, sondern erweitert ihren Kreis noch ständig. Die Außenarbeiten liegen fast völlig still; sogar Abraumbetriebe im Braunkohlenbergbau sind geschlossen. Holz- und Metallindustrie leiden unter der langen Arbeitsruhe im Baugewerbe. Schneeverwehungen behindern Holzschlag und Holzabfuhr. Durch die Vereisung der Wasserstraßen ruhen nicht nur Schifffahrt und Hafenverkehr, sondern vielfach auch der Transport unentbehrlicher Rohstoffe. So stieg die Arbeitslosigkeit in der Berichtswoche wieder stärker als in der Vorwoche an.

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben:

Die Lage im rheinisch-westfälischen Steinkohlenbergbau blieb in der Berichtswoche stabil. Doch haben sich die Versand-schwierigkeiten auf dem Wasserwege durch das Vereisen des Rheins und das Zufrieren der Kanäle noch gesteigert. Die Zahl der Feier-schichten stieg infolgedessen arbeitstäglich auf 13 429 gegen 7875 in der Vorwoche. — In den anderen Bergbaurevieren hielt der günstige Beschäftigungsstand ziemlich unverändert an; die Vermittlungs-tätigkeit für den sächsischen Steinkohlenbergbau war etwas reger, auch Ruhrbergleute wurden überführt; dagegen mußten im Braun-kohlenbergbau in manchen Bezirken Abraumbetriebe infolge der Kälte geschlossen werden.

In der Industrie der Steine und Erden nahm die Arbeits-losigkeit noch zu; auch Betriebe, die in früheren Jahren regelmäßig durcharbeiteten, stellten die Arbeit ein. So gaben besonders Ziegelei-betriebe, Steinbrüche und Zementwerke noch eine größere Anzahl von Arbeitskräften frei.

In der Metallwirtschaft war die Lage in hohem Grade un-einheitlich. Während in der Vorwoche die Anzeichen einer erneuten Festigung überwogen, nahmen anscheinend in der Berichtswoche die Zugänge an Arbeitslosen wieder stärker zu. Es fehlte allerdings auch nicht an einer ausgesprochenen Belebung der Vermittlungstätigkeit für einzelne Gewerbearten; so waren aufnahmefähig in Breslau der Waggonbau, in Berlin wieder Telephonbranche und Elektroindustrie, in Westfalen die Schwerindustrie, in Pommern, Niedersachsen und Nordmark die Werften; auch die Automobilindustrie stellte in mehreren Bezirken neue Kräfte ein.

Im Holz- und Schnitzstoffgewerbe haben die Sägewerke ihre Betriebe weiter stark eingeschränkt; die Bautischlerei blieb schwach beschäftigt; die Möbelindustrie war zwar in einzelnen Bezirken in geringem Umfange aufnahmefähig, neigte aber auch überwiegend zu weiterer Abschwächung.

Im Baugewerbe verhinderte die anhaltend strenge Kälte in der Berichtswoche eine Besserung der Arbeitsmarktlage und ließ stellenweise die große Zahl der vorhandenen Arbeitsuchenden weiter ansteigen.

Verschärft einsetzender Frost hatte zur Folge, daß die z. T. bereits wieder aufgenommenen Innenarbeiten erneut eingestellt wurden (Nordmark) oder Bauarbeiter aus vorübergehender Tätigkeit bei berufsfremden Außenarbeiten, z. B. aus der Forstwirtschaft (Schwaben), zur Entlassung kamen. In Westfalen ist die durch den Wechsel von leichterem und strengem Frost verursachte Fluktuation bei den unterstützten Bauarbeitern geringer geworden, vor allem des-halb, weil die Arbeitgeber bestrebt sind, die durch nur vorübergehende Beschäftigung von Bauarbeitern hervorgerufenen Büroarbeiten zu sparen.

Die Zahl der arbeitsuchenden Baufacharbeiter stieg in Mittel-deutschland um 1800 auf rd. 59 000. In Ostpreußen war am 1. Februar d. J. die Zahl der arbeitsuchenden Baufacharbeiter mit 15 860 um 3 540, die der arbeitsuchenden Bauhilfsarbeiter mit 17 200 um 3 800 höher als zur gleichen Zeit des Vorjahres.

PATENTBERICHT.

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

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 15. November 1928.

Kl. 5 a, Gr. 2. 468 889. Adolf Schäfer, Celle, Triftstr. 6. Seil-schwinge für Tiefbohrungen. 13. XII. 25. Sch 76 342.

Kl. 5 a, Gr. 4. 468 890. Maschinen- und Bohrgerätefabrik Alfred Wirth & Co. Komm.-Ges., Erkelenz, Rhld. Lagerung für Bohrschwengel. 28. IX. 27. M 101 434.

Kl. 5 a, Gr. 30. 468 939. Adolf Schäfer, Celle. Schlammbüchsen-schuh. 13. XII. 25. Sch 76 376.

Kl. 20 h, Gr. 5. 468 900. General Railway Signal Company, Rochester, New York, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte E. Herse, Kassel-Wilhelmshöhe, u. Dipl.-Ing. H. Hillecke, Berlin SW 61. Hemmvorrichtung für Eisenbahnzüge. 28. XI. 26. G 68 778. V. St. Amerika 30. XI. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. 468 901. Heinrich Christiansen, Pinneberg. Vor-richtung zum Fortbewegen von Wagen, insbes. Eisenbahn-wagen. 6. IV. 27. C 39 633.

Kl. 20 h, Gr. 7. 468 902. Heinrich Christiansen, Pinneberg. Vor-richtung zur Fortbewegung von Wagen, insbes. Eisenbahn-wagen. 6. V. 27. C 39 778.

Kl. 20 i, Gr. 4. 469 131. Schwäbische Hüttenwerke G. m. b. H., Werk Wasseralfingen, Wasseralfingen, Württbg. Doppel-klemmplatte für Schienen. 26. I. 28. Sch 85 235.

Kl. 20 i, Gr. 8. 469 042. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin- Tempelhof Colditzstr. 37—39. Weichenanordnung 16. I. 27. E. 2535. I

Kl. 20 i, Gr. 17. 468 904. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Ablaufanlage. 8. II. 28. S 84 016.

Kl. 20 i, Gr. 38. 468 945. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Company, Limited, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnsignal-einrichtung; Zus. z. Pat. 420 983. 11. V. 27. W 75 906. V. St. Amerika 18. V. 26.

Kl. 20 i, Gr. 41. 468 905. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Nachweis des Überfahrens eines auf Halt stehenden Steckensignals bei induktiver Zugbeeinflussung. 1. II. 28. S 83 884.

Kl. 35 b, Gr. 3. 468 975. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Wippkran mit waagrechttem Lastweg. 8. VII. 26. M 95 246.

Kl. 37 e, Gr. 11. 468 911. Dipl.-Ing. Hans Braun, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Rahmenzwinge für Schalwände. 28. XI. 26. B 128 458. Schweiz 31. XII. 25.

Kl. 42 c, Gr. 9. 469 023. Brock & Weymouth Incorporated, Philadelphia, Penns., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Landesvermessung, aus der Luft. 20. VI. 26. B 126 076. V. St. Amerika 23. VI. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. 468 871. John Gordon Ahlers, New York; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 50. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Betonmischungen. 23. XII. 26. A 49 575. V. St. Amerika 26. XII. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. 468 873. Frederick Morton, Lockwood Works, Lockwood, Huddersfield, York, England; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Pflasterblöcken. 8. IV. 27. M 99 269. Großbritannien 20. IV. 26.

Kl. 81 c, Gr. 124. 469 068. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Anlage zum Entladen von Eisenbahnwagen in Schiffe. 21. XI. 25. M 92 145.

Kl. 84 a, Gr. 5. 468 876. Max Gühne, Döbeln, Sa. Teichanlage mit Druckwasserspeisung. 2. XII. 26. G 68 843.

- Kl. 84 d, Gr. 1. 469 074. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck, Karlstr. Zweischieniges Fahrgestell zur gleichmäßigen Verteilung einer Einzellast auf fünf oder mehr paarweise durch Doppelschwinger zusammengefaßten Achsen für Bagger und ähnliche schwere Fahrzeuge. 28. II. 26. L 65 220.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 469 111. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Baggerkettenführung mit vier Führungsrollen. 27. II. 25. K 93 135.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 469 049. Friedrich Reimann, Baumaterialien-Großhandlung, Oranienburg b. Berlin, u. Franz Kulaß, Birkenwerder b. Berlin. Hausklärgrube. 22. II. 27. R 70 313.
- B. Erteilte Patente.
Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 47 vom 22. Nov. 1928.
- Kl. 19 a, Gr. 10. 469 384. Bruno Rutschke, Berlin-Reinickendorf, Eichhornstr. 13. Sicherungsvorrichtung für die Befestigungsschrauben beim Eisenbahnoberbau. 15. I. 27. W 74 784.
- Kl. 20 i, Gr. 38. 469 386. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin SW 61, Tempelhofer Ufer 23/24. Schaltung für selbsttätige Streckenblockung. 2. III. 27. O 16 330.
- Kl. 20 i, Gr. 39. 469 387. Daniel Weber, Neustadt, Haardt. Selbsttätige, von einem Zuge ein- und ausschaltbare Warnsignalanlage für Wegübergänge. 13. II. 27. W 76 838.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 469 230. Bayerische Berg-, Hütten- und Salzwerke Akt.-Ges. München. Drehschieberschluß, insbes. für Mischtröge von Betonmischmaschinen u. dgl. 13. IV. 26. B 124 949.
- Kl. 80 a, Gr. 43. 469 320. Beton-Bohr- und Preßgesellschaft m. b. H., Köln-Bickendorf, Widdersdorfer Str. 480. Verfahren und Vorrichtung zum Pressen von mit durchgehenden Höhlungen versehenen Körpern aus Beton oder ähnlichen Massen. 1. I. 25. M 87 786.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 469 009. Braunkohlen- und Märiket-Industrie Akt.-Ges., Werksdirektion Mückenberg, Mückenberg. Abraumförderbrücke. 23. XI. 26. B 128 495.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Methodische Einführung in die Grundbegriffe der Geologie. Von O. Schneider. Ferdinand Enke, Stuttgart 1928. Geheftet RM 3,80.

Das vorliegende Büchlein (177 S. mit 188 Abb.) soll und kann kein Lehrbuch der Geologie ersetzen. Es will den Anfänger mit den Vorstellungen, in denen der Geologe arbeitet, vertraut machen und zu einem Verständnis der in der Geologie geprägten Begriffe hinführen. Der Verfasser geht dabei in der Anordnung des Stoffes einen neuen Weg. An Hand des in der Natur Beobachtbaren werden die geologischen Vorstellungen gewonnen und die grundlegenden Begriffe erklärt. Das Buch bringt also keine systematische Aufeinanderfolge des Lehrstoffes.

In drei Hauptabschnitten werden die Zeiten, die Stoffe und die Formen, mit denen der Geologe es zu tun hat, behandelt. Der erste Abschnitt bringt u. a. auch für das Gebiet des Deutschen Reiches eine leichtverständliche Darstellung der zeitlichen Abfolge der erdgeschichtlichen Entwicklung, wenn auch natürlich nur in großen Zügen.

Beachtlich ist besonders der dritte Abschnitt, der die Formen der heutigen Landschaft in ihrer Abhängigkeit von dem geologischen Bau und der geologischen Geschichte an einer Reihe von Beispielen erläutert. Es werden besprochen: eine Diluvial- und Alluviallandschaft aus dem norddeutschen Flachland; eine Landschaft der Tertiärformation (Bitterfeld); der mitteldeutschen Trias (Meißner bei Kassel); der Steinkohlenformation (Westfalen); eines Granitmassivs mit seiner Schieferhülle (Strehlen), und schließlich eines Kettengebirges (Alpen).

Zahlreiche Profile, Kärtchen und Abbildungen aus der Natur erläutern den im allgemeinen verständlich und lebendig geschriebenen Text. Da das Buch für Anfänger geschrieben ist, muß auf korrekte Angaben im Text und in den Figuren und auf sorgfältige Beschränkung auf nur wirklich brauchbare Abbildungen ganz besonders geachtet

werden. In dieser Hinsicht könnte noch manches verbessert werden (z. B. Abb. 7, Fallwinkel). Alles in allem kann der Versuch, auf einem für den Laien und Anfänger leicht zugänglichen Wege zu den geologischen Erscheinungen der Erdoberfläche hingeführt zu werden, als gelungen bezeichnet werden. Einen Fortschritt bedeutet auch die Preisgestaltung des Büchleins, die seine Anschaffung für weiteste Kreise ermöglicht.
E. Rimann, Dresden.

Volkswirtschaftspolitik. Von Oberlandesgerichtsrat C. Schaeffer und Konsul z. D. Dr. H. Brode. 15.—20. Auflage. (Grundriß des privaten und öffentlichen Rechts sowie der Volkswirtschaftslehre, 17. Band.) Verlag von C. L. Hirschfeld, Leipzig. 206 Seiten. Kartonierte RM 4,50.

In dem bekannten und anerkannt guten Schaefferschen Grundriß ist die Volkswirtschaftspolitik in neuer Auflage erschienen. Sie ist in dankenswerter Weise durch einen Abschnitt über Wohnungs- und Baupolitik aus der Feder des früheren Düsseldorfer Oberbürgermeisters Dr. Oehler ergänzt. Im übrigen weist die Neuauflage die alten Vorzüge auf. Sie gliedert den weitschichtigen Stoff der Volkswirtschaftspolitik in außerordentlich übersichtlicher Weise, auch durch Hervorhebung der Gliederung im Druck. Das jeweils wesentliche wird in knappen und, was besonders zu betonen ist, begrifflich scharf formulierten Leitsätzen zusammengefaßt, die durch Erläuterungen (im Petitdruck) meist ausreichend und anreizend zu tieferem Eindringen verdeutlicht werden. Es ist mir kein Grundriß der Volkswirtschaftspolitik bekannt, der sowohl für die erste Orientierung, wie als Repetitorium, als Vademecum, in ähnlich trefflicher Weise sich eignete. Auch für den Entwurf von Vorträgen ist das Buch gut brauchbar.

Prof. Dr. Fr. Schäfer, Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Bauwissenschaftliche Vorträge.

1. Vorankündigung. Auf der diesjährigen Leipziger Frühjahrsmesse wird die Baumesse eine besondere Rolle spielen. Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat zusammen mit dem Institut für Baumaschinenwesen die wissenschaftliche Leitung der von Herrn Prof. Dr. Garbotz zusammengestellten Vorträge übernommen.

Die Bauwissenschaftlichen Vorträge finden am 10. März in den Vortragssälen der Baumesse statt.

10,30 Uhr: Prof. Dr. Garbotz, Berlin: „Betonmischen auf der Grundlage der Ergebnisse der neuesten Mischmaschinenuntersuchungen.“

Prof. Graf, Stuttgart: „Der Einfluß des Messens und Wägens der Zuschlagstoffe sowie des Wassers auf die Eigenschaften des Betons.“
Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremerhaven: „Die modernen Methoden zur Verarbeitung des Betons.“

2. Richtlinien für Vorträge technischen Inhalts. Vom Deutschen Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine in Zusammenarbeit mit der Technisch-Wissenschaftlichen Lehrmittellzentrale (TWL) sind „Richtlinien für Vorträge technischen Inhalts“ aufgestellt, auf welche wir hiermit verweisen.

Die Druckschrift ist durch die Geschäftsstelle Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus) zu beziehen.

Mitgliedbeitrag 1929.

Der diesjährige Mitgliedbeitrag für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist seit Januar 1929 fällig. Wir bitten unsere Mitglieder um baldige Überweisung auf unser Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329. Der Beitrag beträgt RM 10.—, für Mitglieder, die gleichzeitig dem VdI angehören, RM 7,50 und für Junioren (Studierende) RM 4.—.

Welcher Beruf wird nach der Reifeprüfung ergriffen?

Noch im Laufe dieses Monats findet an den höheren Schulen die Reifeprüfung statt. Die Entscheidung über den zu ergreifenden Beruf muß, soweit sie nicht schon getroffen ist, bald gefällt werden. Hierbei wird der Ratgeber für die Berufswahl „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ als Wegweiser sehr willkommen sein. Der Ratgeber ist dazu angetan, den Schülern und Abiturienten den Ernst der Wahl des Bauingenieurberufes vor Augen zu führen. Auch diejenigen, die sich von vornherein nach bestandener Reifeprüfung dem Bauingenieurwesen zuwenden wollen, werden es begrüßen, sich an Hand dieses Ratgebers über den Ausbildungsgang und die Eigenart des Berufes unterrichten zu können. Das kleine Heftchen ist durch die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zum Preise von 60 Pf. zu beziehen.