

DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

25. Oktober 1924

Heft 20

DIE EISENBAUTEN DER MESSHALLE 9 IN LEIPZIG UND DER LHL-HOCHBAUSTAHL.

Auszug aus dem Vortrag von Oberingenieur G. Hülsmeier, Riesa, auf der Tagung des Bezirksvereins Deutscher Diplomingenieure und des Sächsischen Ingenieur- und Architektenvereins, Leipzig, am 26. Mai 1924.

Berichterstatter: Baurat Dipl.-Ing. E. Franck, Leipzig.

Übersicht. Im Zusammenhang mit der nunmehr fertiggestellten Meßhalle 9 auf dem Ausstellungsgelände der Technischen Messe in Leipzig, der Halle der Schwerindustrie, bei welcher die Ausführung der Eisenbauten in dem neuen LHL-Stahl erfolgte, wird auf die Eigenschaften und Verwendungsmöglichkeit dieser hochwertigen Eisensorte eingegangen. Gleichzeitig werden weitere Großhallenentwürfe bei Ausführung in dem neuen Baustoff behandelt unter Hervorhebung der Tatsache, daß nunmehr die Freigabe des LHL-Hochbaustahls für den allgemeinen Handel erfolgt ist.

Das Ausstellungswesen mit seinen mannigfaltigen Darbietungen hat von jeher und allerorts besonders den Techniker auf den Plan gerufen. Stets galt es dabei, auf geeignetem Gelände das von allen Seiten herbeigebrachte Ausstellungsgut auf zweckmäßigste Weise in geeigneten Räumen unterzubringen und dem Auge des Besuchers vorzuführen. Während man sich in früheren Jahren jedoch größtenteils mit provisorischen Bauten einfacherer Art begnügte, die nach beendeter Aus-

und Gewerbes ein dauerndes Heim geschaffen werden sollte. Führend und anerkannt auf diesem Gebiet ist von jeher die Leipziger Messe gewesen, für welche seit 10 Jahren das ausgedehnte Gelände am Fuße des Völkerschlachtdenkmal, zu beiden Seiten der Straße des 18. Oktober, bereitgestellt wurde. In rascher Aufeinanderfolge sind dort zuletzt Halle 11 für Kraft- und Werkzeugmaschinenbau sowie Halle 10, das Haus der Elektrotechnik, erstanden; die jüngste, eine fast gigantische Schöpfung, wird nunmehr Halle 9 darstellen, in welcher die Erzeugnisse der deutschen Schwerindustrie den Messebesuchern künftig vor Augen geführt werden.

Durch die im wesentlichen fertiggestellte neue Riesenhalle mit rd. 20 m Höhe über Erdboden bei einer Gesamtlänge von 194 m, einer gesamten Breite von 83 m, die also im ganzen eine Grundfläche von rd. 16 000 qm bedeckt, hat das Ausstellungsgelände für die Technische Messe einen bemerkenswerten

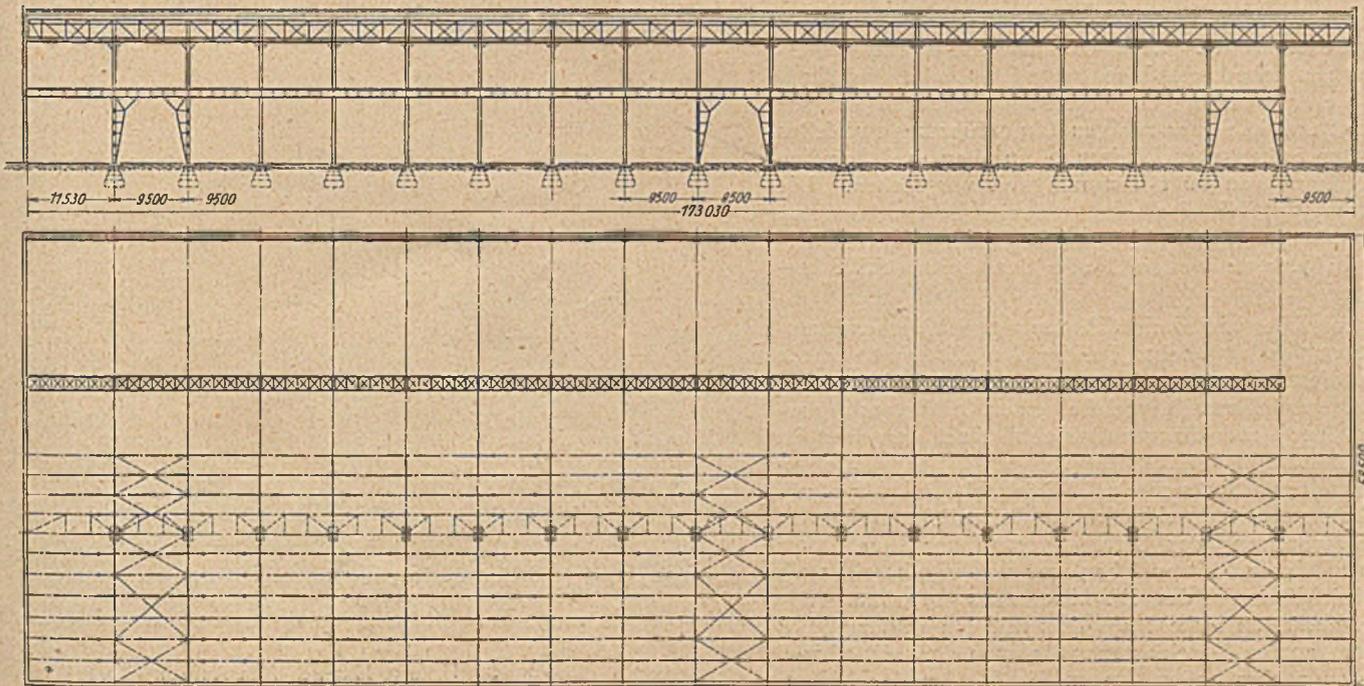
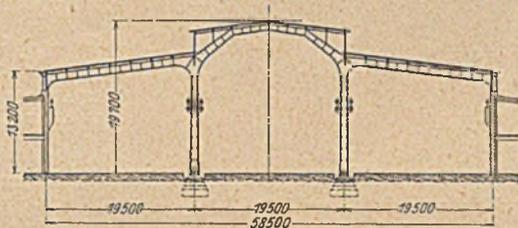


Abb. 1. Übersicht der Halle 9. Querschnitt, Längsschnitt, Grundriß.

stellung wieder abgebrochen und anderwärts verwendet wurden, ist man in neuerer Zeit dazu übergegangen, auf großen Geländen weiträumige Hallen mit festem und dauerndem Bestand zu schaffen. Neue große Aufgaben traten damit an Architekt und Ingenieur heran. In gesteigertem Maße zeigten sich diese Bedürfnisse in den bedeutenderen Messestädten, wie Leipzig, Breslau, Frankfurt a. M., wo den vielgestaltigen Erzeugnissen der Industrie, des Handels

Ausbau erfahren. Die Halle ist mit einem monumentalen Kopfbau bei großzügiger Linienführung und ruhiger Flächenwirkung ausgestattet. Der Hauptbau besteht aus einer 3schiffigen, mit hochragendem eisernen Tragwerk überspannten Mittelhalle von 173 m Länge und 58 m Breite, an die sich zu beiden Längsseiten niedrige Massivbauten aus Eisenbeton anschließen (Abb. 1). Von der ausführenden Firma, dem Lauchhammerwerk in Riesa, wurde in einem Son-

dervorschlage ein Mittelschiff von 26 m mit 2 Seitenschiffen von je 16,25 m Breite vorgesehen. Dadurch wurde entsprechend seiner größeren Höhe durch die aufgesetzte Laterne das Mittelschiff besonders herausgehoben und eine gute harmonische Abstufung erzielt. Die bauliche Gliederung der Halle war so gedacht, daß die Binder der Seitenschiffe auf

Die Dachhaut besteht aus einer eisenbewehrten Hohlsteindecke nach der Bauweise Zomak und wird zu ihrem Schutze mit Ruberoid abgedeckt. In jedem Schiff der Halle ist eine Kranbahn für einen 20-t-Kran vorgesehen. Die Stützen- und Binderteilung beträgt 9,50 m und demgemäß sind auch die Kranbahnen an den beiden mittleren Stützenreihen für diese Spannweite berechnet. Die äußeren Kranbahnen der Seitenschiffe sind in ihrer Mitte durch Eisenbetonkonsolen noch einmal abgestützt und dementsprechend leichter ausgeführt. Binder und Kranbahn bestehen aus Vollwandträgern, dagegen sind die vom Binderanschluß nach unten zu gespreizten Stützen als Rahmenträger ausgebildet, um einen freieren Durchblick durch die Halle zu gewähren, womit auch gleichzeitig eine ästhetisch befriedigende Lösung erzielt ist, nachdem die Binder, die in 13 m bzw. 19 m Höhe an sich schon verjüngt erscheinen, sich nur unwesentlich von der Dachhaut abheben (Abb. 3 und 4). Die Halle ist in ihrer Längsrichtung durch zwei lotrecht durchlaufende Ausdehnungsfugen in drei vollkommen getrennte Abschnitte geteilt, deren Längssteifigkeit durch je ein kräftiges Portal unterhalb der Kranbahn gesichert wird. Auch die Portale sind entsprechend den übrigen Baugliedern als Rahmenträger ausgebildet (Abb. 1 und 3).

Für das gesamte Hallentragwerk ist der von den Linke-Hofmann-Lauchhammer-Werken hergestellte Hochbaustahl verwendet worden, der gegenüber dem bisherigen Flußeisen eine 30 vH höhere Festigkeit besitzt. Auf diese Weise war es möglich, den gesamten Hallenaufbau mit dem verhältnismäßig geringen Gewichtsufwand von 530 t zu erstellen und gegenüber Flußeisen eine Ersparnis von 65 t zu erzielen. In Anbetracht der Erstauführung dieses Hallenbaues in dem neuen Baustahl kann diese Gewichtseinsparung bereits als ein

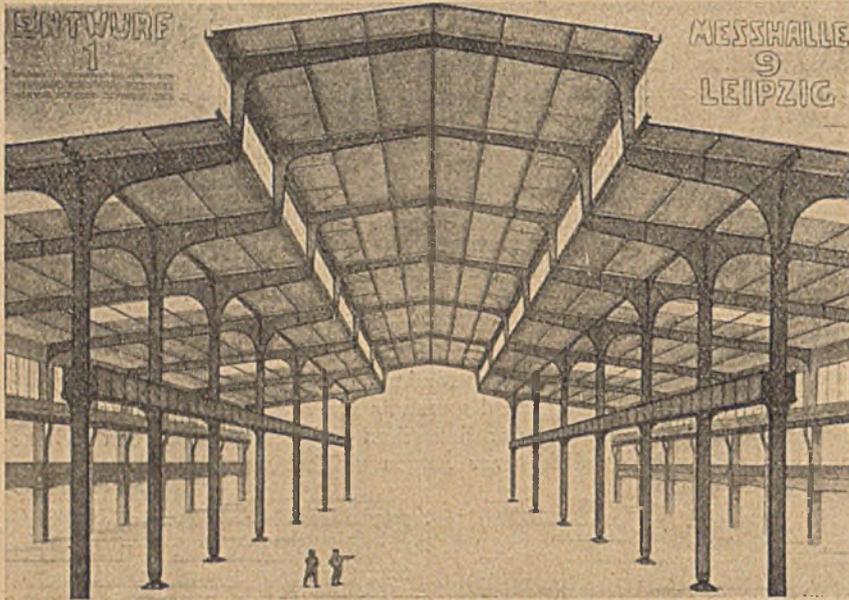


Abb. 2. Sondervorschlag für Halle 9.

den abschließenden Betonpfeilern der Außenwände fest gelagert sind und über die Pendelstützen zwischen Seiten- und Mittelschiff in dieses vorkragen. Die Enden der Kragarme nehmen die aus einem Dreigelenkbogen bestehende Laterne auf, welche auf die ganze Länge durchlaufend beiderseits 2,50 m hohe Lichtbänder zeigt (Abb. 2). Das Tragwerk dieses Vorschlages ist also vollkommen statisch bestimmt und in seiner ruhigen Linienführung zweifellos von guter ästhetischer Wirkung. In allen drei Schiffen waren Krane von 20 t Tragfähigkeit vorgesehen. Die Belichtung der Mittelhalle sollte durch die vorgenannten Lichtbänder im Mittelschiff und im übrigen durch Oberlichte in jedem zweiten Felde der Seitenschiffe gesehen.

Infolge der verhältnismäßig unwirtschaftlichen Platzausnutzung bei ungleicher Teilung der Mittelhalle wurde jedoch dieser Entwurf zugunsten der ausgeführten Anordnung zurückgestellt, welche, einen Kompromiß darstellend, der Ausführung entspricht. Nach derselben ist der Mittelbau in drei Schiffe von je 19,5 m Weite gegliedert, doch hebt sich das Mittelschiff wieder durch eine Laterne mit durchlaufenden Seitenlichtern hervor. Durch Anordnung der Lichtbänder in der Flucht der beiden mittleren Stützenreihen war von vornherein auch die Linienführung des Eisenüberbaues gegeben. Die Bauart desselben besteht aus dem mit den Fundamenten fest verspannten, geschlossenen Rahmen der Mittelhalle, in dessen auskragenden Armen die Binder der Seitenschiffe gelenkig gelagert sind (Gelenkanordnung s. Abb. 3 und 1). Die Seitenbinder sind auf den Betonpfeilern der abschließenden Außenwände beweglich gelagert, so daß die Winddrücke gegen den eisernen Hallenaufbau von diesem selbst aufgenommen werden. Die Belichtung der Halle erfolgt durch die obenerwähnten Lichtbänder und im übrigen durch Oberlichte in jedem zweiten Feld der Seitenschiffe. Die Pfetten bestehen aus kräftigen I. N. P.-Eisen, welche zur Unterstützung der Seitensteifigkeit des Binders mit diesem an First und Stützen durch starke Kopfbänder verbunden sind.

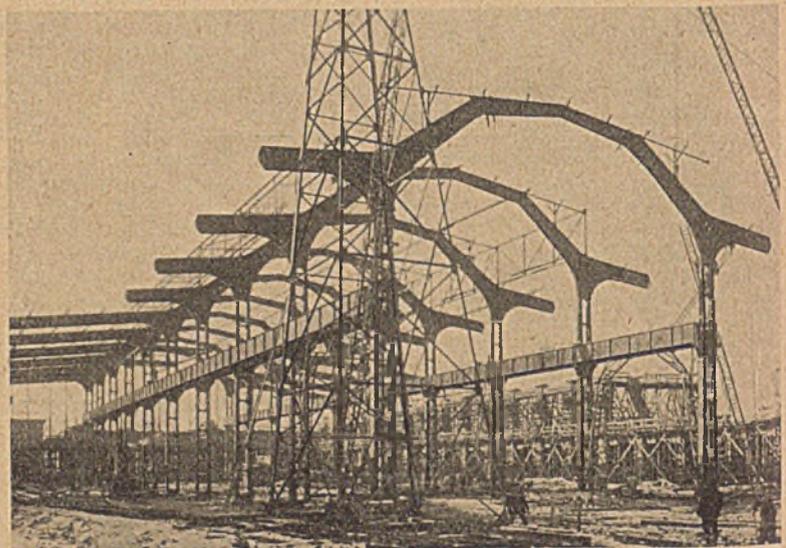


Abb. 3. Halle 9, Mittelschiff im Aufbau.

erfreuliches Zeichen für die weitere Einführung hochwertigen Flußeisens gedeutet werden. Da bei dieser Ausführung für eine größere Zahl weniger stark beanspruchter Teile, wie Bindeflacheisen, Futterstücke usw., noch gewöhnliches Flußeisen verwendet wurde, so trat hier ein bei weiteren Bauten voraussichtlich zu erzielender größerer Gewichtsunterschied zwischen früher und jetzt noch nicht in vollem Umfange in Erscheinung. Zweifellos wird bei späteren Hallenbauten die Gewichtseinsparung erheblich größer sein, sobald sämtliche

Bauteile durchweg aus gleichartigen Sorten hochwertiger Eisens zur Ausführung gelangen.

Die Aufstellung der Halle geschah unter Benutzung zweier eiserner Schwenkmaste, deren jeder eine Tragfähigkeit von 6 t besitzt und einen Raum von 30 m Halbmesser bestreichen kann. Der Zusammenbau selbst wurde so beschleunigt, daß in jeder Woche drei Binder mit Stützen und zugehörigen Kranträgern aufgestellt werden konnten. Allerdings sind infolge Frostwetters und der dadurch notwendigen Unterbrechung der Betonarbeiten Verzögerungen entstanden, so daß die Halle zur letzten Herbstmesse leider noch nicht ihrer Bestimmung zugeführt werden konnte.

Von denselben Eisenwerken in Riesa ist ein Entwurf für die unmittelbar daneben zu errichtende Ausstellungshalle 8 aufgestellt worden. Die Ausführung ist ebenfalls in LHL-Stahl gedacht, der Entwurf sieht auch hier eine dreischiffige Halle, jedoch mit großem Mittelschiff vor (Abb. 5). Die gesamt Hallenbreite soll $21,88 \text{ m} + \text{zweimal } 11,06 \text{ m} = 44,00 \text{ m}$, die größte Höhe 15,60 m betragen. Für eine reichliche Belichtung wird durch beiderseits drei treppenförmig angeordnete Oberlichte Sorge getragen. Im Gegensatz zu Halle 9 sind die beiden mit dem Tragwerk rahmenartig verbundenen Mittelstützen unten gelenkig gelagert, die über den Seitenschiffen vorkragenden Arme sind auf den gemauerten Umfassungswänden gestützt. Die äußere Erscheinung (s. Ansichtszeichnung) gibt das ruhige Bild eines terrassenartig ausgebildeten Dachaufbaues.

Auch die neue Meßhalle in Breslau, gleichfalls in LHL-Stahl geplant, weist im Entwurf eine ähnliche Gliederung wie die Leipziger Hallen auf. An ein besonders großes Mittelschiff von 29,6 m Breite schließen sich zwei kleinere Seitenschiffe von je 14,2 m an, woraus sich eine Gesamtbreite von 58,0 m, wie bei der Leipziger Halle 9, er-

Eine Ausführung in Nickelstahl oder Nickelchromstahl ist bisher nur auf einzelne Versuchsbauwerke beschränkt geblieben. Doch trat von Zeit zu Zeit erneut das ernste Bestreben auf, bei Bauwerken größerer Ausdehnung dem Anwachsen des Eigengewichtes und damit der Querschnitte eine Erhöhung der Spannungen durch Verwendung hochwertiger

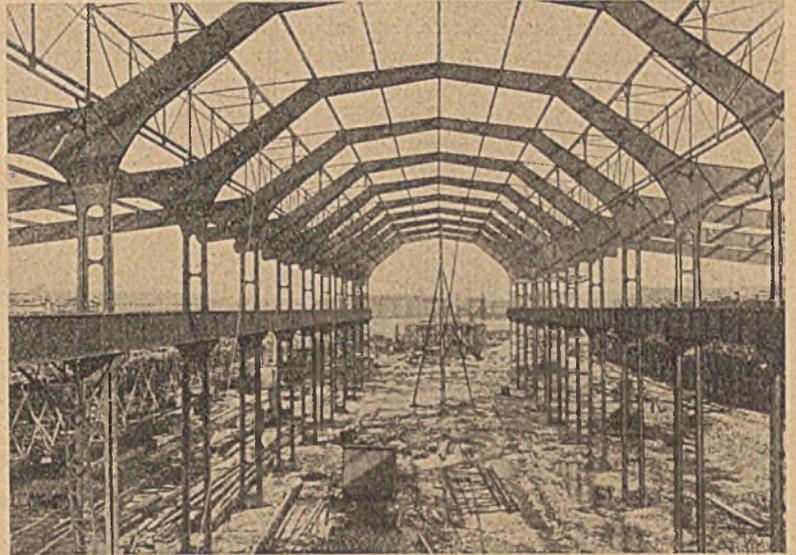


Abb. 4. Halle 9, Mittelschiff fertig.

Baustoffe entgegenzustellen. So wurde bereits im Jahre 1908, wie Baurat Dr.-Ing. Bohny, einer unserer geistvollen Führer auf dem Gebiet des Eisenbrückenbaues, in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ 1924, Heft 28, ausführt, die erste Nickel-

stahlbrücke in Deutschland, eine eingleisige Eisenbahnbrücke von 31,5 m Stützweite auf der Strecke Oberhausen—Dorsten, von der Gutehoffnungshütte gebaut. Später, in den Jahren 1913—15, ist die Straßenbrücke über den Rhein bei Köln, welche als Ersatz für die frühere Schiffbrücke zwischen Köln und Deutz erstellt wurde, zum größten Teil in Nickelchromstahl mit einem Nickelgehalt von 11 vH und einem Chromzuschlag von 0,5 vH von der Brückenbauanstalt Gustavsburg ausgeführt worden. Auch bei der Hindenburgbrücke in Berlin wurden die Hauptträger aus einem schwach genickelten Baustahl durch die Dortmunder Union hergestellt. Schließlich wird bei der im Bau

begriffenen dritten Elbbrücke bei Hamburg hochwertiges Flußeisen in erheblichem Umfang zur Verwendung gelangen.

Auch in hochwertigem Kohlenstoffstahl ohne besondere Zuschläge sind bisher nur ganz wenige Eisenbauwerke in Deutschland ausgeführt worden. Da die Bestrebungen, hochwertiges Eisen, kurz Stahl, im Eisenhoch- und Brückenbau zu verwenden, nicht neu sind, wie die obigen

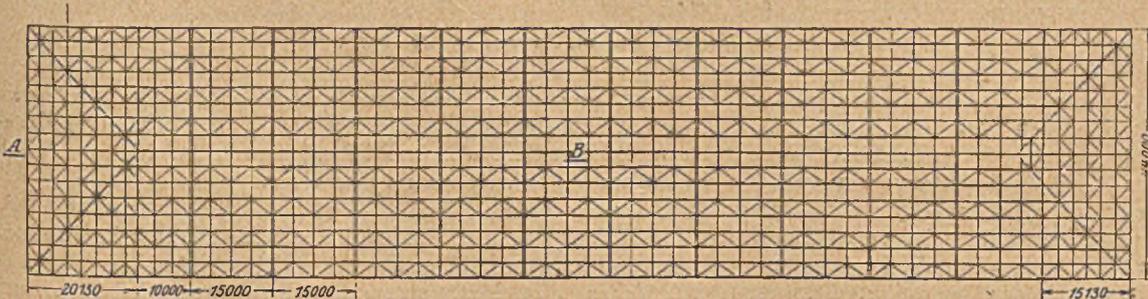
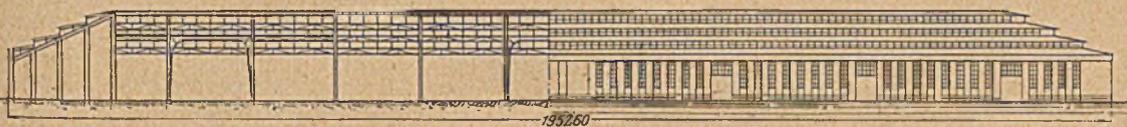
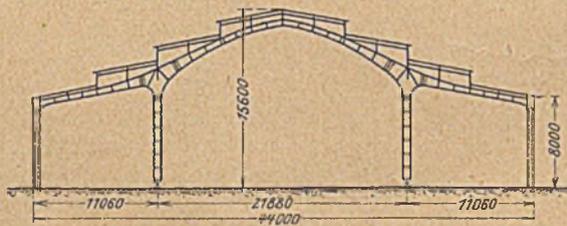


Abb. 5. Meßhalle 8, Leipzig. Entwurf in LHL-Stahl.

gibt. Auch hier sind beiderseits hohe, stufenförmige Lichtbänder vorgesehen. Kronenartig verleiht die in Hallenachse aufgesetzte Laterne dem Dach einen imposanten Abschluß (Abb. 6).

Als Regelbaustoff für die Ausführung von eisernen Brücken- und Hochbauten kommt gegenwärtig fast ausschließlich noch immer unser gewöhnliches Flußeisen in Betracht.

Beispiele zeigen, so ist der Kohlenstoffstahl der Lauchhammerwerke keineswegs eine Neuerfindung, sondern lediglich eine Verbesserung der bisherigen Eisenerzeugnisse. Es handelt sich also bei dem LHL-Stahl um einen reinen Kohlenstoffstahl ohne jede weiteren Zusätze. Der Gedanke zur Herstellung dieses Stahls ging aufbauend davon aus, daß das von dem LHL-Werk in Riesa bislang hergestellte Flußeisen, ein Siemens-Martin-Flußeisen, sich stets wegen seiner hohen Festigkeitseigenschaften auszeichnete, so daß es nahelag, diese an sich schon überragende Eisensorte noch zu verbessern, um dann zu höheren Beanspruchungen übergehen zu können. In enger Verbindung mit der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Dresden wurden in der Folge mit Unterstützung von Professor Dr.-Ing. Gehler eingehende Versuche vorgenommen mit dem Ziele, ein hochwertiges Eisen herzustellen, das in wirtschaftlicher Hinsicht ein Optimum darstellt. Das Ergebnis war schließlich ein Baustahl mit einer mittleren Streckgrenze Festigkeit von RDGOVC von etwa 31 kg/mm^2 , einer Festigkeit von etwa 55 kg/mm^2 und einer Mindestdehnung von rd. 20 vH.

Es galt nun vor allen Dingen, dieses verbesserte Güteeisen bei Behörden und Abnehmern zur Anerkennung zu bringen. Hierbei war auf der einen Seite mit der Staatseisenbahn als dem größten Abnehmer der Eisenbautragwerke in Verbindung zu treten, auf der anderen Seite mit den zuständigen Baupolizeibehörden und sonstigen maßgebenden Stellen.

Als erste Ausführung kam seinerzeit die Meßhalle 9 auf dem vorgenannten Ausstellungsgelände in Leipzig in Frage, und es gelang hier verhältnismäßig schnell, von der städtischen Baupolizei in Leipzig die erforderliche Genehmigung zur Verwendung des LHL-Hochbaustahls zu erhalten, nachdem Baudirektor Behrens sich im Walzwerk in Riesa bei zahlreichen Zerreißproben von der Güte desselben persönlich überzeugt hatte. — In seinem Ende Mai im Leipziger Ingenieur- und Architektenverein gehaltenen Vortrage über den hier behandelten Gegenstand verfehlte der Vortragende, Oberingenieur Hülsmeier vom Riesaer Werk, nicht, einerseits dem Weitblick der städtischen Baupolizei in Leipzig, andererseits auch der Ausstellungsleitung, Bankier Kroch, Baurat Käßler und Architekt Krämer, die gebührende Anerkennung zu zollen, die den walzwerktechnischen Fortschritten die Wege geebnet und sie in jeder Beziehung gefördert haben. Der stark besuchte, durch geeignete Bildarbeiten wirksam unterstützte Vortrag, an den sich eine lebhaft Aussprache schloß, ließ auch die große Aufmerksamkeit erkennen, die dem Gegenstand in allen technischen Fachkreisen entgegengebracht wird.

Das Reichsverkehrsministerium in Berlin hat seinerseits

ebenfalls eingehende Versuche durch das Materialprüfungsamt des Eisenbahn-Zentralamtes mit dem neuen Güteeisen vornehmen lassen, die derart günstige Ergebnisse zeigten, daß Geh. Ministerialrat Dr.-Ing. Schaper, als Brückenbaudezernent des Verkehrsministeriums, durch einen Runderlaß vom 11. 3. 24 an die Eisenbahndirektionen den LHL-Hochbaustahl für den Brücken- und Eisenhochbau als „vorzüglich geeignet“ zugelassen hat. Derselbe hat in den Fachkreisen und zwar sowohl in den Kreisen der Abnehmer als auch bei den Konkurrenzstahlwerken und Eisenbauwerkstätten großes Aufsehen erregt, so daß auf Grund von Besprechungen im Reichsverkehrsministerium zwischen den beteiligten Verbänden Anfang Mai d. J. beschlossen wurde, diesen Baustahl ganz allgemein für Eisenhoch- und Brückenbauten zuzulassen, wobei vom Verkehrsministerium die Abnahmevorschriften durch

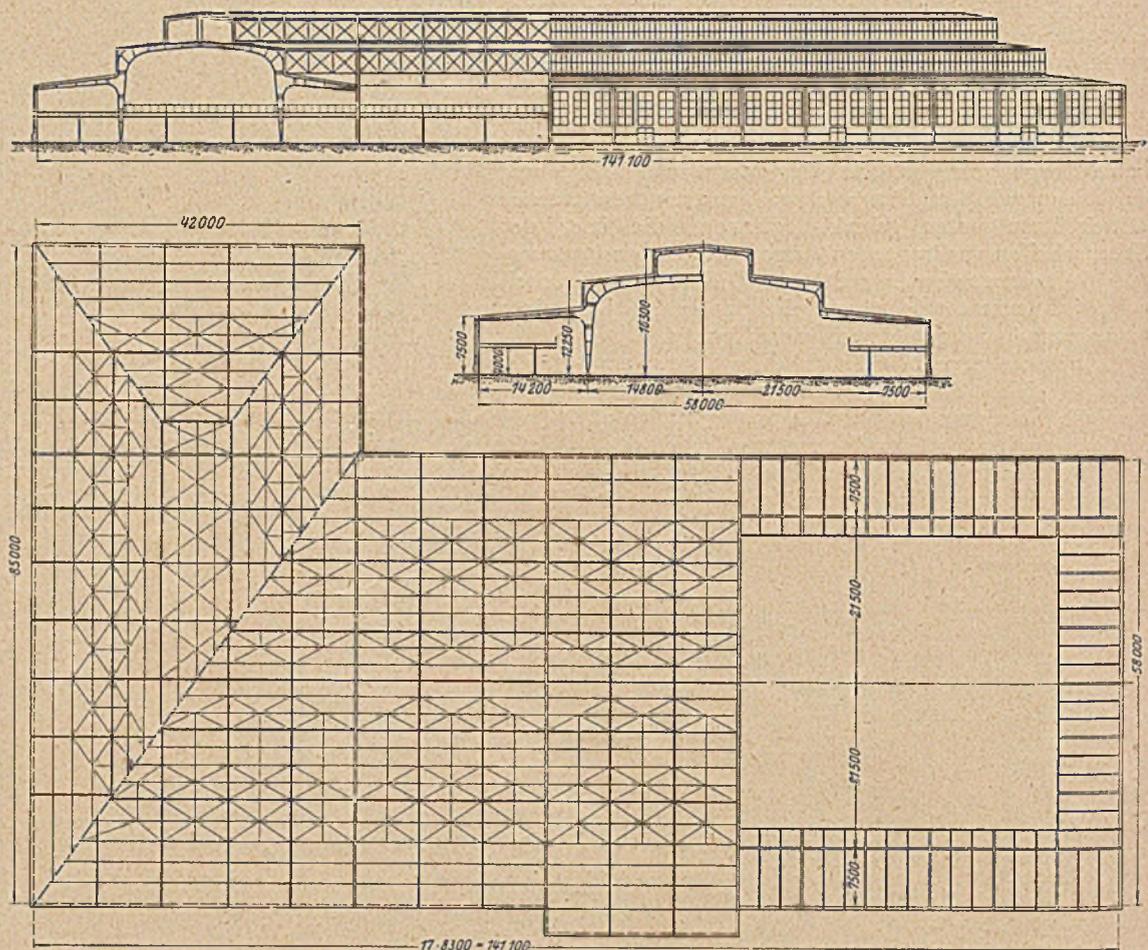


Abb. 6. Meßhalle Breslau, Entwurf in LHL-Stahl.

eine entsprechende Verfügung festgelegt wurden, nachdem sich die Stahlwerke bereiterklärt hatten, ein derartiges Güteeisen herzustellen, und die Eisenbauanstalten ihrerseits sich bereitfanden, es weiter zu verarbeiten.

Der Kernpunkt der Angelegenheit liegt darin, daß wir nun aus den in Deutschland vorhandenen Rohmaterialien einen hochwertigen Baustahl erzeugen, welcher gegenüber dem gewöhnlichen Flußeisen, entsprechend der zugelassenen, um 30 vH höheren Beanspruchung, Gewichtsparsnisse bis zu 20 vH ergibt. Zeigen doch eingehende, zahlenmäßige Untersuchungen von Dr.-Ing. Bohny (s. „Bautechnik“ 24, Heft 28), daß bei Eisenbahnbrücken aus hochgekohltem Baustahl größere Einsparungen erzielt werden können als bei solchem aus Nickelstahl. Es besteht kein Zweifel, daß die wirtschaftlichen Vorteile bei Anwendung des neuen LHL-Hochbaustahls späterhin deutlich in Erscheinung treten werden, sobald alle diesbezüglichen Erfahrungen planmäßig ausgewertet und das

Walzprogramm entsprechend ausgebaut sind. Über die Einzelheiten der Herstellung kann zurzeit Näheres noch nicht gesagt werden. Es besteht jedoch die Absicht, nachdem die Erfahrungen über die Herstellung, Bearbeitung und bauliche Ausnutzung des Riesaer Baustahls zu einem gewissen Abschluß gekommen sind, die Ergebnisse in Fachkreisen bekanntzugeben. — Außerdem ist hinsichtlich der bisherigen Handhabung und Verwendungsmöglichkeit desselben durch andere Eisenwerke insofern bereits eine Änderung eingetreten, als auf Grund der inzwischen abgeschlossenen Versuche die Freigabe des LHL-Hochbaustahls für den allgemeinen Handel erfolgt und somit jeder Verbraucher nunmehr in der Lage ist, sich von seinen technischen und wirtschaftlichen Vorzügen zu überzeugen.

Den Staatsbahnen und sonstigen öffentlichen Behörden wird es eine vornehme Pflicht sein, obengenannte Bestrebungen und wirtschaftliche Fortschritte nach jeder Richtung hin zu unterstützen. Gerade sie kommen für die praktische Ausnutzung derselben in erster Linie in Betracht. Die technische Eignung sowie die Wirtschaftlichkeit des neuen Baustoffs wird schon in allernächster Zeit in erheblichem Umfang bei den deutschen Reichsbahnen erprobt werden können. Letztere stehen nämlich vor der Aufgabe, eine große Anzahl eiserner Brückenüberbauten, die den erhöhten Anforderungen der neuen Betriebsmittel nicht mehr genügen, durch neue, stärkere zu ersetzen. Zweifellos wird der neue Baustoff die auf ihn gesetzten Erwartungen erfüllen und so der Deutschen Reichsbahn eine nennenswerte Ersparnis bringen.

Durch den heutigen scharfen Wettbewerb aller Länder in Europa und darüber hinaus werden wir zu derartigen Neuerungen Schritt für Schritt gezwungen. Auf allen Gebieten der Bauwelt werden in gegenwärtiger Zeit planmäßig die

größten Anstrengungen zur Verbesserung der jeweils in Frage kommenden Baustoffe gemacht. Die neuzeitlichen Holzbauweisen suchen die technischen Verwendungsmöglichkeiten ihrer Gebrauchsstoffe nach jeder Richtung hin zu verbessern, durch vervollkommnete Verfahren diese gegen Verbrennungs- und Fäulnisgefahr zu schützen sowie andererseits die Art der Ausführung und die dafür in Betracht kommenden Einzelteile zu vereinfachen, zu verbessern und zu verbilligen. Der Eisenbeton sucht seinen Grundstoff, den Zement, in jeder Weise und mit allen Mitteln zu veredeln. Die Güteeigenschaften des Portlandzementes, Portlandeiszementes, des Hochofen- und Erzzementes werden nach bester Erfahrung gehoben, um so den Erzeugnissen des Eisenbetons wiederum die Wege zu ebnet, damit er auch seinerseits auf dem Kampfplatz des Wettbewerbs sich eine hervorragende Stelle sichern kann. Für den Eisenbau stellt das Eisen den Grundstoff dar, und es ist die erste Pflicht und Aufgabe der dafür in Betracht kommenden Stellen, denselben ebenfalls nach jeder Richtung hin zu verbessern, weil so bei dem rastlosen Wettlauf das Eisen seine bisher führende Stelle verlieren würde, nicht zum Vorteil unserer ganzen Volkswirtschaft.

Wenn einerseits die englische und amerikanische Industrie mit ihren bedeutenden Errungenschaften auf technischem und wirtschaftlichem Gebiet, ihrer unablässigen Vervollkommnung in Stoff und Methode nach wie vor eine bedeutsame Rolle auf dem Weltmarkt spielen, wenn andererseits in unserem eigenen Vaterlande dank der ungünstigen wirtschaftlichen Verhältnisse unserer Zeit immer wieder zurückgestellte Aufgaben endlich ihrer Lösung entgegengeführt werden müssen, so wird insbesondere der deutsche Techniker dazu berufen sein, unserem Volke wieder diejenige Geltung im Rate der Nationen zu erringen, die es kraft seines Schaffensgeistes und Schaffenswillens verdient. —

BESTIMMUNG DER DURCHBIEGUNG VON TRÄGERN VERÄNDERLICHEN QUERSCHNITTS.

(Aus der Kiewer Brückenversuchsanstalt.)

Aus dem Russischen des Ingenieurs Bepalow in „Technika i Ekonomika“, 1923, Nr. 10, übertragen von Dr. Saller.

Auf die Frage der Krümmung von Balken veränderlichen Querschnitts, die ihrer Natur nach nichts Neues bietet, trifft man in der Ausübung hauptsächlich bei der rechnerischen Bestimmung der Durchbiegung von Brücken behufs Vergleichs mit Durchbiegungsgrößen, die bei Versuchen erhalten wurden. Die Lösung der Krümmungsgleichungen bei veränderlichem Balkenquerschnitt kann herbeigeführt werden 1. analytisch, 2. graphoanalytisch (nach dem Mohrschen Verfahren). Im ersteren Falle muß man viele Integrationskonstante bestimmen, was zu verwickelten Berechnungen führt, im zweiten Falle wird die zeichnerische Darstellung bei großer Anzahl der Querschnittsänderungen schwierig und erfordert viel Arbeit. Da die Aufgabe der Bestimmung der Durchbiegung eines durchgehenden Trägers auf dem Näherungswege, und zwar unter Vernachlässigung von Gitterwerk, Verbindungen und, was die Hauptsache ist, der Starrheit der Knoten gelöst wird, so kann man zu dieser Lösung nach dem Näherungsverfahren gelangen, indem man sich bei der Untersuchung der Krümmung eines Näherungsweges bedient¹⁾. Auf diese Weise sind auch die nachstehend gegebenen Formeln für die Bestimmung der Durchbiegung abgeleitet, vorläufig aber werden die Aufgaben der Durchbiegungsbestimmung auf dem gewöhnlichen Wege der Integration der Krümmungsgleichung gelöst, wenn die Veränderung des Trägheitsmomentes²⁾ vor sich geht 1. nach dem Gesetze der Geraden, 2. nach dem Parabelgesetz für die Fälle von Einzellasten und gleichmäßig verteilter Belastung.

Die allgemeine Krümmungsgleichung bei veränderlichem J_x ³⁾:

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{M_x}{E J_x},$$

in der M_x eine ganze rationale Funktion von x und J_x ist, kann ohne Schwierigkeit integriert werden, besonders wenn J_x eine Funktion nicht höher als vom vierten Grade ist: man

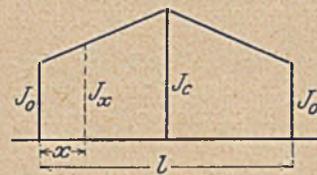


Abb. 1.

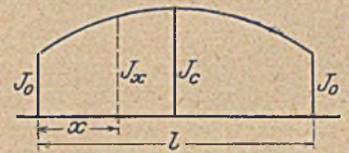


Abb. 2.

muß nach dem Integrationsverfahren der rationalen Brüche integrieren und Ausdrücke von dem Aussehen $A \lg(x - a)$ wiederholt integrieren. In den einzelnen Fällen nehmen die Gleichungen folgende Form an:

1. Für Veränderung von J nach dem Gesetz einer Geraden (Abb. 1):

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{M_x}{E J_0 (a_0 + a_1 x)} = \frac{M_x}{E J_0 \left(1 + \frac{2 a}{l} x\right)},$$

wo
$$a = \frac{J_c - J_0}{J_0} \cdot l.$$

³⁾ Der Index x zeigt die Abhängigkeit des J vom Abstand x , aber nicht der Achse an.

¹⁾ Vgl. die Arbeiten von S. P. Timoschenko.

²⁾ Unter Trägheitsmoment ist das der 2 Gurten zu verstehen.

2. Für Veränderung nach dem Parabelgesetz (Abb. 2):

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_x}{E J_0 (a_0 + a_1 x + a_2 x^2)} = \frac{M_x}{E J_0 \left[1 + \frac{4 a x}{l} (1-x) \right]}$$

wo
$$a = \frac{J_c - J_0}{J_0}$$

wobei unter J_0 das Trägheitsmoment an den Auflagern und unter J_c das in Trägermitte zu verstehen ist.

Indem man die Integration für den ersten Fall bei a) der Kraft P in Trägermitte und b) gleichmäßig verteilter Belastung ausführt, kann man folgende Ausdrücke für die Durchbiegung in Trägermitte erhalten:

1a) Trägheitsmoment nach einer Geraden, Last P in Trägermitte:

$$f_{max} = \frac{P l^3}{48 E J_0} \beta_1 = \frac{P l^3}{48 E J_f}, \text{ wo } J_f = \frac{J_0}{\beta_1}$$

Es bedeutet
$$\beta_1 = \left[\frac{3}{a^2} - \frac{1,5}{a} - \frac{3}{a^3} \lg(a+1) \right],$$

und bei kleinen Werten
$$a = \frac{J_c - J_0}{J_0}$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{3}{4} a + \frac{3}{5} a^2 - \frac{3}{6} a^3 + \frac{3}{7} a^4 - \dots \right)$$

1b) Das Trägheitsmoment ändert sich nach einer Geraden, die Last q ist gleichmäßig verteilt.

$$f_{max} = \frac{5 q l^4}{384 E J_0} \beta = \frac{5 q l^4}{384 E J_f}, \text{ wo } J_f = \frac{J_0}{\beta}$$

Der Wert

$$\beta = \left[-\frac{1,6}{a} + \frac{3,6}{a^2} + \frac{2,4}{a^3} + \frac{2,4(2a+1)}{a^4} \lg(a+1) \right],$$

und bei kleinen Werten
$$a = \frac{J_c - J_0}{J_0}$$

$$\beta = [1 - 0,72 a + 0,56 a^2 - 0,457 a^3 + 0,386 a^4 - 0,333 a^5, \dots]$$

Diese Werte β_1 und β sind im folgenden zusammengestellt:

Zusammenstellung 1.

$$f = \frac{P l^3}{48 E J_0} \beta_1 \text{ oder } f = \frac{5 q l^4}{384 E J_0} \beta$$

| Beziehung $\frac{J_c}{J_0}$ | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Werte β_1 | 1,000 | 0,931 | 0,870 | 0,731 | 0,579 | 0,481 | 0,412 |
| Werte β | 1,000 | 0,933 | 0,872 | 0,739 | 0,591 | 0,493 | 0,424 |

Wenn die Integrationen für den zweiten Fall der Veränderung des Trägheitsmomentes nach dem Parabelgesetz unter den zwei Voraussetzungen der Belastungen P und q ausgeführt werden, so erhält man:

2a) Trägheitsmoment nach der Parabel; Last P:

$$f_{max} = \frac{P l^3}{48 E J_0} B_1 = \frac{P l^3}{48 E J_f}, \text{ wo } J_f = \frac{J_0}{B_1}$$

und der Wert

$$B_1 = \frac{3}{2 a} \left(\frac{1 + \eta^2}{\eta} \lg \frac{\eta + 1}{\eta - 1} + 2 \lg \frac{\eta^2 - 1}{\eta^2} - 2 \right),$$

wobei zur Abkürzung bezeichnet:

$$\eta^2 = \frac{a + 1}{a}$$

Für kleine Werte a nach Entwicklung der Logarithmen in Reihen:

$$B_1 = \left[\frac{1}{a+1} + \frac{a}{10(a+1)^2} + \frac{a^2}{35(a+1)^3} + \dots \right]$$

2b) Trägheitsmoment nach der Parabel; Last q:

$$f_{max} = \frac{5 q l^4}{384 E J_0} B = \frac{5 q l^4}{384 E J_f}, \text{ wo } J_f = \frac{J_0}{B}$$

Der Wert

$$B = \frac{6}{5 a^2 \eta} \left(-a \eta + \lg \frac{\eta + 1}{\eta - 1} + \eta \lg \frac{\eta^2 - 1}{\eta^2} \right)$$

und für kleine Werte a nach Entwicklung der Logarithmen in Reihen:

$$B = \frac{6}{5} \left[-\frac{5+6a}{6(a+1)^2} + \frac{a}{15(a+1)^3} + \frac{a^2}{28(a+1)^4} + \frac{a^3}{45(a+1)^5} + \dots \right]$$

Einige Werte B und B_1 sind im folgenden zusammengestellt:

Zusammenstellung 2.

$$f = \frac{P l^3}{48 E J_0} \beta, \text{ oder } f = \frac{5 q l^4}{384 E J_0} \beta$$

| Beziehung $\frac{J_c}{J_0}$ | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,5 | 2,0 |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Werte B_1 | 1,000 | 0,918 | 0,847 | 0,693 | 0,530 |
| Werte B | 1,000 | 0,919 | 0,848 | 0,697 | 0,535 |

Der paarweise Vergleich der Werte β und β_1 , B und B_1 führt zu dem wichtigen Ergebnis, daß der Einfluß der Art der Belastung auf die Koeffizienten β und B des angenommenen Trägheitsmomentes unwesentlich ist und daß bis zu $\frac{J_c}{J_0} = 1,5$

der Unterschied nicht über 1 vH hinausgeht. Daraus folgt, daß, da die verteilte Belastung q einerseits und die konzentrierte Last P andererseits die Grenzarten der Belastung darstellen, der Austausch des Systems konzentrierter Lasten (eines Zuges) durch eine gleichwertige gleichmäßige Belastung einen noch kleineren Fehler gibt und daß daher bei der Berechnung der Durchbiegung unter einem Zuge der Übergang von in die betreffende kritische Stellung versetzten Zugs-einzellasten zu der entsprechenden gleichwertigen gleichmäßigen Belastung völlig zulässig ist. Zuweilen ist die Veränderung des Trägheitsmomentes des Querschnittes durchgehender Träger unbedeutend und dann ist die Benutzung der angeführten Formeln und der für sie bereitgestellten Tafeln am Platze. Als Beispiel verweisen wir auf die Bestimmung der Durchbiegung der Brücke bei der Station Griwan der Südwestbahnen mit L = 44,4 m Spannweite. Nimmt man die Veränderung des Trägheitsmomentes nach dem Gesetze einer Geraden an,

so erhalten wir die Beziehung $\frac{J_c}{J_0} = 2,24$, den Tafelwert $\beta = 0,54$;

die Durchbiegung $f = 2,78$ cm, ausgerechnet nach Mohr $f = 2,77$ cm.

Die Anwendung des gezeigten (genauen) Verfahrens wird durch den Umstand erschwert, daß die Veränderung des Trägheitsmomentes des Trägers von dem Gesetze der Geraden oder der Parabel abweicht und sich stufenweise vollzieht. Es ist daher nötig, an die Lösung der Frage auf dem Wege der näherungsweise Krümmungsuntersuchung heranzutreten. Die Anwendung dieses Verfahrens führt recht schnell zu den verlangten Ergebnissen und gestattet mit hohem Genauigkeitsgrade verwickeltere Aufgaben zu lösen. Behufs Anwendung des Verfahrens gehen wir von der ersten Annäherungsform der Krümmung aus:

$$y = f \sin \frac{\pi x}{l}$$

die völlig genügt, da der Träger gewöhnlich ein Balken ist, dessen Trägheitsmoment zur Mitte symmetrisch ist; von den Parametern der Krümmung ist für uns nur einer von Belang: f_{max} .

Im Falle des veränderlichen Balkenquerschnitts ist der Ausdruck für die potentielle Energie V folgender:

$$V = \frac{E J_0}{2} \int (y'')^2 \varphi(x) dx,$$

wobei unter $\varphi(x)$ das Gesetz der Veränderung des Trägheitsmomentes auf die Länge des Balkens zu verstehen ist.

Wenden wir das Verfahren auf die Untersuchung des Balkens an, im ersten Falle: das Trägheitsmoment nach dem Gesetz der Geraden (Abb. 1).

Bei $J_x = J_0 \left(1 + \frac{2ax}{l}\right)$

ist die potentielle Energie:

$$V = \frac{E J_0}{2} \int (y'')^2 \left(1 + \frac{2ax}{l}\right) dx$$

$$= \frac{E J_0}{2} f^2 \frac{\pi^4}{l^3} \left(\int_0^{\frac{l}{2}} \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx + \int_0^{\frac{l}{2}} x \sin \frac{\pi x}{l} dx \right),$$

und nach Ausführung der Integration:

$$V = \frac{E J_0 f^2 \pi^4}{4 l^3} \left[l + \frac{a}{2} \left(l + \frac{4}{\pi^2} \right) \right].$$

Dieser Ausdruck unterscheidet sich von dem gewöhnlich erhaltenen durch den Faktor

$$\left[1 + \frac{a}{2} \left(1 + \frac{4}{\pi^2} \right) \right],$$

woraus erhellt, daß

$$J_f = J_0 \left[1 + \frac{a}{2} \left(1 + \frac{4}{\pi^2} \right) \right].$$

Tatsächlich ist

$$\frac{\partial V}{\partial f} = \frac{E J_0 f \pi^4}{2 l^3} \left[1 + \frac{a}{2} \left(1 + \frac{4}{\pi^2} \right) \right].$$

Wenn $\frac{\partial V}{\partial f}$ in die Grundgleichung eingesetzt wird:

$$\frac{\partial V}{\partial f} = \sum P_i \sin \frac{\pi \xi}{l},$$

$$2 P l^3 \sin \frac{\pi \xi}{l}$$

so finden wir $f = \frac{P l^3 \sin \frac{\pi \xi}{l}}{\pi^4 E J_0 \left[1 + \frac{a}{2} \left(1 + \frac{4}{\pi^2} \right) \right]}$

und bei einer Last P im Abstand $\xi = \frac{l}{2}$:

$$f = \frac{P l^3}{48,7 E J_0 \left[1 + \frac{a}{2} \left(1 + \frac{4}{\pi^2} \right) \right]}$$

oder $J_f = J_0 \left[1 + \frac{a}{2} \left(1 + \frac{4}{\pi^2} \right) \right].$

Aus dem Vergleich mit früheren Ergebnissen erhellt, daß

$$\beta_1 = \frac{1}{1 + \frac{a}{2} \left(1 + \frac{4}{\pi^2} \right)} = \frac{1}{1 + 0,7026 a}$$

Die Zahlenprobe zeigt, daß der Unterschied zwischen β_1 , nach den zwei verschiedenen Arten berechnet, recht klein ist (gegen $1 - 2 \text{ vH}$).

Für praktische Berechnungen kann man setzen:

$$J_f = J_0 (1 + 0,7026 a) = 0,3 J_0 + 0,7 J_c.$$

Für den allgemeinsten Fall kann man annehmen, daß das Trägheitsmoment sich auf die Länge des Balkens willkürlich ändert; es genügt, wenn nur die Grundbedingung der Symmetrie zur Balkenmitte gewahrt ist. Bezeichnen wir mit J_k den veränderlichen Wert des Trägheitsmomentes und mit l_k den Abstand von den Grenzen der Querschnittsveränderungen.

Die Frage örtlicher Überbeanspruchungen bei der Veränderung des Balkenquerschnittes lassen wir offen.

Nach der Annahme (Abb. 3) kann der allgemeine Ausdruck für die potentielle Energie so angeschrieben werden:

$$V = \frac{2 E}{2} \sum_{k=1}^{k=n} J_{k-1} \int_{l_{k-1}}^{l_k} (y'')^2 dx.$$

Da aber $y = f \sin \frac{\pi x}{l}$,

so ist $V = \frac{E}{2} \sum_{k=1}^{k=n} \frac{f^2 \pi^4}{l^4} J_{k-1} \int_{l_{k-1}}^{l_k} \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx.$

Da für den Balken unveränderlichen Querschnitts

$$V = \frac{E J f^2 \pi^4}{4 l^4},$$

so kann man schließen, daß

$$J_f = \sum_{k=1}^{k=n} \frac{2 J_{k-1}}{l} \int_{l_{k-1}}^{l_k} \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx \dots \dots \dots (1)$$

Die Formel (1) gibt den allgemeinsten Ausdruck* für das angenommene Trägheitsmoment und die Lösung jeder Aufgabe über Durchbiegung durch Einsetzung des Wertes J_f für die Durchbiegung in die üblichen Formeln ist insoweit befriedigend, als die Anwendung des Näherungsverfahrens für einen beliebigen gegebenen Fall zulässig ist.

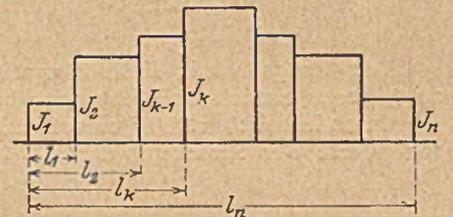


Abb. 3.

Zum besseren Verständnis integrieren wir nach dem Zeichen \sum und ersetzen die Sinusse durch den entsprechenden Ausdruck, dann ist

$$J_f = \sum_{k=1}^{k=n} \frac{J_{k-1} (l_k - l_{k-1})}{l}$$

$$- \frac{1}{\pi} \sum_{k=1}^{k=n} J_{k-1} \cos \frac{2\pi (l_k + l_{k-1})}{l} \sin \frac{2\pi (l_k - l_{k-1})}{l}.$$

Zur Erläuterung der Anwendung der Formel betrachten wir die Durchbiegung eines zusammenhängenden genieteten Balkens $l = 15 \text{ m}$; die Abstände zu den Grenzen der Querschnittsveränderung und die Trägheitsmomente sind in der Zusammenstellung gebracht, die die ganze Durchbiegungsberechnung abschließt.

| k | $J_{k/10^6}$ | l_k | $l_k - l_{k-1}$ | $l_k + l_{k-1}$ | $\cos \frac{\pi (l_k + l_{k-1})}{l}$ | $\sin \frac{\pi (l_k - l_{k-1})}{l}$ | $J_k (l_k - l_{k-1})$ | $J_k \cdot \sin$ |
|---|--------------|-------|-----------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|------------------|
| 1 | 0,997 | 2,075 | 2,075 | 2,075 | 0,907 | 0,421 | 2,022 | 0,373 |
| 2 | 1,313 | 3,275 | 1,200 | 5,350 | 0,434 | 0,249 | 1,575 | 0,142 |
| 3 | 1,658 | 7,500 | 4,225 | 10,775 | -0,663 | 0,774 | 7,000 | -0,852 |

$$\sum J_k (l_k - l_{k-1}) = 10,59$$

$$\sum J_k \cos \cdot \sin = -0,337$$

$$J_f = 2 \left(\frac{10,597}{15,0} + \frac{0,337}{\pi} \right) = 1,63 \cdot 10^6 \text{ cm}^4.$$

Wenn wir J_f in die gewöhnliche Durchbiegungsformel einsetzen, so erhalten wir $f_{\max} = 7,07$ mm, welcher Wert sich von dem nach gewöhnlichem zeichnerischem Verfahren bestimmten um 1 vH unterscheidet.

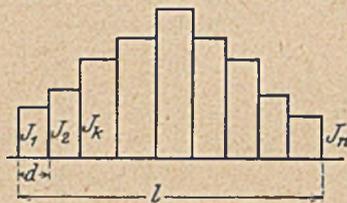


Abb. 4.

Es ist bequemer, für die Berechnung durchgehender Träger die Formel (1) umzuformen, indem man von dem Umstand Gebrauch macht, daß die Veränderung des Trägheitsmoments treppenabsatzweise erfolgt (Abb. 4).

Auf diese Weise ist:

$$l_k - l_{k-1} = d; \quad l_k + l_{k-1} = (2k - 1) d; \quad \frac{d}{l} = \frac{1}{n},$$

wobei n die Zahl der Treppenabsätze.

Nach den Einsetzungen erhalten wir eine einfache Formel, die wir als Grundlage für die Berechnung durchgehender Träger annehmen:

$$J_f = \sum_{k=1}^{k=n} \frac{J_k}{n} - \frac{\sin \frac{\pi}{n}}{\pi} \sum_{k=1}^{k=n} J_{k-1} \cos \frac{2k-1}{n} \pi$$

oder

$$J_f = \frac{J_1 + J_2 + \dots + J_n}{n} - \frac{\sin \frac{\pi}{n}}{\pi} \left(J_1 \cos \frac{\pi}{n} + J_2 \cos \frac{3\pi}{n} + J_3 \cos \frac{5\pi}{n} + \dots + J_n \cos \frac{2n-1}{n} \pi \right).$$

Das Rechnen mit dieser Formel ist, wie die Ausübung zeigt, recht einfach und gibt ganz befriedigende Ergebnisse. Insonderheit: 1. Für eine Brücke über den Fluß Psel, 181 Werst der Strecke Ljubotin-Woroschba bei 66,64 m

Spannweite — berechnete Durchbiegung $f = 30,6$ mm; beobachtet 32,5 mm.

2. Für eine Brücke bei Station Griwan der Südwestbahnen, mittlere Spannweite $L = 56,82$ m, Durchbiegung nach der Formel $f = 35,1$ mm, nach dem Mohrschen Verfahren $f = 36$ mm.

3. Für einen Viadukt der Bahn Warschau-Kalisch mit 87,48 m Spannweite, Durchbiegung nach der Formel $f = 40,46$ mm, gemessene Durchbiegung $f = 42-43$ mm.

4. Für eine Brücke über den Dnjepr der Linie Podol-Darniza, Spannweite 109,2 m, Durchbiegung nach der Formel $f = 39,6$ mm, mittlere beobachtete Durchbiegung $f = 40,5$ mm, und endlich

5. für eine Brücke über die Wolga bei Jaroslawl, Spannweite $l = 145,8$ m, Durchbiegung nach der Formel $f = 47,18$ mm, mittlere beobachtete Durchbiegung $f = 43,35$ mm.

Die durchgeführte Untersuchung führt zu folgenden Schlüssen:

1. Durch genaue Untersuchung ist festgestellt, daß der Einfluß der Belastungsart auf J_f unwesentlich ist. Es ist daher völlig zulässig, das Annäherungsverfahren anzuwenden.

2. Das Näherungsverfahren gibt eine allgemeine Lösung der Aufgabe und sehr einfache Ergebnisse für die einzelnen Fälle.

3. Die Gleichung $y = f \sin \frac{\pi}{l} x$, wobei ξ der Abstand zur wirkenden Kraft P ist, zeigt sich als Einflußlinie der Durchbiegung, weshalb sie nach Wunsch zur Auffindung der Durchbiegung unter Lasten, die auf die Spannweite verteilt sind, benutzt werden kann.

4. Die Genauigkeit des Verfahrens liegt in den Grenzen seiner praktischen Anwendung und der Umfang der Rechnung ist unvergleichlich kleiner als bei anderen Verfahren, weshalb die allgemeine Genauigkeit der Formel größer ist als die des zeichnerischen Verfahrens.

WETTBEWERB FÜR DEN NEUBAU DER HOHEN BRÜCKE IN ELBING.

Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.

(Fortsetzung von S. 606.)

II. Teil. Die zum Ankauf empfohlenen Entwürfe.

Außer den 4 preisgekrönten Entwürfen sind noch 4 Entwürfe vom Preisgericht zum Ankauf empfohlen worden.

Die Einfachheit und Zweckmäßigkeit dieser Lösung beruht hauptsächlich in der Wahl möglichst kleiner Öffnungsweiten und in der sorgfältigen Querschnittsdurchbildung

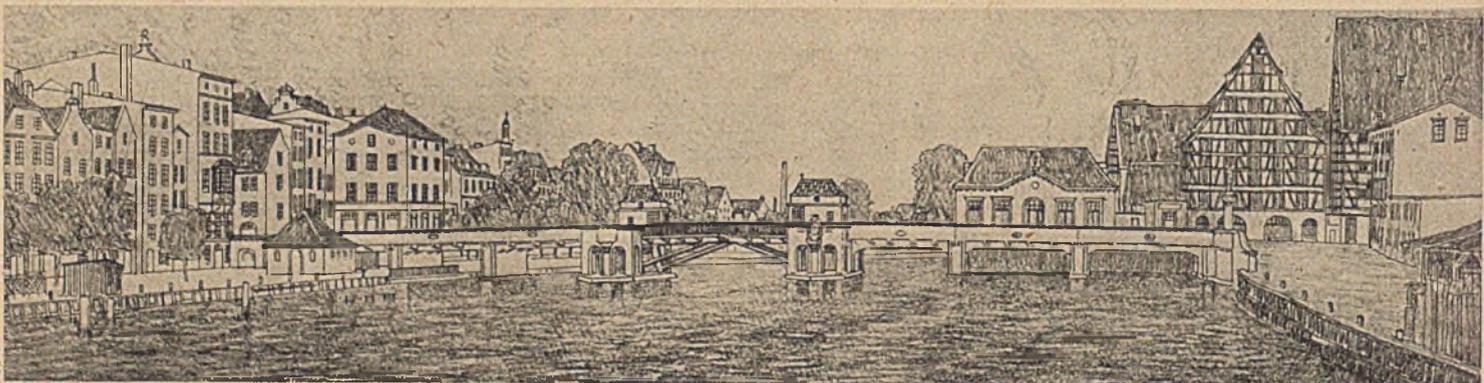


Abb. 23. Entwurf „Neptun“.

V. Entwurf (Ankauf I): Kennwort „Neptun“.

Verfasser: Kell & Löser A.-G., Dresden. Bearbeiter: Oberingenieur Schinke; für den architektonischen Entwurf: Schilling & Gräbner, Dresden.

Das Urteil des Preisgerichts lautet: „Mit Rücksicht auf die sehr sparsame und wirtschaftliche Lösung und auf die gute Linienführung wird der Entwurf ‚Neptun‘ dem Magistrat zum Ankauf empfohlen“.

(Abb. 23). An die Mittelöffnung, die durch eine zweiarmige Klapplösung nach dem System Schinke überdeckt wird, schließen sich am linken (westlichen) Ufer 3 Öffnungen zu 10,0 bis 10,25 m an und am rechten (östlichen) Ufer zu 7,80 bis 8,30 m, die sämtlich durch frei gestützte Rippenbalken aus Eisenbeton überdeckt sind (Abb. 24). Im Brückenquerschnitt (Abb. 25a) sind nur 4 Rippen angeordnet mit 1,75, 2,35 und 1,75 m Abstand. Die Fußwegplatten ruhen auf Konsolen

mit 2,05 m Ausladung, die die beiderseitigen Verlängerungen der lastverteilenden Querträger bilden. Vor dem Hause Druschke (Abb. 25 b) ist eine 3,50 m weite Fußwegöffnung mit einer vollen Eisenbetonplatte von 0,35 m Stärke überdeckt, wobei die Fußwegplatten durch besondere Randträger unter den Brüstungen gestützt sind.

Die vollwandige Eisenbetonbrüstung wirkt in der Brückenansicht (Abb. 23) als einheitliches Band, das von den Ufern

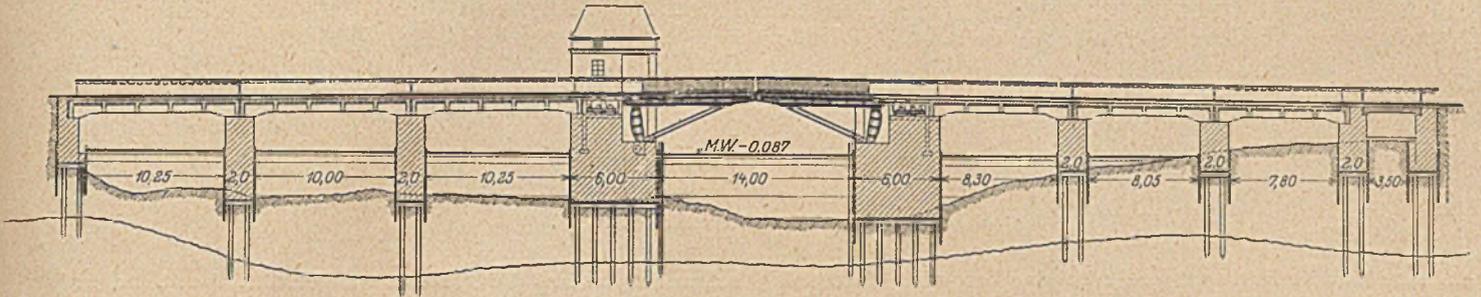


Abb. 24. Längsschnitt. Entwurf „Neptun“.

bis zu den mächtigen 6 m breiten Strompfeilern der Klappbrücke durchläuft. Der eine dieser Pfeiler trägt das Wärterhäuschen auf dem stromaufwärts liegenden Vorkopf, während es auf dem anderen Pfeiler stromabwärts angeordnet ist. Durch Auflösung des Mauerwerkes der Pfeilervorköpfe in eine Art Säulengang sind diese Aufbauten organisch mit den Pfeilern verbunden. An dem freien Pfeilerende gewährt jeweils eine Kanzel dem Brückenwärter freien Überblick über den Strom.

Entsprechend der schlichten und verhältnismäßig leichten Ausbildung des Tragwerkes ist auch die Pfeilergründung in einfachster altbewährter Weise vorgesehen, und zwar mit Holzpfählen zwischen hölzernen Spundwänden (Abb. 24). Die Pfähle werden in Sohlenhöhe abgeschnitten und ihre Köpfe mit Schwellrost verbunden, auf dem ein Bohlenbelag aufgebracht wird. Zum Schutze der Baugrube gegen Überfluten ragt die Spundwand zunächst 0,75 m über Mittelwasser

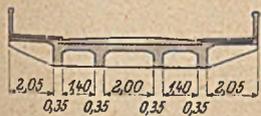


Abb. 25 a. Querschnitt in Trägermitte. Entwurf „Neptun“.

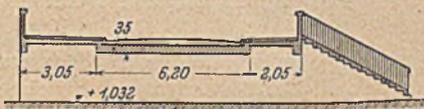


Abb. 25 b. Querschnitt am Hause Druschke. Entwurf „Neptun“.

empor und wird nach Ausführung des schichtenweise einzubringenden Pfeilerbetons (Mischungsverhältnis 1:12) auf Mittelwasserhöhe abgeschnitten. Das Pfeilermauerwerk über Mittelwasser ist zwischen Schalung zu betonieren.

VI. Entwurf (Ankauf II): Kennwort „Rhythmus“.

Verfasser: Huta, Hoch- und Tiefbau A.-G., Breslau. Mitarbeiter: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Architekt: Stadtbaumeister Richard Konwiarz.

Im Gegensatz zu der schlichten Auffassung der Lösung V sind die Kennzeichen dieses Entwurfes Großzügigkeit und möglichst monumentale Gestaltung. Die äußere Form der Brücke sollte nicht nur dem alten Stadtbild eine starke neue Note geben (Abb. 26 a), sondern zugleich der Auftakt für eine zukünftige großzügige Uferbebauung im Sinne unseres neuzeitlichen Städtebaues werden (Abb. 26 b). Mit der vorherrschenden wagerechten Linie der neuzeitlichen Geschäftshäuserblocks und den beiden Hochhäusern, die als Wächter der Brückenzufahrtsstraße emporragen, klingt die stark hervortretende wagerechte Schattenlinie vorzüglich zusammen, die durch die vollwandige Brüstung der ausgekragten Fußwege entsteht und durch keine Konsolschatten kleinlich unterbrochen wird. Hierzu würde allerdings eine mehrfache Unterteilung der Wasserspiegelfläche durch zahlreiche Zwischenpfeiler mit

kleinen Öffnungen durchaus nicht passen. Diese grundsätzliche Auffassung führt daher in zwingender Weise zu einer Gliederung in drei möglichst gleichweite Öffnungen. Durch dieses Bestreben ist es wohl auch zu erklären, daß bei diesem Entwurf die Öffnung der Klappbrücke von der geforderten Weite von 13,0 m auf 16,0 m vergrößert worden ist, was allerdings auch mit der künftigen starken Entwicklung des Schiffsverkehrs zu begründen ist. Bei einer Breite der Strom-

pfeiler von 3,85 m ergibt sich dann für die beiden Seitenöffnungen eine Lichtweite von 19,15 m (Abb. 27).

Um diese beiden Öffnungen mit Eisenbetonrippenbalken von nur 1,20 m Höhe in Balkenmitte überbrücken zu können,

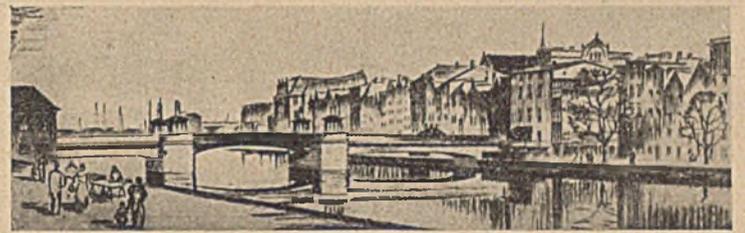


Abb. 26 a. Ansicht zur Jetztzeit. Entwurf „Rhythmus“.

sind diese Tragwerke jeweils an der Uferseite in kräftigen Eisenbetonwiderlagern eingespannt, während sie mittels Rollenlagern auf den Strompfeilern ruhen, so daß eine einfach statisch unbestimmte Grundform entsteht. Im Vergleich zu Rahmen oder Gewölben, die mit Rücksicht auf die Aufnahme des wagerechten Schubes bei dem vorliegenden Baugrund ausgeschlossen waren, bietet die vorliegende Lösung nicht nur den Vorteil lotrechter Stützkkräfte, sondern auch die Vermeidung von Zusatzspannungen bei gleichmäßiger Erwärmung,

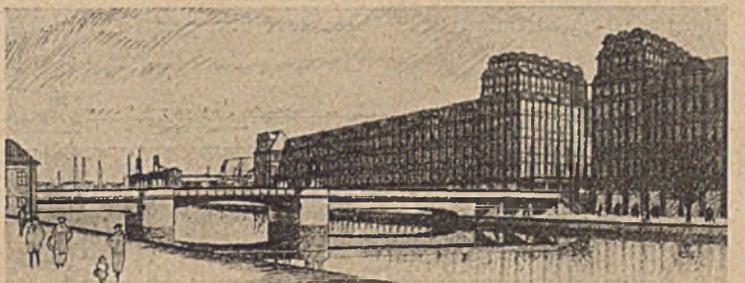


Abb. 26 b. Ansicht mit zukünftiger Uferbebauung. Entwurf „Rhythmus“.

falls die Lagerreibung vernachlässigt wird. Sollte nach Ausführung der Gründung ein nachteiliger Einfluß lotrechter Stützenverschiebung befürchtet werden, so kann durch Einfügen eines Gelenkes jeder dieser Träger in eine statisch bestimmte Grundform umgewandelt werden.

Um an der Einspannstelle die beträchtlichen negativen Biegemomente aufzunehmen, deren Größe für die Mittelbalken von $M = 273,2$ tm schon nach der Menge der Eiseninlagen im Trägerlängsschnitt (Abb. 28) beurteilt werden

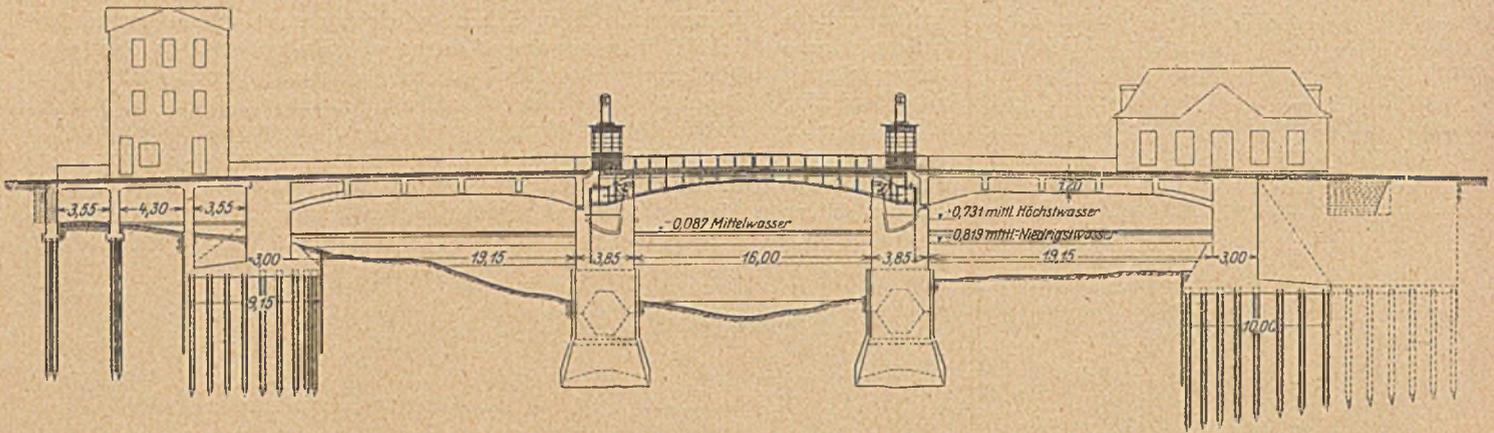


Abb. 27. Längsschnitt. Entwurf „Rhythmus“.

kann, sind hier die Hauptträger durch eine besondere untere als Druckgurt wirkende Platte mit einander verbunden. Das Feldmoment für die Mittelbalken wird durch diese Einspannung auf 113,9tm eingeschränkt. Der Brückenquerschnitt (Abb. 29) zeigt einen Abstand der 6 Rippen von nur 1,50 m.

Vor dem Hause Druschke sind 3 kleine Öffnungen von 4,30 m und 2·3,55 m Lichtweite vorgesehen, die mit einer vollen Eisenbetonplatte von 0,18 m Stärke überdeckt sind (Abb. 27). Der Zwischenpfeiler steht auf der 9,15 m breiten Grundplatte des großen Landwiderlagers. Sowohl hier wie vor allem auch bei der 10 m breiten Grundplatte des Widerlagers auf der anderen Stromseite wirkt die Erdlast als Gegengewicht zur Erzielung des erforderlichen Einspannungsmomentes.

Die Gründung der Landwiderlager (Abb. 27) ist auf Holzpfählen zwischen Spundwänden angenommen. Für die Strompfeiler sind offene Senkkästen aus Eisenbeton vorgesehen, die durch Querschotten ausgesteift sind (Abb. 30).

Bemerkenswert ist die starke Ausladung des aufgehenden Mauerwerkes von 1,8 m im Pfeilerlängsschnitt (Abb. 30). Als größter zulässiger Bodendruck wurde 2,4 kg/cm² angenommen.

In Abb. 31 sind die 4 Bauzustände dargestellt: Zustand 1: Der untere trichterförmige Teil von 5,0 m Höhe wird auf einem Holzgerüst an Ort und Stelle betoniert und mit 12 Spindel-

schrauben bis auf die Flußsohle abgesenkt. Zustand 2: Der obere 3,0 m hohe Teil des Senkkastens wird betoniert und der Brunnen unter Ausbaggerung des Bodens so weit abgesenkt,

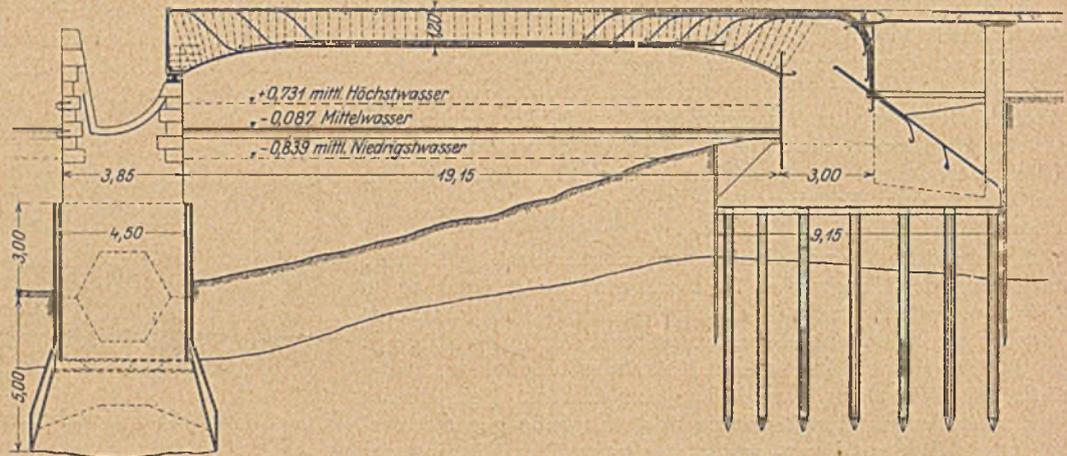


Abb. 28. Trägerlängsschnitt. Entwurf „Rhythmus“.

bis sein oberer Rand den Wasserspiegel nahezu erreicht. Zustand 3: Ein verzimmerter dicht schließender Holzaufsatz wird auf den Senkkasten aufgebaut, der das Eindringen des Wassers beim weiteren Absenken verhindert. Zustand 4: Sobald die Brunnenschnede den tragfähigen Baugrund erreicht hat und die Ausbaggerung beendet ist, wird der untere trichter-

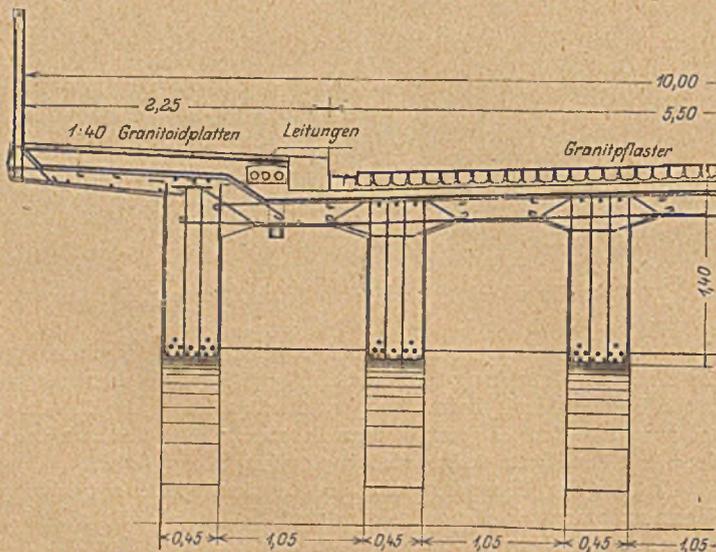


Abb. 29. Brückenquerschnitt. Entwurf „Rhythmus“.

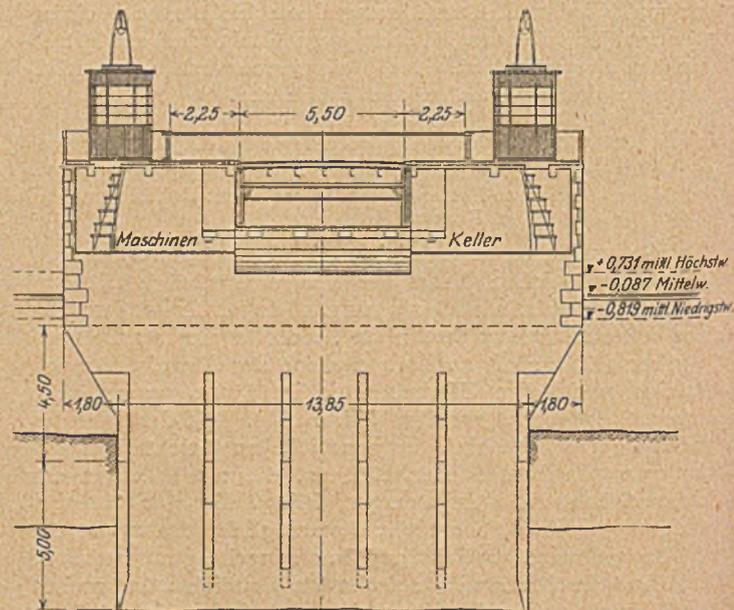


Abb. 30. Querschnitt durch einen Strompfeiler. Entwurf „Rhythmus“.

förmige Brunnenteil mit Schüttbodyen ausgefüllt und der übrige obere Teil im Trockenem betoniert, wobei der Holzaufsatz als Schalung dient und nach Erhärtung beseitigt wird.

Im Falle unvorhergesehener Hindernisse oder wesentlich tieferer Lage des tragfähigen Bodens kann auch noch nachträglich das Druckluftverfahren angewendet werden, sobald der untere Sinkkastenhohlraum durch Einziehen einer Eisenbetondecke zu einer dichten Arbeitskammer abgeschlossen worden ist.

Die gesamte Bauzeit ist auf 200 Arbeitstage veranschlagt.

VII. Entwurf (Ankauf III): Kennwort „Stadtbild“.

Verfasser: Friedrich Krupp A.-G., Rheinhausen (Niederrhein).

Auch dieser Entwurf zeichnet sich durch sehr sorgfältige und eingehende Durcharbeitung aus. Hinsichtlich der konstruktiven Gestaltung des Eisentragwerkes der festen Öffnungen

steht er zwischen den beiden preisgekrönten Entwürfen IIa („Freier Blick“ I, Linke-Hofmann-Lauchhammer A.G.) und IIb („Phönix“, Dortmund-Union).

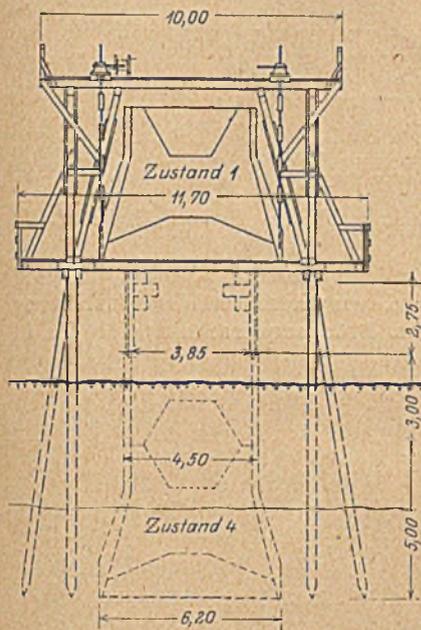


Abb. 31. Absenkung der Eisenbetonbrunnen. Entwurf „Rhythmus“.

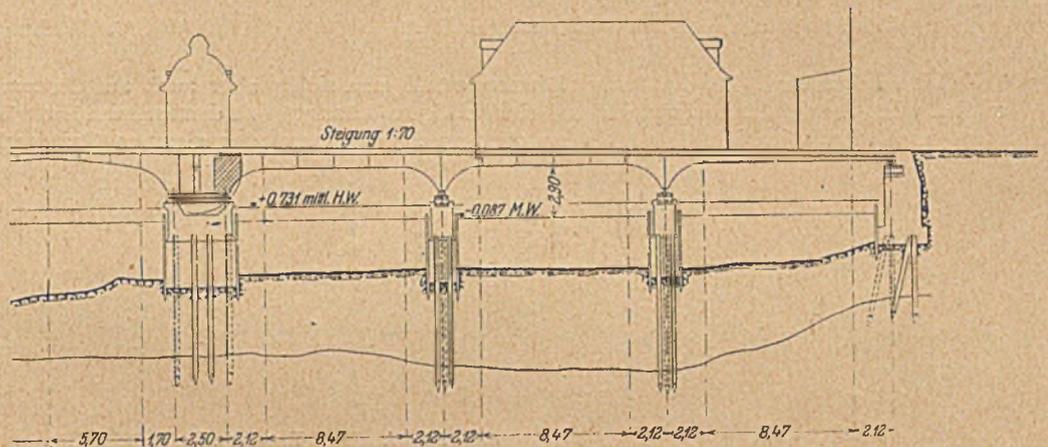


Abb. 33. Längsschnitt. Entwurf „Stadtbild“.

Dem ersteren gleicht er im Brückenlängsschnitt (Abb. 32 und 33). Wie dort sind die Hauptträger der festen Öffnungen als Auslegerträger ausgebildet. Der Brückenzug außerhalb der

nur gleich hohe Träger zu verwenden und ein gewissermaßen typisiertes Tragwerksgerippe vom Ufer aus vorzuschieben, mit allen bisher gebräuchlichen Gepflogenheiten eines liebevollen

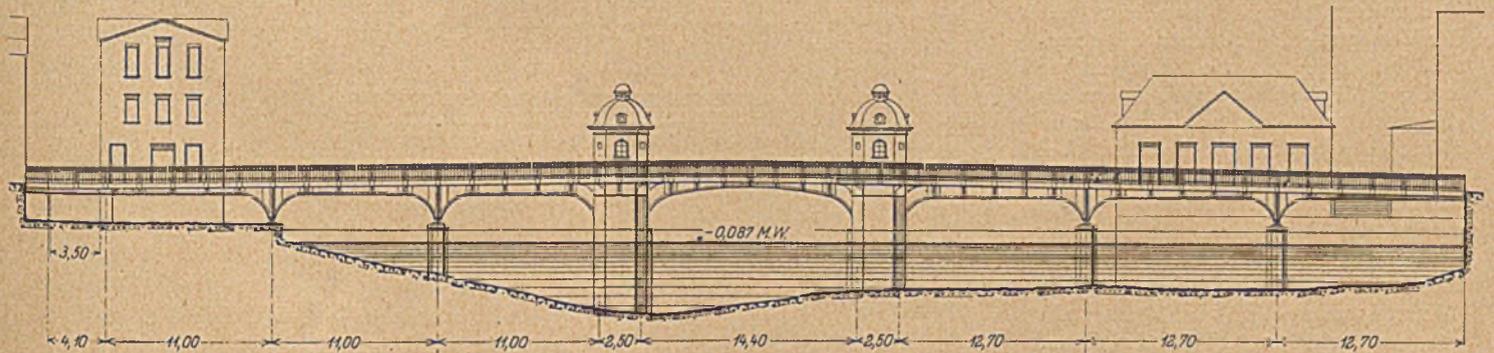


Abb. 32. Entwurf „Stadtbild“.

13 m weiten Klappbrücke ist hier jedoch streng gleichmäßig aufgeteilt in zwei in sich symmetrische Gebilde mit Stützweiten von 3.12,7 m im westlichen Teil und 3.11,0 m im östlichen Teile sowie 4,1 m für den Durchgang, während dort eine weitgehende Anpassung an die örtlichen Verhältnisse, also ungleiche Öffnungsweiten vorgezogen wurden. Die Gelenke befinden sich hier jeweils in der Mittelöffnung der dreifeldrigen Grundform, wobei die Stützweite der eingehängten Koppelträger 8,47 bzw. 6,6 m beträgt. Besonderer Wert wurde auf eine möglichst

Durchkonstruierens vollkommen bricht und lediglich den Grundsatz größter Wirtschaftlichkeit gelten läßt. Hier dagegen ist der Brückenquerschnitt, der ebenfalls eine Eisenbetonfahrtafel aufweist, zum Zwecke größter Materialersparnis aufs sorgfältigste durchgebildet. Von den 4 Hauptträgern liegen nur die beiden inneren unter der Fahrbahn, dagegen die beiden äußeren unter den Fußwegen und nutzen die verfügbare Bauhöhe aufs äußerste aus. Die aus INP 30 bestehenden Querträger werden mittels hoher Konsolen an die Hauptträger

angeschlossen und bilden mit den Längsträgern gleichen Profils einen zur Aufnahme der Eisenbetonplatte geeigneten Trägerrost, dessen Gefache rd 1,0 m breit und rd 2,0 m lang sind.

Über den Zwischenpfeilern sind die rd 2,0 bis 2,3 m hohen Blechträger durch einen Fachwerksverband wirkungsvoll ausgesteift (Abb. 35).

Für die Gründung sind in üblicher Weise Holzpfähle zwischen Spundwänden vorgesehen. Die Pfähle sind, um unbedingt sicher zu gehen, durch den Schüttbeton 1:8 im unteren Teile des Pfeilers bis zum Stampfbeton 1:5 im oberen

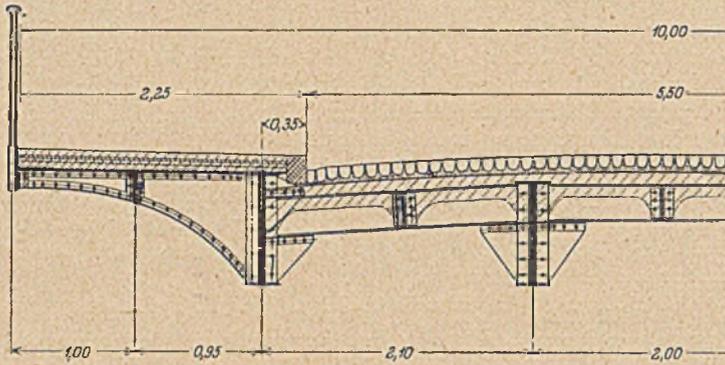


Abb. 34. Brückenquerschnitt. Entwurf „Stadtbild“.

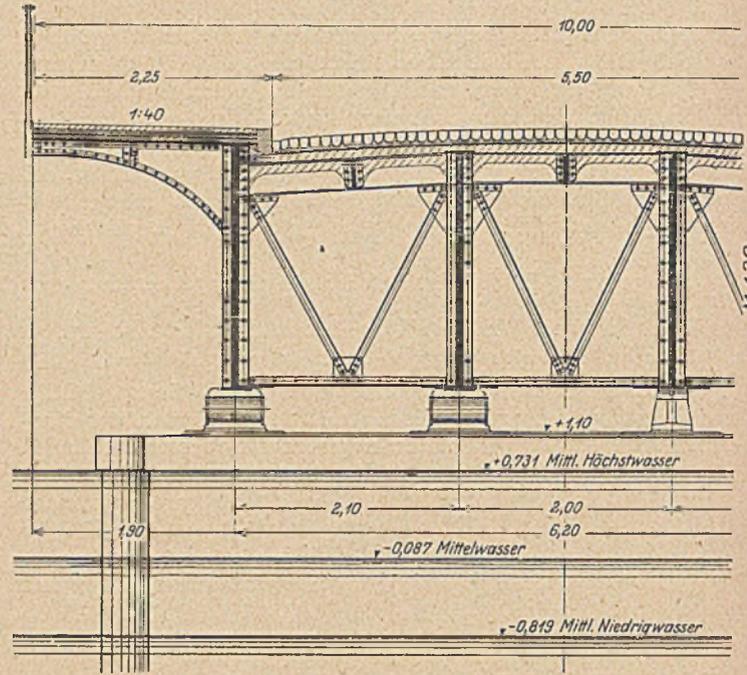


Abb. 35. Brückenquerschnitt am Pfeiler. Entwurf „Stadtbild“.

Teile hindurchgeführt. Bei der Bauausführung würde man sich m. E. wohl darauf beschränkt haben, eine billigere Lösung etwa nach dem Vorbilde der Abb. 24 oder 27 zu wählen.

aber auch auf der zwar sehr interessanten, aber im Vergleich zu den anderen Entwürfen weniger wirtschaftlichen Ausbildung des eisernen Tragwerkes im Brückenquerschnitt, für die in

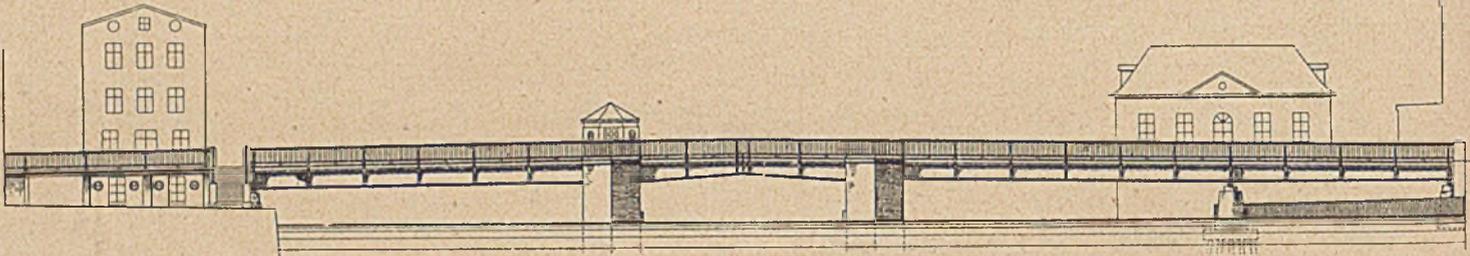


Abb. 36. Ansicht. Entwurf „Freier Blick III“.

Der Bauvorgang ist durch die Aufstellung der Überbauten im freien Vorbau gekennzeichnet. Begonnen wird mit der Gründung eines Klappenpfeilers und gleichzeitig mit der der kleinen Landpfeiler auf der östlichen Seite (Pfeiler 8 und 7). Der Vorbaukran beginnt dann hier mit der Verlegung der eisernen Überbauten, wobei jeweils die Koppelträger und die Stücke über den Pfeilern als ganzes versetzt werden. Die Gelenke dieser Auslegerträger werden bei diesem freien Vorbau vorübergehend verschraubt. In gleicher Weise erfolgt der Vorbau auf der anderen Stromseite und gleichzeitig die Montage der Klappbrücke, die auf festem Gerüst aufgestellt wird, um ein genaues Arbeiten zu gewährleisten.

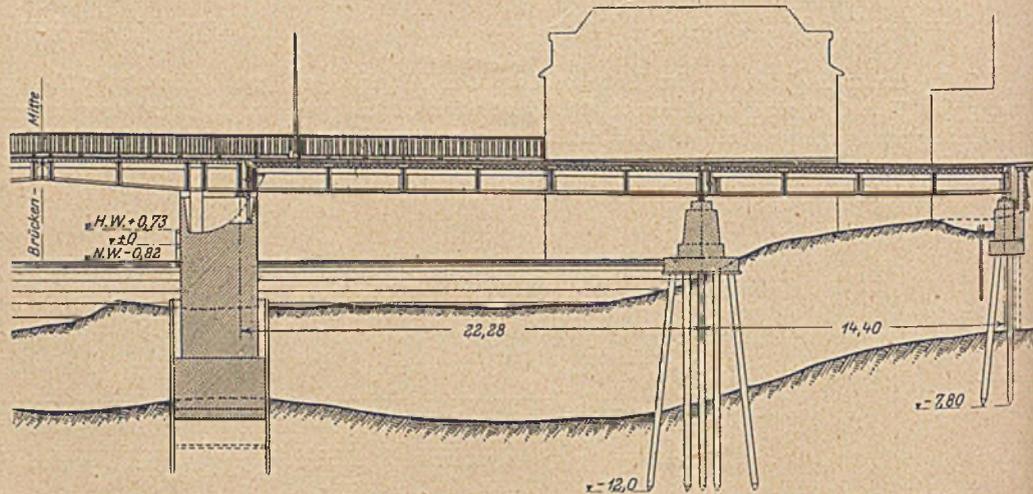


Abb. 37. Längsschnitt, westlicher Teil.

VIII. Entwurf (Ankauf IV): Kennwort „Freier Blick III.“

Verfasser: Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. M., in Gemeinschaft mit der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg.

Die Durcharbeitung der 3 von den Verfassern vorgelegten Entwürfe 1a, 1b und 2 auf 22 Zeichnungsblättern entspricht durchaus dem Rufe der beiden Verfasserfirmen, die sonst bei Wettbewerben stets an einer der ersten Stellen zu stehen gewohnt sind. Der verhältnismäßig bescheidene Erfolg in der Beurteilung durch das Preisgericht beruht wohl einmal auf der etwas gar zu schlichten äußeren Gestaltung (Abb. 36), sodann

erster Linie die möglichste Einschränkung der Bauhöhe, also die Erzielung einer möglichst großen Durchfahrts Höhe für den Schiffsverkehr, sowie die Vermeidung von Zwischenpfeilern maßgebend war. Der erste Vorschlag enthält die an sich mustergültige Lösung der Preisaufgabe, eine Öffnung von 22,28 m Stützweite mit einem Blechträger von nur rd 1,20 m Höhe, also 1:18,5 der Stützweite zu überbrücken, wobei also das gesamte Tragwerk unter der Bahn liegt (Abb. 37). Bei keinem anderen Entwurf wurde dieses Problem gelöst. Die Verfasser der beiden preisgekrönten Entwürfe Nr. III (Abb. 16)

und Nr. IV (Abb. 21) haben sich in einfachster Weise durch Einfügen eines Zwischenpfeilers geholfen, während der Entwurf „Ordensburg“ Lösung 1 mit 20,5 m Stützweite und 2,0 m hohen vollwandigen Hauptträgern, die 1,20 m über die Fahrbahn emporragen, in dieser Hinsicht als nicht befriedigend zu bezeichnen ist.

Der Grundgedanke der Gustavsburger Lösung besteht in der Anwendung eines hutförmigen, also zweiwandigen Quer-

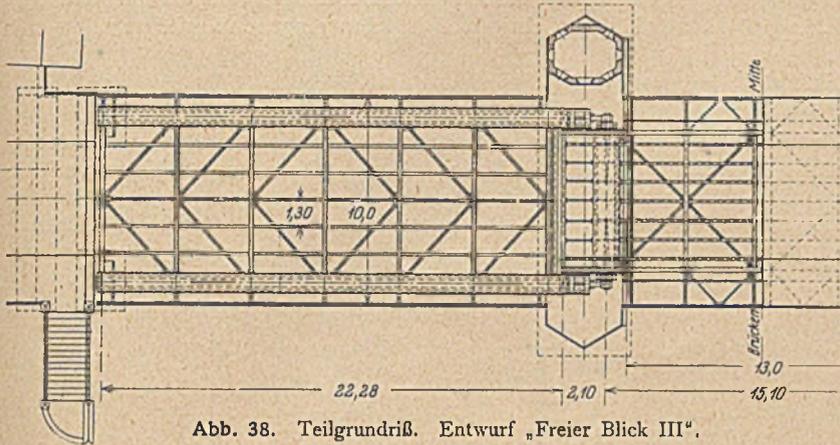


Abb. 38. Teilgrundriß. Entwurf „Freier Blick III“.

schnittes von rd 1,20 m Bauhöhe für die beiden Hauptträger (Abb. 39) wie wir sie i. d. R. nur für den Obergurt unserer Fachwerkbrücken anwenden. Dabei ist der Abstand der beiden Blechwände dieses Zwillingssträgers 0,60 m, um ein Arbeiten zwischen ihnen zu ermöglichen. Nicht nur an den Querträgern, sondern auch sonst alle 1,2 m sind diese Wände durch Quer- rahmen versteift.

Da diese vollwandigen Zwillingssträger mit der Klappbrücke zweckmäßig in Verbindung gebracht werden können, lag die Versuchung nahe, ihren Abstand so groß zu wählen, daß die Hauptträger der Klappbrücke zwischen ihnen liegen (s. Grundriß Abb. 38). Dies führt zu einem Abstand dieser Zwillingssträger (Abb. 39) von 8,05 m, so daß die Auskragung der Fußwege nur 0,97 m beträgt gegenüber 1,8 und 2,0 m der beiden preisgekrönten Entwürfe (Abb. 19 und 22). Durch die hier gewählte Anordnung der Hauptträger unter den Fußwegen wird allerdings die Forderung möglichst allseitiger Zugänglichkeit der Eisenteile in weitestgehendem Maße erfüllt.

Im Brückenlängsschnitt haben die beiden Blechträger zu beiden Seiten der Klappbrücke die gleiche Stützweite 22,28 m. Sie sind parallel zum Längsgefälle der Fahrbahn 1:70 geneigt. Am westlichen Ufer bleibt dann noch eine Öffnung von 14,4 m Stützweite zu überdecken. Etwa in der Mitte vor dem Hause „Die Börse“ ergeben sich hier 2 säulenartige Zwischenpfeiler, die zur Erzielung eines gleichmäßigen Bodendruckes nur ein zentrisch angeordnetes Lager tragen, so daß der kleinere Träger der Endöffnung mittels eines Gelenkes in den überkragenden Träger der größeren Öffnung eingehängt ist.

Die Lösung 1a unterscheidet sich von der Lösung 1 lediglich dadurch, daß an Stelle dieser Endöffnung von 14,4 m Spannweite ein Abschlußbauwerk aus Eisenbeton vorgesehen ist, um gleichzeitig mit dem Brückenbau eine günstigere Uferbegradigung herbeizuführen.

Nach dieser für den Brückenbauer wertvollen Studie der Lösung 1 empfanden die Verfasser das Bedürfnis, noch einen wirtschaftlich günstigeren Entwurf (Lösung 2) vorzuschlagen. Durch Einfügen je zweier Zwischenjoche wurde die Stützweite unterteilt, und zwar auf dem östlichen Ufer in zwei Öffnungen, auf dem westlichen Ufer in 3 Öffnungen zu sämtlich 10,7 m Stützweite. Dadurch wurde es möglich, Walzeisensträger zu verwenden, und zwar 5 Differdinger Breitflanschträger Profil 50 unter der Fahrbahn und je 2 INP 60 unter den Fußwegen (Abb. 40). Auf diesen Walzträgern sind die Eisenbetonfahrbahntafel und die Fußwege unmittelbar aufgelagert. Das Tragwerk für Fahrbahn und Fußwege ist jedoch vollkommen getrennt, damit sich ihre Durchbiegungen ohne inneren Zwang vollziehen können. In der statischen Berechnung ist die Annahme gemacht, daß die 0,18 m starke Eisenbetonplatte bei der Belastung durch die Radlasten als starres Ganzes wirkt und sämtliche Träger der Fahrbahn zwingt, sich an der Lastaufnahme zu beteiligen.

Der Erfolg dieser Anordnung gegenüber der Lösung 1 besteht in der Einschränkung der Höhe des gesamten Tragwerkes in der Brückenachse gemessen von 1,20 m auf 0,80 m.

Hierzu kommt für die Fahrbahndecke bei Lösung 1 durch die Abdeckung mit Belageseisen rd 0,30 m und bei Lösung 2 durch die Eisenbetontafel rd 0,20 m. Die gesamte Bauhöhe wird also infolge der Verringerung der Stützweiten und der veränderten Querschnittsbildung von 1,5 m auf den äußerst kleinen Wert von 1,0 m eingeschränkt, so

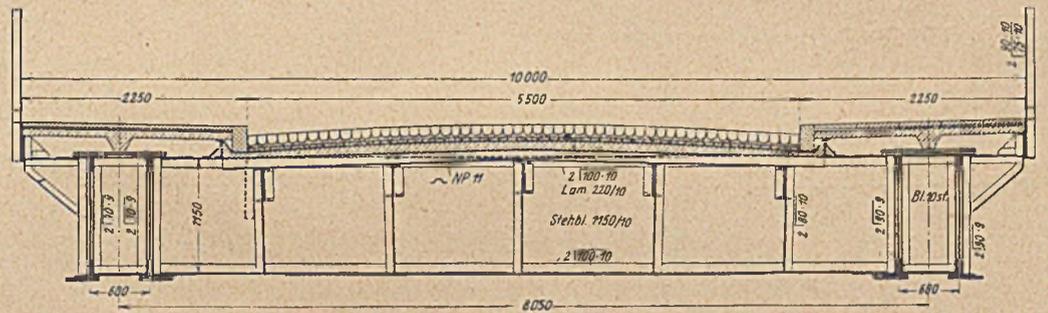


Abb. 39. Querschnitt. Lösung 1. Entwurf „Freier Blick III“.

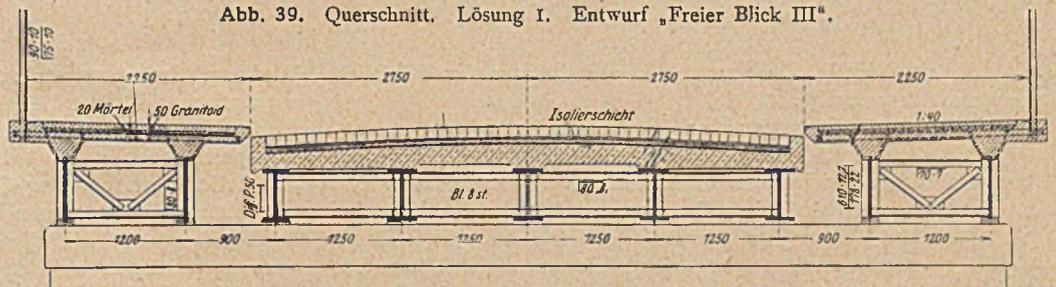


Abb. 40. Querschnitt. Lösung 2. Entwurf „Freier Blick III“.

daß sich ein Gewinn von 0,50 m für die Durchfahrthöhe ergibt, die von 2,5 m über Mittelwasser auf 3,0 m erhöht wird.

Bei der wesentlich einfacheren und wirtschaftlicheren Lösung der Abb. 22 beträgt die Bauhöhe dagegen rd 1,30 m.

Die Ansicht der Brücke (Abb. 36) wird durch das einheitlich durchgeführte kräftig wirkende Trägerband beherrscht, sowie durch das sehr zweckmäßige und wirkungsvolle eiserne Geländer, das auch über die Massivbauten hinwegläuft.

Die Gründung der Klappenpfeiler (Abb. 37) erfolgt auf Beton zwischen hölzernen Spundwänden, die der Zwischenpfeiler und Landwiderlager in gleicher Weise, jedoch unter Verwendung von Eisenbetonpfählen in sparsamster Ausführung.

Für die Aufstellung der eisernen Überbauten wird empfohlen, die Einzelstücke zu Wasser heranzubringen und vom Schiff aus unmittelbar zu montieren. Anschließend erfolgt die Aufstellung der Klappbrücke von fester Rüstung aus.

(Schluß folgt.)

DIE VEREINFACHTE BERECHNUNG BIEGSAMER PLATTEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der HUTA Hoch- und Tiefbau-Akt.-Ges., Breslau.

Die grundlegende Bedeutung der mathematischen Theorie biegsamer Platten für eine einwandfreie Berechnung und bauliche Ausbildung der Decken ist bisher im Eisenbetonbau nicht genügend gewürdigt und aus der neuen Entwicklung dieses wichtigen Abschnittes der Festigkeitslehre, aus den großen Fortschritten in ihrer Anwendung noch kein Nutzen gezogen worden.

Jede Decke wird, obgleich sie meistens an allen Rändern gestützt ist, nicht als Platte, sondern fast immer nur als Balken behandelt und nur in einer Richtung bewehrt; da ihre Berechnung und Ausbildung weder den vorhandenen Auflagerbedingungen noch der wirklichen Anstrengung entspricht, so

formeln für die Berechnung kreuzweise bewehrter Decken mitteilen, ihre Zuverlässigkeit durch den Vergleich mit den Ergebnissen der genauen Untersuchungen beleuchten und ihre Anwendung an einigen Beispielen eingehend erläutern.

§ I.

Die Wirkung der Drillungsmomente.

Betrachten wir zunächst die in Abb. 1 dargestellte rechteckige Platte ABCD, welche ringsum frei aufliegt und die stetig verteilte Belastung p trägt. Wir denken uns zwei Streifen EFGH und JKLM parallel zur x - und zur y -Richtung herausgeschnitten und p in die Lastanteile p_x und p_y zerlegt.

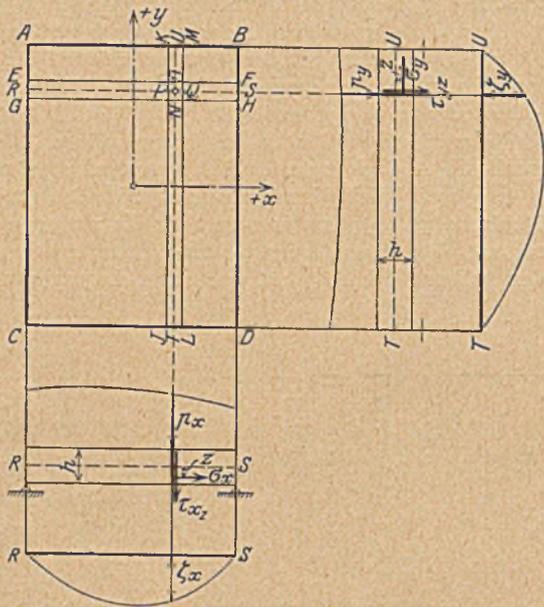


Abb. 1.

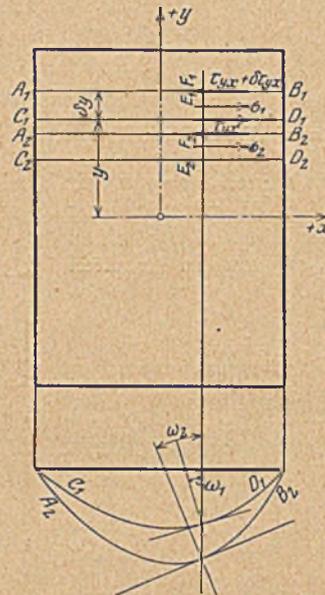


Abb. 2.

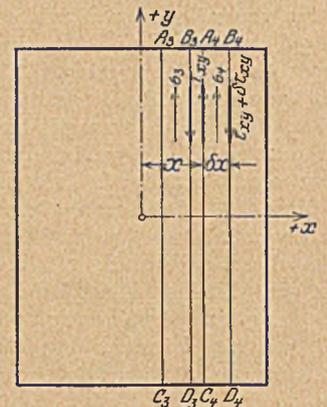


Abb. 2a.

ist sehr häufig die Platte zu stark, die Bewehrung zu reichlich und unrichtig verteilt.

Die Decken mit gekreuzten Eiseneinlagen werden eigentlich auch nicht als Platten behandelt, sondern durch einen Rost von Längs- und Querbalken ersetzt. In meinem Buche über die „Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten“¹⁾ habe ich nachgewiesen, daß die wirkliche Anstrengung der Platte und die Beanspruchung dieses gedachten Trägerortes in erheblichem Maße von einander abweichen und daß die für diesen Rost abgeleiteten und in den amtlichen Bestimmungen empfohlenen Näherungsformeln ein unzulängliches Bild der tatsächlichen Spannungsverteilung liefern und für eine ausreichend sichere und wirtschaftliche Querschnittsbemessung der Platten kaum brauchbar sind.

Da eine einwandfreie Untersuchung auf Grund der mathematischen Elastizitätstheorie, obgleich sie durch die Verwendung räumlicher Seilecke oder Gewebe wesentlich erleichtert wird, den meisten Ingenieuren zu schwierig und für die Behandlung einer einfachen Decke viel zu zeitraubend erscheint, so will ich in dem vorliegenden Aufsatz für die Leser, welche die Mühe scheuen, sich in die Grundlagen der strengen Platten-theorie zu vertiefen, den Unterschied zwischen Trägerrost und Platte in einer möglichst leicht verständlichen Fassung zeigen und im Anschluß an den Bericht, den ich dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton unterbreitet habe, neue Näherungs-

Wenn p_x bekannt ist, so können wird den Streifen EFGH als einfachen Balken behandeln und beispielsweise die in jedem Punkt des Querschnittes NO auftretenden wagerechten Normalspannungen σ_x und lotrechten Scherspannungen τ_{xz} wie auch die Durchbiegung ζ_x der Mittellinie RS ohne weiteres ermitteln; ebenso lassen sich für den Streifen JKLM, sobald p_y gegeben ist, die in dem Querschnitt PQ auftretenden Spannungen σ_y und τ_{yz} und die Durchbiegung ζ_y der Mittellinie T U bestimmen. Da offenbar an jeder Kreuzungsstelle von Längs- und Querbalken

$$p_x + p_y = p \dots \dots \dots (1)$$

und

$$\zeta_x = \zeta_y \dots \dots \dots (2)$$

sein muß, so genügen diese beiden Bedingungen, um für jeden Punkt der Mittelfläche der Platte die jeweiligen Anteile p_x und p_y und die Spannungen in den zugehörigen Balken zu ermitteln.

So einfach dieser Gedankengang erscheint, so schwierig ist aber auch seine einwandfreie Durchführung. Die Durchbiegung ζ_x hängt nämlich nicht allein von σ_x und τ_{xz} , sondern auch mittelbar von σ_y und τ_{yz} ab und wird außerdem wesentlich durch die wagerechten Schubspannungen τ_{xy} in den lotrechten Berührungsflächen der beiden Streifen beeinflusst.

Um die Entstehung und die Wirkung dieser Schubspannungen zu veranschaulichen, sind zwei benachbarte Querstreifen $A_1B_1C_1D_1$ und $A_2B_2C_2D_2$ in Abb. 2 dargestellt. Da sie im allgemeinen ungleich beansprucht sind, so entsprechen den

1) Verlag von Julius Springer, Berlin, 1924.

ungleichen Spannungen σ_1, σ_2 der nebeneinander liegenden Fasern auch ungleiche Kürzungen oder Dehnungen ϵ_1, ϵ_2 und ungleiche Neigungswinkel ω_1, ω_2 der Querschnittebenen E_1F_1, E_2F_2 ; die einander zugekehrten Stirnflächen C_1D_1 und A_2B_2 würden, wenn die Balken $A_1B_1C_1D_1$ und $A_2B_2C_2D_2$ wirklich vollständig getrennt wären, reibungslos aneinander gleiten. Da sie jedoch gewissermaßen aneinander gekittet sind, so entsteht in den Berührungsfächen der durch die wagerechten Schubspannungen τ_{yx} gekennzeichnete Gleitwiderstand.

Ebenso werden in den Berührungsfächen B_3D_3 und A_4C_4 der beiden benachbarten Längsstreifen $A_3B_3C_3D_3$ und $A_4B_4C_4D_4$ die Schubspannungen τ_{xy} hervorgerufen (Abb. 2a).

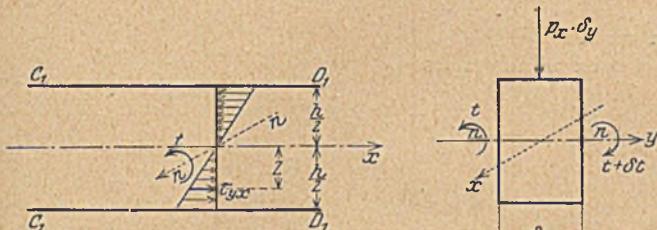


Abb. 3.

Abb. 3 a.

Es ist leicht zu erkennen, daß diese Spannungen um so stärker sein müssen, je mehr die elastischen Formänderungen der angrenzenden Streifen von einander abweichen. Sie nehmen, wie die Dehnungen ϵ_1, ϵ_2 vom unteren Rande bis zur Mittelfläche der Platte ab und sind dem jeweiligen Unterschied der Neigungswinkel ω_1, ω_2 unmittelbar proportional. Bezeichnet man mit G die Schubelastizitätsziffer des Baustoffes, mit z den Abstand der wagerechten Fasern von der Plattenmittelfläche, mit h die Plattenstärke, so findet diese Abhängigkeit ihren Ausdruck in der bekannten Elastizitätsgleichung:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = -2Gz \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y} \dots \dots \dots (3)$$

Die auf einen kleinen Abschnitt der Vorderfläche des Streifens $A_1B_1C_1D_1$ verteilten Spannungen τ_{yx} sind in größtem Maßstabe in Abb. 3 dargestellt. Sie bilden ein um die Normale $n-n$ drehendes Kräftepaar, nämlich das Verdrehungs- oder Drillungsmoment:

$$t = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{yx} z dz = -G \frac{h^3}{6} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y} \dots \dots \dots (4)$$

Schreitet man in Richtung der y -Achse um die Streifenbreite δy fort, so wachsen die Schubspannungen um $\partial \tau_{yx}$ und die Drillungsmomente um ∂t . Betrachtet man den Streifen $A_1B_1C_1D_1$ von der Fläche B_1D_1 aus, so sieht man am oberen Rande die eigentliche Belastung $p_x \delta y$ (Abb. 3a) und an den seitlichen Begrenzungsebenen die einander entgegengerichteten Momente t und $(t + \partial t)$, die sich durch das resultierende Kräftepaar:

$$n_y \delta y = t - (t + \partial t) = -\partial t$$

ersetzen lassen. Der spezifische Wert dieses Kräftepaares ist

$$\left. \begin{aligned} n_y &= -\frac{\partial t}{\partial y} = G \frac{h^3}{6} \cdot \frac{\partial^3 \zeta}{\partial y^2 \partial x} \\ &= G \frac{h^3}{6} \cdot \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{\partial \zeta}{\partial x} \right) = G \frac{h^3}{6} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (5)$$

Ebenso lassen sich bei den zur x -Achse senkrecht stehenden Streifen $A_4B_4C_4D_4$ (Abb. 2a) die Drillungsmomente der Seitenflächen zu einem Kräftepaar:

$$\left. \begin{aligned} n_x &= -\frac{\partial t}{\partial x} = G \frac{h^3}{6} \cdot \frac{\partial^3 \zeta}{\partial x^2 \partial y} \\ &= G \frac{h^3}{6} \cdot \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial \zeta}{\partial y} \right) = G \frac{h^3}{6} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (5a)$$

vereinigen.

Aus den Gleichungen (4) und (5) erkennt man, daß sowohl die Drillungsmomente t wie auch die zugehörigen Kräftepaare n von der Neigung der elastischen Linie abhängig sind.

Handelt es sich beispielsweise um eine achsensymmetrische Belastung, so ist $\frac{\partial \zeta}{\partial x}$ in der Mitte gleich Null und nimmt mit wachsender Entfernung von der Mitte zu. Die Momente n_y müssen daher wie die lotrechten Querkräfte in der Balkenmitte ihren Drehungssinn wechseln und an den aufliegenden Rändern wie in Abb. 4 ersichtlich, ihren Größtwert erreichen. Da sie, im Gegensatz zur Belastung p das Bestreben haben, die Platte nach oben zu wölben, so vermindern sie in ganz erheblichem Maße ihre Durchbiegung und ihre Beanspruchung. In dieser für die Tragfähigkeit der Platte außerordentlich wichtigen Einwirkung der Drillungsmomente liegt der wesentliche Unterschied zwischen Platte und Trägerrost. Die bisher üblichen Näherungsverfahren, welche diesen günstigen Einfluß vollständig außer acht lassen, liefern, wie die eingehenden Untersuchungen in § 9 meines Buches gezeigt haben, unrichtige und meistens zu hohe Werte für die Beanspruchung der Platte und gestatten auch nicht, die wirklichen Auflagerwiderstände mit ausreichender Sicherheit zu bestimmen.

Die Unzulänglichkeit dieser Näherungsverfahren tritt noch deutlicher in Erscheinung, wenn die Anstrengung der Platte beurteilt werden soll. Die für den Trägerrost errechneten Werte σ_x und σ_y reichen zur Ermittlung der größten Beanspruchungen nur für diejenigen Punkte aus, in denen die

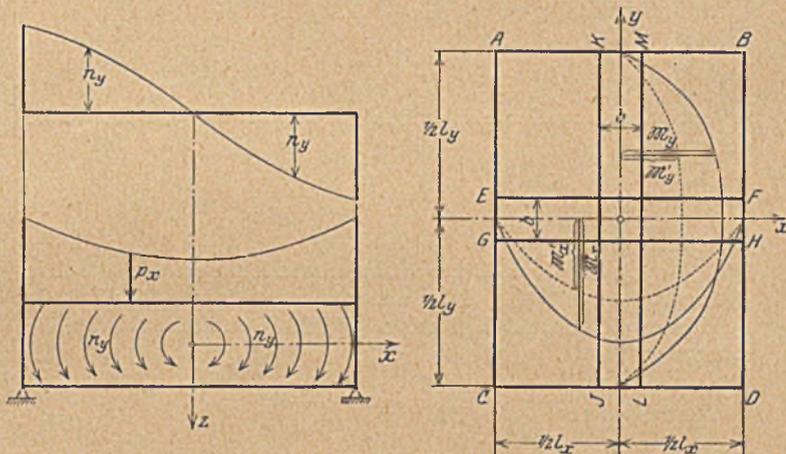


Abb. 4.

Abb. 5.

Schubspannungen τ_{xy} verschwinden; {alle Hauptspannungen, welche nicht der x - oder y -Achse parallel gerichtet sind, insbesondere die Diagonalspannungen, welche vielfach in der Nähe der Ecken ihren Größtwert erreichen, lassen sich nicht durch das Näherungsverfahren erfassen.

§ 2.

Die Grundlagen des neuen Näherungsverfahrens.

Unsere nächste Aufgabe ist nunmehr zu untersuchen, ob es möglich ist, den Einfluß der Drillungsmomente in einer für alle Lagerungsarten der Platte gültigen, möglichst einfachen und zuverlässigen Formel zum Ausdruck zu bringen und hierdurch die Fehler des Näherungsverfahrens zu berichtigen.

Ich wähle als erstes Beispiel die gleichmäßig belastete, ringsum frei aufliegende Platte mit den Spannweiten l_x und l_y (Abb. 5); ich schneide längs der x - und y -Achse zwei Streifen EFGH und JKLM mit der gleichen Breite b ab und weise ihnen die Lastanteile p_x und p_y zu.

Schalten wir zuerst die Drillungsmomente aus, so können wir die Biegemomente M_x und M_y , die Durchbiegungen δ_x und δ_y wie bei einem einfachen Balken errechnen. Für den Mittelpunkt der Streifen ergibt sich beispielsweise, wenn auf

die Veränderlichkeit von p_x und p_y keine Rücksicht genommen wird:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= b p_x \frac{l_x^3}{8} \\ M_y &= b p_y \frac{l_y^3}{8} \\ \delta_x &= \frac{5}{32} \cdot \frac{p_x l_x^4}{E h^3} \\ \delta_y &= \frac{5}{32} \cdot \frac{p_y l_y^4}{E h^3} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

Unter E ist hierbei das Elastizitätsmaß des Baustoffes zu verstehen.

Lassen wir jetzt die auf den Stirnflächen EF , GH verteilten Drillungsmomente allein für sich wirken, so erscheint der Streifen $EFGH$ mit Kräftepaaren:

$$b n_y = G \frac{b h^3}{6} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)$$

belastet. Unter ihrem Einfluß entstehen die elastischen Verschiebungen δ' und die zusätzlichen Biegemomente:

$$M_{x'} = \int b n_y dx = G \frac{b h^3}{6} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + C$$

Bei achsensymmetrischer Belastung und freier Randauf-lagerung fällt die Integrationskonstante C fort, und wir können, wenn wir mit

$$\frac{1}{\rho_y} = - \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}$$

die Krümmung der elastischen Fläche in der y, z -Ebene be-zeichnen,

$$M_{x'} = - G \frac{b h^3}{6 \rho_y}$$

setzen.

Durch ähnliche Betrachtungen findet man für die Biegemomente $M_{y'}$ welche unter dem alleinigen Einfluß der Drillungsmomente im Streifen $JKLM$ entstehen, die Beziehung:

$$M_{y'} = - G \frac{b h^3}{6 \rho_x}$$

wobei

$$\frac{1}{\rho_x} = - \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}$$

die Krümmung der elastischen Fläche in der x, z -Ebene be-deutet.

Da wir wissen, daß bei einer achsensymmetrischen, durchweg positiven und stetig verteilten Belastung die Krümmung der frei aufliegenden Streifen in der Mitte ihren Größtwert erreicht und an den Rändern verschwindet, so ist es nicht schwer, den wahrscheinlichen Verlauf der Krümmungsveränderlichkeit und mithin auch der Biegemomente $M_{x'}$, $M_{y'}$ von vornherein anzugeben. Die Abb. 5, welche diesen Verlauf für die beiden Streifen veranschaulicht, zeigt, daß die $M_{x'}$, $M_{y'}$ -den M_x , M_y -Linien ähnlich sind.

Aus dieser Ähnlichkeit kann auch für die durch die Mo-mente $M_{x'}$, $M_{y'}$ hervorgerufenen zusätzlichen Durchbiegungen δ_x' , δ_y' eine entsprechende Verknüpfung mit den Verschiebungen δ_x , δ_y gefolgert und daher in erster Annäherung:

$$\frac{\delta_x'}{\delta_x} = \frac{\delta_y'}{\delta_y} \dots \dots \dots (7)$$

gesetzt werden.

Der wirkliche Spannungszustand und die zugehörige elastische Fläche sind durch die Biegemomente

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_x + M_{x'} \\ M_y &= M_y + M_{y'} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

und die Verschiebungen

$$\left. \begin{aligned} \zeta_x &= \delta_x + \delta_x' \\ \zeta_y &= \delta_y + \delta_y' \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8a)$$

gekennzeichnet. Da an der Kreuzungsstelle der beiden Streifen

$$\zeta_x = \zeta_y$$

ist, so folgt aus dem Ansatz (7) daß an dieser Stelle auch

$$\delta_x = \delta_y \dots \dots \dots (9)$$

oder entsprechend den Gleichungen (6)

$$p_x l_x^4 = p_y l_y^4$$

sein muß.

Es ist andererseits

$$p_x + p_y = p,$$

daher

$$p_x = p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4},$$

$$p_y = p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Nachdem p_x und p_y ermittelt worden sind, können wir zwar die Grundwerte M_x , M_y bestimmen, um jedoch die wirklichen Biegemomente M_x , M_y zu ermitteln, fehlen noch die von den Drillungsmomenten herrührenden zusätzlichen Werte $M_{x'}$, $M_{y'}$. Wenn wir die letzteren berücksichtigen, die bisher gebräuchlichen Formeln jedoch behalten wollen, so können wir die Gleichungen (8) in der Form:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_x (1 - \varphi_x) \\ M_y &= M_y (1 - \varphi_y) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

schreiben.

Um einen Anhalt über die Größe der Beizahlen φ , welche den Einfluß der Drillungsmomente zum Ausdruck bringen, zu gewinnen, habe ich für die wichtigsten Lagerungs- und Belastungsarten die genauen Werte M_x , M_y auf Grund der Plattentheorie in meinem Buche ermittelt und bei dem Vergleich mit den Näherungswerten einen Zusammenhang zwischen M und φ von auffallender Gesetzmäßigkeit festgestellt.

Bezeichnet man nämlich mit $M_{x_{max}}$ das größte positive Biegemoment des Streifens mit der kürzeren Spannweite l_x und der Belastung p_x , mit M_{0x} dasjenige eines gleich langen, frei aufliegenden und die volle Last p tragenden Balkens, so zeigt sich, daß an der Stelle, an der die größten positiven Momente M_x in der Platte entstehen, die Beizahl φ_x ihren Größtwert:

$$\varphi_x = \frac{5}{6} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \frac{M_{x_{max}}}{M_{0x}} \dots \dots \dots (11)$$

erreicht.

Für die andere Spannrichtung besteht die ähnliche Beziehung:

$$\varphi_y = \frac{5}{6} \left(\frac{l_y}{l_x} \right)^2 \frac{M_{y_{max}}}{M_{0y}} \dots \dots \dots (11a)$$

Um die Richtigkeit dieser Formeln zu beweisen, werde ich in den nachstehenden Entwicklungen die Größen φ , M_x und M_y für die wichtigsten Lagerungsarten bestimmen und den genauen Werten gegenüberstellen.

§ 3.

Die ringsum frei aufliegende Platte.

Wir haben bereits vorhin die Lastanteile

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ p_y &= p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

ermittelt und erhalten nunmehr, wenn wir die Streifenbreite $b = 1$ wählen, der Reihe nach:

$$\begin{aligned} M_{x_{\max}} &= p \frac{l_x^2}{8} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}, & M_{0x} &= p \frac{l_x^2}{8}, \\ M_{y_{\max}} &= p \frac{l_y^2}{8} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}, & M_{0y} &= p \frac{l_y^2}{8}, \\ \frac{M_{x_{\max}}}{M_{0x}} &= \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}, & \frac{M_{y_{\max}}}{M_{0y}} &= \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}, \\ \left. \begin{aligned} \varphi_x &= \varphi_y = \varphi = \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 l_y^4} \\ M_{x_{\max}} &= p_x \frac{l_x^2}{8} v_a \\ M_{y_{\max}} &= p_y \frac{l_y^2}{8} v_a \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13) \end{aligned}$$

wobei $v_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 l_y^4}$

Mit Hilfe dieser Formeln habe ich für verschiedene Längenverhältnisse $\frac{l_y}{l_x}$ die größten Biegemomente M_x und M_y errechnet und ihre Werte in Tafel 1 eingetragen. Die zum Vergleich herangezogenen Werte \bar{s}_x und \bar{s}_y stellen die in der genauen Untersuchung unter Zugrundelegung einer Querdehnungsziffer $m = \infty$ ermittelten Grenzwerte der Spannungsmomente dar.

Tafel 1.

Biegemomente ringsum freiauf liegender, gleichmäßig belasteter rechteckiger Platten.

| $l_y:l_x$ | Genauere Werte | Näherungswerte | Genauere Werte | Näherungswerte | Bemerkungen |
|-----------|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--|
| | $\bar{s}_{x_{\max}}$ | $M_{x_{\max}}$ | $\bar{s}_{y_{\max}}$ | $M_{y_{\max}}$ | Die Näherungswerte sind mit Hilfe der Formeln (13) und (14) ermittelt. |
| 1 | 0,0368 p l _x ² | 0,03646 p l _x ² | 0,0368 p l _y ² | 0,03646 p l _y ² | |
| 2 | 0,0938 „ | 0,09457 „ | 0,00518 „ | 0,00591 „ | |
| 3 | 0,1159 „ | 0,11218 „ | 0,00238 „ | 0,00263 „ | |

Die Tafel zeigt, daß gerade bei den für die Querschnittsbemessung ausschlaggebenden Biegebbeanspruchungen der kürzeren Spannrichtung die neuen Näherungswerte M_x und die genauen Werte \bar{s}_x ganz vorzüglich miteinander übereinstimmen; in dem Bereich $l_y:l_x = 1:1$ bis $l_y:l_x = 2:1$, in dem die Plattenwirkung am stärksten ausgeprägt ist, weichen sie um weniger als 1 vH von einander ab.

Wie wichtig der Einfluß der Drillungsmomente ist, erkennen wir sofort, wenn wir nach dem in den amtlichen Bestimmungen empfohlenen Verfahren $\varphi = 0$ und $v_a = 1$ setzen. Für eine quadratische Platte ergibt sich dann beispielsweise:

$$M_{x_{\max}} = p \frac{l_x^2}{16} = 0,0625 p l_x^2$$

ein Wert, der um mehr als 70 vH größer ist als der nach den neuen Formeln (13) ermittelte richtige Wert

$$M_{x_{\max}} = 0,03646 p l_x^2$$

Wir haben bisher bei der Ableitung der Näherungsgleichungen die Belastung p_x, p_y längs den beiden Mittellinien als unveränderlich angesehen und nur die Streifen, die sich im Mittelpunkt der Platte kreuzen, in Betracht gezogen. In der Wirklichkeit ist an jeder anderen Kreuzungsstelle das Steifigkeitsverhältnis und somit auch die Lastaufteilung verschieden.

Da die Durchbiegung jedes Streifens von der Mitte nach den Rändern abnimmt, so muß die jeweilige Belastung umgekehrt wachsen und an den Auflagern den vollen Wert p erreichen. Ist die längere Spannrichtung l_y wesentlich größer als die kürzere l_x , so leisten die Längsstreifen infolge ihrer geringeren Steifigkeit im Bereiche des Plattenmittelpunktes fast keinen Widerstand und können in diesem Bereiche fast

keine Belastung aufnehmen, während sie in der Nähe der Ecken entsprechend ihrer wachsenden Steifigkeit einen erheblichen Teil der Belastung tragen müssen.

Diese doppelte Veränderlichkeit der Steifigkeit und der Belastung tritt, wie bei einem Balken auf elastischer Unterlage, in dem Verlauf der Biegemomente in Erscheinung; die Abb. 6 zeigt uns beispielsweise, daß bei einer Platte mit dem Seitenverhältnis $l_y:l_x = 2:1$ die Biegemomente \bar{s}_y der längeren Spannrichtung ihren Größtwert nicht im Mittelpunkt M der Platte, sondern im Schnittpunkt N der Winkelhalbierenden der Ecken er-

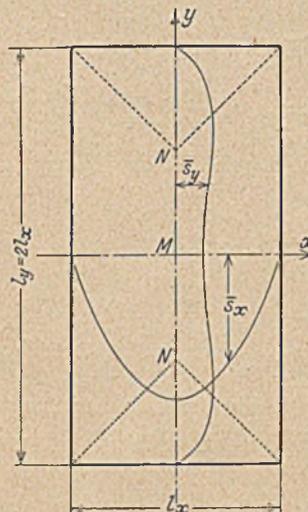


Abb. 6.

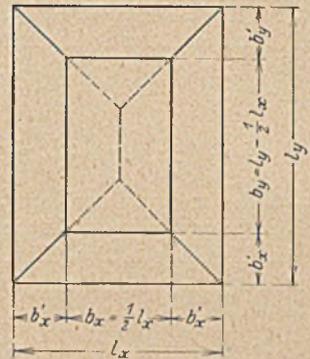


Abb. 7.

reichen. Bemerkenswert ist insbesondere, daß dieser Größtwert auch bei wachsender Länglichkeit unverändert bleibt. Für die Bestimmung der Bewehrung in der Längsrichtung ist daher der für $l_y:l_x = 2:1$ gültige Wert:

$$M_{y_{\max}} = \frac{41}{1734} p l_x^2 = 0,0236 p l_x^2 \dots \dots \dots (14)$$

auch dann maßgebend, wenn $l_y > 2 l_x$ ist.

Die Biegemomente der kürzeren Spannrichtung nehmen von der Streifenmitte nach den Auflagern ab; entsprechend der wachsenden Belastung ist der Abfall jedoch langsamer als wenn p_x unveränderlich bleiben würde.

Da eine möglichst einfache Darstellung des Spannungsverlaufes für die Querschnittsbemessung erwünscht ist, so empfiehlt es sich, auf eine genauere Berücksichtigung aller Einzelheiten des Spannungsbildes zu verzichten und die in den Näherungsformeln angegebenen Hauptwerte der Biegemomente nicht allein für die nächste Umgebung des Plattenmittelpunktes, sondern auch für einen größeren Bereich als Durchschnittswerte der Querschnittsbemessung zugrunde zu legen. Als Umgrenzung dieses Bereiches kann nach Abb. 7 ein Rechteck mit den Abmessungen:

$$b_x = \frac{1}{2} l_x$$

$$b_y = l_y - \frac{1}{2} l_x$$

angenommen werden. Außerhalb dieses Gebietes reichen die Größen:

$$M_x = \frac{1}{2} M_{x_{\max}}$$

$$M_y = \frac{1}{2} M_{y_{\max}}$$

als Durchschnittswerte für die Querschnittsbemessung vollständig aus.

Um die Anwendung des Näherungsverfahrens besser zu veranschaulichen, wähle ich als Beispiel die in Abb. 8 dargestellte Platte mit der Belastung $p = 1 \text{ t/m}^2$, den Seitenlängen $l_x = 4 \text{ m}$, $l_y = 5 \text{ m}$.

Die Gleichungen (12) und (13) liefern der Reihe nach:

$$p_x = 1 \cdot \frac{5^4}{4^4 + 5^4} = 0,71 \text{ t/m}^2$$

$$p_y = 1 \cdot \frac{4^4}{4^4 + 5^4} = 0,29 \text{ "}$$

$$v_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{4^2 \cdot 5^2}{4^4 + 5^4} = 0,622$$

$$M_{x_{\max}} = 0,71 \cdot \frac{4^2}{8} \cdot 0,622 = 0,884 \text{ tm}$$

$$M_{y_{\max}} = 0,29 \cdot \frac{5^2}{8} \cdot 0,622 = 0,564 \text{ tm}$$

Mit Hilfe dieser Grundwerte ist sowohl für das Kernstück abcd mit den Abmessungen:

$$b_x = \frac{1}{2} \cdot 4,0 = 2,0 \text{ m}$$

$$b_y = 5 - \frac{1}{2} \cdot 4,0 = 3,0 \text{ m}$$

wie auch für den Randbereich die Größe und die Verteilung der Biegemomente bestimmt.

In Abb. 8 sind im Sinne der vorhin empfohlenen Richtlinien die parabelförmigen Spannungskurven der beiden Mittel-

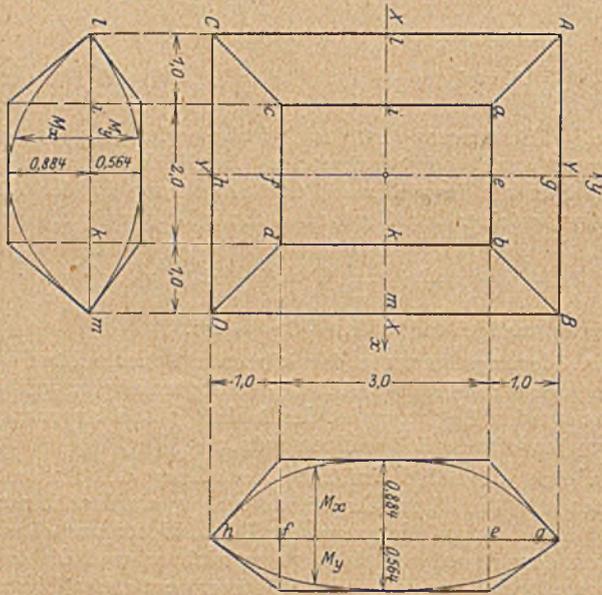


Abb. 8.

querschnitte durch eine geradlinige Umgrenzung ersetzt worden.

Betrachtet man zunächst die Schnittfläche Y-Y, so entfällt auf das Kernstück ef das Kräftepaar:

$$b_y M_{x_{\max}} = 3 \cdot 0,884 = 2,652 \text{ tm,}$$

auf die beiden Randabschnitte eg und fh mit der Breite

$$b_y' = \frac{1}{2} (l_y - b_y) = 1,0 \text{ m}$$

je das Moment:

$$b_y' \frac{M_{x_{\max}}}{2} = 1,0 \cdot \frac{0,884}{2} = 0,442 \text{ tm.}$$

Ebenso ergibt sich für die Schnittfläche X-X als Anteil des Kernstückes ik:

$$b_x M_{y_{\max}} = 2 \cdot 0,564 = 1,128 \text{ tm}$$

und für die beiden Randabschnitte li und km mit der Breite

$$b_x' = \frac{1}{2} (l_x - b_x) = 1,0 \text{ m}$$

je

$$b_x' \frac{M_{y_{\max}}}{2} = 1,0 \cdot \frac{0,564}{2} = 0,282 \text{ tm.}$$

Sind die zulässigen Beanspruchungen:

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_c = 1200 \text{ "}$$

so ist in der kürzeren bzw. in der längeren Spannrichtung eine Nutzhöhe:

$$h - a_x = 0,411 \sqrt{884} = 12,2 \text{ cm,}$$

bzw. erforderlich.

$$h - a_y = 0,411 \sqrt{564} = 9,75 \text{ cm}$$

Wird die Plattenstärke $h = 14,0$ cm gewählt, so steht eine Nutzhöhe:

$$h - a_x = 14 - 1,5 = 12,5 \text{ cm,}$$

$$h - a_y = 14 - 2,5 = 11,5 \text{ cm}$$

zur Verfügung. Als Bewehrung ist in der x-Richtung auf der Strecke ef:

$$f_{e_x} = \frac{9}{8} \cdot \frac{265 \cdot 200}{1200 \cdot 12,5} = 19,86 \text{ cm}^2,$$

auf jeder der beiden Strecken eg und fh:

$$f_{e_x} = \frac{9}{8} \cdot \frac{44 \cdot 200}{1200 \cdot 12,5} = 3,32 \text{ cm}^2,$$

in der y-Richtung auf der Strecke ik:

$$f_{e_y} = \frac{9}{8} \cdot \frac{112 \cdot 800}{1200 \cdot 11,5} = 9,2 \text{ cm}^2,$$

auf jeder der beiden Strecken li und km:

$$f_{e_y} = \frac{9}{8} \cdot \frac{28 \cdot 200}{1200 \cdot 11,5} = 2,3 \text{ cm}^2$$

erforderlich.

Der gesamte Eisenbedarf ist somit für die Schnittfläche Y-Y:

$$F_{e_x} = 19,86 + 2 \cdot 3,32 = 26,5 \text{ cm}^2,$$

für die Schnittfläche X-X:

$$F_{e_y} = 9,2 + 2 \cdot 2,3 = 13,8 \text{ cm}^2,$$

oder auf die Flächeneinheit der Platte bezogen:

$$\frac{l_x F_{e_x} + l_y F_{e_y}}{l_x l_y} = \frac{4 \cdot 26,5 + 5 \cdot 13,8}{4 \cdot 5} = 8,75 \text{ cm}^2.$$

Würde die gleiche Platte nur auf den beiden Rändern AC und BD aufliegen, so müßte der Querschnittsbemessung das Moment

$$M_x = \frac{p l_x^2}{8} = 1,0 \cdot \frac{4^2}{8} = 2,0 \text{ tm}$$

zugrunde gelegt werden. Bei denselben zulässigen Beanspruchungen würden dann eine Plattenstärke $h = 20$ cm und für die Flächeneinheit die Bewehrung:

$$f_e = \frac{9}{8} \cdot \frac{200 \cdot 000}{1200 \cdot 18,5} = 10,12 \text{ cm}^2$$

notwendig sein.

Diese Gegenüberstellung zeigt, daß die kreuzweise bewehrte Platte eine wesentlich geringere Stärke und zugleich auch eine kleinere Bewehrungsmenge als die einfach bewehrte Platte erfordert und daß auch bei großen Spannweiten und Belastungen eine durchaus wirtschaftliche Ausbildung ringsum aufliegender Decken möglich ist.

§ 4.

Die ringsum eingeklemmte Platte.

Die Längs- und Querstreifen der Abb. 9 sind jetzt als beiderseits eingespannte Balken zu behandeln. Unter Zugrundelegung der Breite $b = 1$ erhält man für den Mittelpunkt der Streifen die Werte:

$$M_{x_{\max}} = p_x \frac{l_x^2}{24},$$

$$M_{y_{\max}} = p_y \frac{l_y^2}{24},$$

$$\delta_x = \frac{1}{32} p_x \frac{l_x^4}{E h^3},$$

$$\delta_y = \frac{1}{32} p_y \frac{l_y^4}{E h^3}.$$

Die Bedingung $\delta_x = \delta_y$
liefert wiederum: $p_x l_x^4 = p_y l_y^4$,
also auch
$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ p_y &= p \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

Die Gegenüberstellung mit den Vergleichsgrößen

$$M_{0x} = \frac{p l_x^2}{8}, \quad M_{0y} = \frac{p l_y^2}{8}$$

ergibt weiterhin auf Grund der Gleichungen (11):

$$\varphi_x = \frac{5}{6} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \frac{8 p_x}{24 p} = \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4},$$

$$\varphi_y = \frac{5}{6} \left(\frac{l_y}{l_x} \right)^2 \frac{8 p_y}{24 p} = \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$$

und mit der abkürzenden Bezeichnung

$$v_b = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 l_y^2}{l_x^4 + l_y^4} :$$

$$\left. \begin{aligned} M_{x_{max}} &= \frac{p_x l_x^2}{24} v_b \\ M_{y_{max}} &= \frac{p_y l_y^2}{24} v_b \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (15)$$

Mit Hilfe dieser Formeln erhält man für das Längenverhältnis $l_y : l_x = 1 : 1$ die Werte:

$$M_{x_{max}} = M_{y_{max}} = \frac{31}{36} \cdot \frac{p l_x^2}{48} = 0,0179 p l_x^2,$$

für das Längenverhältnis $l_y : l_x = 2 : 1$:

$$M_{x_{max}} = \frac{143}{153} \cdot \frac{16}{17} \cdot \frac{p l_x^2}{24} = 0,0367 p l_x^2,$$

$$M_{y_{max}} = \frac{143}{153} \cdot \frac{1}{17} \cdot \frac{p l_y^2}{24} = 0,00229 p l_y^2.$$

Die in meinem Buche durchgeführte genaue Untersuchung hat hingegen die Größen:

$$\bar{s}_{x_{max}} = \bar{s}_{y_{max}} = 0,01803 p l_x^2,$$

bzw.
$$\bar{s}_{x_{max}} = 0,0364 p l_x^2,$$

$$\bar{s}_{y_{max}} = 0,00229 p l_y^2$$

geliefert.

Die Ergebnisse der scharfen und der angenäherten Berechnung stimmen, wie man sieht, ganz vorzüglich mit einander überein.

Ist die Länge der Platte l_y größer als die doppelte Breite l_x , so wird man bei der Verwendung der Näherungsformeln im Auge behalten müssen, daß aus den gleichen Gründen wie bei der ringsum aufliegenden Platte die größten Beanspruchungen in der Längsrichtung auch bei der eingeklemmten Platte nicht im Plattenmittelpunkt, sondern, wie die Abb. 10 zeigt, im Schnittpunkt der Winkelhalbierenden der Ecken entstehen und bei wachsender Länglichkeit unverändert bleiben. Es empfiehlt sich daher, die für das Längenverhältnis $l_y : l_x = 2 : 1$ gültige Formel:

$$M_{y_{max}} = \frac{143}{153} \cdot \frac{1}{17} p \frac{4 l_x^2}{24} = 0,00916 p l_x^2 \dots \dots (16)$$

der Querschnittsbemessung auch dann zugrunde zu legen, wenn $l_y > 2 l_x$ ist.

Die Spannungsmomente für die kürzere Spannrichtung lassen sich ausreichend genau mit Hilfe der Gleichung:

$$M_{x_{min}} = - \frac{p_x l_x^2}{12 v_b} \dots \dots \dots (17)$$

bestimmen. Sie liefert beispielsweise für das Längenverhältnis $l_y : l_x = 1 : 1$:

$$M_{x_{min}} = - 0,0484 p l_x^2,$$

für $l_y : l_x = 2 : 1$:

$$M_{x_{min}} = - 0,0839 p l_x^2.$$

Die in der scharfen Untersuchung ermittelten Größen

$$\bar{s}_{x_{min}} = - 0,04737 p l_x^2,$$

bzw.

$$\bar{s}_{x_{min}} = - 0,0905 p l_x^2,$$

weichen nur in geringem Maße von unseren Näherungswerten ab. Der Unterschied ist jedoch ohne Belang, weil die Größen $M_{x_{min}}$ in den Näherungsformeln den Durchschnittswert der Einspannungsmomente für die Streifenbreite $b = 1$, die Größen $\bar{s}_{x_{min}}$ hingegen den Höchstwert für die Randmitte darstellen. Da für die Anstrengung der Platte, wie durch Versuche nachgewiesen, nicht der Höchst-, sondern der Durchschnittswert der Beanspruchung in der nächsten Umgebung

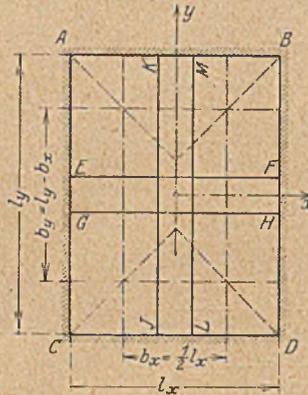


Abb. 9.

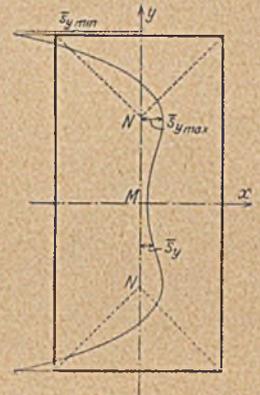


Abb. 10.

der gefährdeten Stelle maßgebend ist, und da die Einspannungsmomente von der Randmitte nach den Ecken abnehmen, so stimmt der wirkliche Durchschnittswert der Einspannungsmomente selbst bei kleinen Streifenbreiten mit unserem Näherungswert recht gut überein.

Für die kurzen Ränder und die längere Spannrichtung tritt an Stelle der Gleichung (17) die Formel:

$$M_{y_{min}} = - \frac{p_y l_y^2}{12 v_b} \dots \dots \dots (17a)$$

Da die genaue Untersuchung gezeigt hat, daß die Einspannungsmomente ebenso wie die Auflagerkräfte der kurzen Ränder nur von der kurzen Spannrichtung abhängig sind und bei wachsender Länglichkeit unverändert bleiben, so ist es richtiger, den für die quadratische Platte gültigen Grenzwert:

$$M_{y_{min}} = - \frac{p l_x^2}{24 v_b} = \sim - \frac{p l_x^2}{20} \dots \dots \dots (18)$$

als Höchstwert für jedes Längenverhältnis zu betrachten.

Um die Berechnung zu vereinfachen empfiehlt es sich, im übrigen auch bei der eingeklemmten Platte auf eine genaue Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Biegemomente längs der Ränder zu verzichten und als Mittelwerte für den Bereich der größten Randbeanspruchungen die Momente:

$$\left. \begin{aligned} M_{xr} &= - \frac{p l_x^2}{12} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ M_{yr} &= - \frac{p l_x^2}{24} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (19)$$

der Querschnittsbemessung zugrunde zu legen; als Umgrenzung dieses Bereiches können, wie bei der ringsum aufliegenden Platte, die in Abb. 9 angegebenen Maße:

$$b_x = \frac{1}{2} l_x,$$

$$b_y = l_y - \frac{1}{2} l_x$$

genommen werden.

Auf Grund der Formeln (19) ergibt sich beispielsweise für das Längenverhältnis $l_y : l_x = 1 : 1$:

$$b_y M_{xr} = -\frac{p l_x^3}{48} = -0,02083 p l_x^3,$$

für $l_y : l_x = 2 : 1$:

$$b_y M_{xr} = -\frac{3}{2} l_x \frac{16}{17} \cdot \frac{p l_x^3}{12} = -0,1177 p l_x^3;$$

die genaue Untersuchung liefert hingegen:

für $l_y : l_x = 1 : 1$ den Wert: $-0,02087 p l_x^3$

für $l_y : l_x = 2 : 1$ „ $-0,1082 p l_x^3$.

Die beiden Ergebnisse stimmen wiederum recht gut mit einander überein.

Als weiteres Beispiel für die Anwendung der vorstehenden

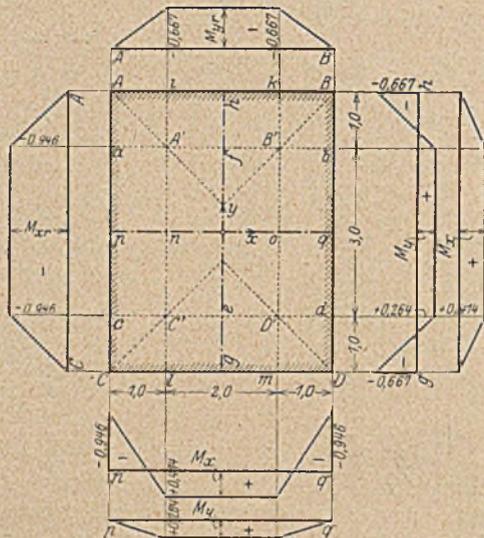


Abb. 11.

Formeln sei wie im vorigen Abschnitt die in Abb. 11 dargestellte Platte mit den Abmessungen:

$$l_x = 4,0 \text{ m},$$

$$l_y = 5,0 \text{ m},$$

mit der Belastung $p = 1,0 \text{ t/m}^2$ gewählt.

Die Lastanteile sind wie früher:

$$p_x = 1,0 \cdot \frac{5^4}{4^4 + 5^4} = 0,71 \text{ t/m}^2,$$

$$p_y = 1,0 \cdot \frac{4^4}{4^4 + 5^4} = 0,29 \text{ „}$$

Auf Grund der Gleichungen (15) und (19) erhält man der Reihe nach:

$$v_b = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{4^3 \cdot 5^2}{4^4 + 5^4} = 0,874$$

$$M_{x_{\max}} = 0,71 \cdot \frac{4^2}{24} \cdot 0,874 = 0,414 \text{ tm/m}$$

$$M_{y_{\max}} = 0,29 \cdot \frac{5^2}{24} \cdot 0,874 = 0,264 \text{ „}$$

$$M_{xr} = -0,71 \cdot \frac{4^2}{12} = -0,946 \text{ „}$$

$$M_{yr} = -1,0 \cdot \frac{4^2}{24} = -0,667 \text{ „}$$

Mit Hilfe dieser Grundwerte und entsprechend den Maßen:

$$b_x = \frac{1}{2} l_x = 2,0 \text{ m}$$

$$b_y = l_y - \frac{1}{2} l_x = 3,0 \text{ m}$$

sind in Abb. 11 die vereinfachten geradlinigen Momentendiagramme für die Mittel- und Randschnitte ermittelt worden. Die zugehörigen Gesamtwerte der Biegemomente sind:

a) für die Schnittfläche \overline{gh} :

$$M_{x_{\max}} \left(b_y + \frac{2}{2} \cdot \frac{l_x}{4} \right) = 4 \cdot 0,414 = 1,656 \text{ tm},$$

b) für die Randfläche \overline{AC} oder \overline{BD} :

$$M_{yr} \left(b_y + \frac{2}{2} \cdot \frac{l_x}{4} \right) = -4 \cdot 0,946 = -3,784 \text{ tm},$$

c) für die Schnittfläche \overline{pq} :

$$M_{y_{\max}} \left(b_x + \frac{2}{2} \cdot \frac{l_x}{4} \right) = 3 \cdot 0,264 = 0,792 \text{ tm},$$

d) für die Randfläche \overline{AB} oder \overline{CD} :

$$M_{yr} \left(b_y + \frac{2}{2} \cdot \frac{l_x}{4} \right) = -3 \cdot 0,667 = -2,0 \text{ tm}.$$

In der kürzeren bzw. in der längeren Spannrichtung ist im Bereiche des Plattenmittelpunktes die Nutzhöhe:

$$h - a_x = 0,411 \sqrt{414} = 8,35 \text{ cm},$$

bzw. $h - a_y = 0,411 \sqrt{264} = 6,68 \text{ cm},$

an den langen Rändern:

$$h - a_x = 0,411 \sqrt{946} = 12,6 \text{ cm},$$

an den kurzen:

$$h - a_y = 0,411 \sqrt{667} = 10,6 \text{ cm}$$

erforderlich.

Wird für den Plattenmittelpunkt $h = 10 \text{ cm}$, für die Ränder $h = 14 \text{ cm}$ gewählt, so stehen die Nutzhöhen

$$h - a_x = 10 - 1,5 = 8,5 \text{ cm},$$

$$h - a_y = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm},$$

bzw. $h - a_x = h - a_y = 14 - 1,5 = 12,5 \text{ cm}$

zur Verfügung.

Die für eine Streifenbreite von 1 m erforderliche Bewehrung ist:

a) für die Strecke \overline{ef} :

$$f_{e_x} = \frac{9}{8} \cdot \frac{41400}{1200 \cdot 8,5} = 4,57 \text{ cm}^2,$$

b) für die Strecke \overline{ac} oder \overline{bd} :

$$f_{e_x} = \frac{9}{8} \cdot \frac{94600}{1200 \cdot 12,5} = 7,1 \text{ cm}^2,$$

c) für die Strecke \overline{no} :

$$f_{e_y} = \frac{9}{8} \cdot \frac{26400}{1200 \cdot 7,5} = 3,3 \text{ cm}^2,$$

d) für die Strecke \overline{ik} oder \overline{lm} :

$$f_{e_y} = \frac{9}{8} \cdot \frac{66700}{1200 \cdot 12,5} = 5,0 \text{ cm}^2.$$

Im ganzen muß:

a) in der Schnittfläche \overline{gh} der Eisenquerschnitt:

$$F_{e_x} = 4,57 \left(3,0 + 2 \cdot \frac{1,0}{2} \right) = 18,28 \text{ cm}^2,$$

b) in der Schnittfläche \overline{AC} oder \overline{BD} :

$$F_{e_x} = 7,1 \left(3,0 + 2 \cdot \frac{1,0}{2} \right) = 28,4 \text{ cm}^2,$$

c) in der Schnittfläche \overline{pq} :

$$F_{e_y} = 3,3 \left(2,0 + 2 \cdot \frac{1,0}{2} \right) = 9,9 \text{ cm}^2,$$

d) in der Schnittfläche \overline{AB} oder \overline{CD} :

$$F_{e_y} = 5,0 \left(2,0 + 2 \cdot \frac{1,0}{2} \right) = 15,0 \text{ cm}^2$$

vorhanden sein.

Die durch die Einspannung bedingte obere Bewehrung ist nur für den Außenring $ABCD, A'B'C'D'$ erforderlich.

Die vorstehenden Untersuchungen haben sowohl die Zuverlässigkeit als die Einfachheit des neuen Näherungsverfahrens wohl zur Genüge erwiesen. Um auch seine Vielseitigkeit zu zeigen, werde ich noch in den nachfolgenden Entwicklungen die Hauptformeln für einige wichtige Lagerungsarten ableiten und ihre Verwendung bei der Behandlung der durchlaufenden Platten eingehend erläutern. (Fortsetzung folgt.)

Lokomotiven und Packwagen nebst den zugehörigen Personalen auf dem Anhalter Güterbahnhof untergebracht werden mußten, wodurch wieder zahlreiche unwirtschaftliche Überführungsfahrten entstanden.

So war denn ein einem Neubau fast gleichkommender Umbau nicht mehr länger zu umgehen. Dieser bot jedoch, ganz abgesehen von betrieblichen Erschwernissen, noch besondere Schwierigkeiten dadurch, daß das Gelände für die Erweiterung einerseits nach der Breite durch die vorhandenen Vorort- und Ferngleise im Westen und durch die inzwischen erbauten Fabriken und Werkstatanlagen im Osten, andererseits nach der Länge durch die Ringbahn mit dem Bahnhof Papestraße im

Geländes bringt es auch mit sich, daß nicht — wie üblich — an jedem Bahnhofsende nur eine für mehrere Richtungen gemeinsame Einfahrgleisgruppe vorhanden ist, sondern daß sich die getrennten Einfahrgleisgruppen der einzelnen Richtungen erst kurz vor den Ablaufbergen vereinigen, wodurch vier Einfahrstellwerke notwendig werden (Tsa und Tpa einerseits, Me und Sd andererseits), die mit den an den Ablaufbergen stehenden Hauptstellwerken Tnt und Tfr in Verbindung stehen. Die Einfahrstellwerke haben mechanische Stellvorrichtungen, während die Stellwerke Tnt und Tfr nebst dem für die Ausfahrten nach Norden dienenden Stellwerk Tfw als elektrische Kraftstellwerke ausgebildet werden. Die jetzt noch vorhan-

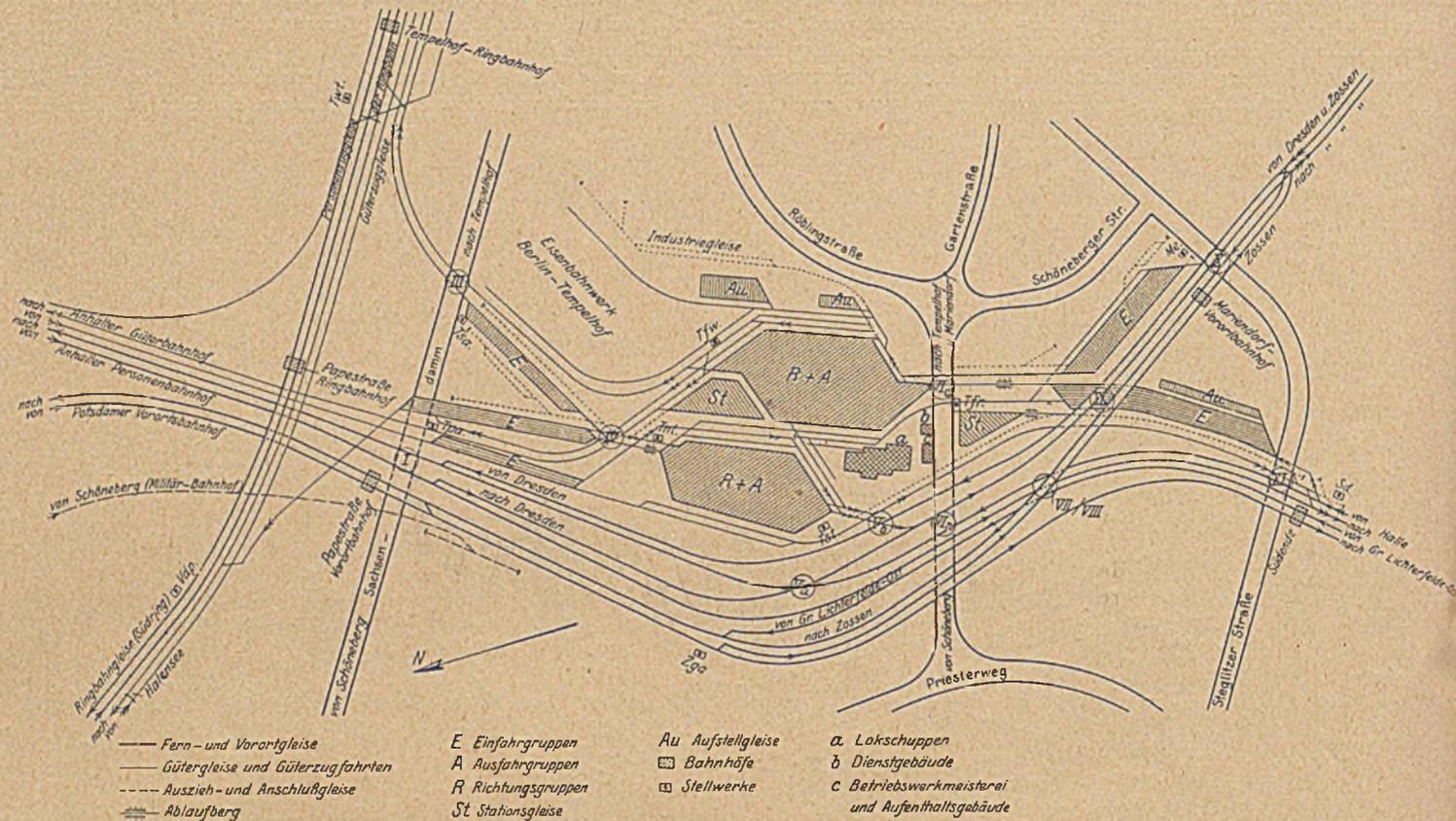


Abb. 2. Endgültiger Ausführungsplan.

Norden und durch die Bahnhöfe Mariendorf und Süden im Süden begrenzt war (vgl. Abb. 1).

Von verschiedenen Entwürfen, die immer wieder Verbesserungen erfuhr, wurde schließlich der in Abb. 2 dargestellte zur Ausführung bestimmt. Dieser Entwurf erfuhr dann während der Ausführung nach dem Kriege durch den Fortfall der Militärbahn Schöneberg—Zossen über Mariendorf noch eine erhebliche Vereinfachung in der Führung der Vorortgleise. Das für den Umbau des Verschiebepfahnhofs notwendige Gelände mußte im wesentlichen durch Hinausschiebung und Zusammenfassung der Vorort- und Ferngleise und durch Verlegung der Einfahrgleise aus der mittleren Gleisgruppe nach den Bahnhofsenden gewonnen werden.

Der neue Bahnhof ist als zweiseitiger Verschiebepfahnhof mit zwei völlig selbständigen Richtungs- und Stationsgruppen für die beiden Hauptrichtungen (Norden und Süden) ausgebildet und nach der Länge entwickelt, soweit es die Gelände- verhältnisse zuließen. Es werden daher künftig sämtliche einfahrenden Güterzüge an den Bahnhofsenden in fünf besondere Einfahrgleisgruppen aufgenommen und unter Vermeidung der früher so störenden Sägebewegungen unmittelbar über die Ablaufberge in die Richtungsgruppen abgedrückt, von wo sie aus den fast sämtlich zuglängen Gleisen entweder wieder ausfahren oder in den Stationsgleisen — hier allerdings wegen der noch immer zu geringen Entwicklungslänge mit einer Sägebewegung — nochmals behandelt werden. Die Eigenart des

denen kleineren Stellwerke und Handweichenposten innerhalb des Bahnhofs werden beseitigt.

Die fertigen Züge fahren im allgemeinen unmittelbar aus den Richtungsgleisen aus; jedoch sind als spätere Erweiterung neben den Einfahrgruppen von Dresden und Halle besondere Ausfahrvorfahrgleise geplant zur Entlastung der Richtungsgruppen von ausfahrenden Zügen bei stärkerem Verkehr.

Sämtliche Güterzuglokomotiven und Packwagen sind jetzt in einer großen, in der Mitte des Bahnhofs liegenden Lokomotivbehandlungsanlage zusammen untergebracht. Dort finden auch die zahlreichen Personal der Züge entsprechende Unterkunft.

Ausreichende Ausziehgleise, Verkehrsgleise und Gleise für durchfahrende Güter- und Eilgüterzüge sowie Anlagen zur Bewältigung des sogenannten Eckverkehrs sind vorgesehen.

Durch alle diese baulichen Maßnahmen wird der Betrieb auf dem neuen Bahnhof sich einfacher gestalten und sich durch Ersparnis an Verschiebelokomotiven und Personal sowie durch die Beschleunigung des Wagenlaufes das aufgewendete Kapital reichlich verzinsen.

Die außerordentlich schlechten Wegeverhältnisse zwischen Tempelhof (im Osten) und Schöneberg (im Westen) werden sich durch den Bau der beiden großen, gradlinigen Unterführungen des Sachsendamms und des schwarzen Weges, von denen die erstgenannte bereits dem Verkehr übergeben ist, erheblich günstiger gestalten.

Die Fern- und Vorortgleise, die bisher infolge der vielen Überschneidungen und Krümmungen ein großes Gelände beanspruchten, werden in übersichtlicher und glatter Linienführung zusammengefaßt, wie ein Vergleich der Abb. 1 und 2 zeigt.

Im Jahre 1911 wurden die eigentlichen Umbauarbeiten in Angriff genommen und bis zum Kriegsbeginn soweit gefördert, daß die Unterführungen des Sachsendamms (Bauwerke I und III), das Bauwerk IV — ein 180 m langer Tunnel für die beiden unter den Einfahrtgleisen hindurchführenden Ausfahrtgleise nach Halensee (Vdp) und Ahg — und der Umbau des Bahnhof Mariendorf nebst einigen Gleisarbeiten auf dem Verschiebebahnhof selbst fertiggestellt waren. Z. Zt. befindet sich der Bahnhof in dem auf Abb. 1 dargestellten Bauzustand, wobei immerhin schon zwei getrennte Richtungsgruppen zu erkennen sind. Jedoch fahren noch alle Züge mit Ausnahme der von Vdp kommenden in die Mitte des Bahnhofs hinein und müssen im Sägebetrieb abangiert werden. Die Bauarbeiten schreiten rüstig fort, so daß unter Voraussetzung fortlaufender Bewilligung der Mittel mit der Vollendung des Umbaus gegen Ende des Jahres 1926 zu rechnen ist.

Der Umbau erfolgt unter vollständiger Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes auf den Fern- und Vorortgleisen sowie auf dem Verschiebebahnhof. Dies verteuert zwar die Ausführung infolge der zahlreichen Zwischenbauzustände (über 60) mit vielen Absteifungen, Unterfangungen und Gleisverschenkungen im Betriebe, läßt sich aber nicht umgehen, da unbebautes Gelände für die Erweiterung nur in geringem Maße zur Verfügung steht. Der Umbau des inneren Teils des alten Bahnhofs geschieht in größerem Umfange erst nach Fertigstellung der Einfahrtgleise an den Bahnhofsenden, die im Norden sofort ihrer Bestimmung übergeben werden, während die südlichen Einfahrtgleise vorläufig nur als Aufstellgleise zur Freimachung anderer Bahnhofsgleise für den Umbau benutzt werden. Ebenso können die großen Brückenbauwerke nur abschnittsweise ausgeführt und erst nach Inbetriebnahme des fertigen Teiles und Freiwerden des bisher von Gleisen besetzten Geländes vollendet werden.

Die Widerlager sämtlicher Bauwerke werden aus Stampfbeton hergestellt. Die Fahrbahnen bestehen entweder aus I-Trägern mit dazwischengestampftem Beton (Bauwerk IV,

Va, Vb, VII/VIII, IX und XI) oder aus Blechbalkenbrücken (Bauwerk I, III, VI und X).

Besonders interessant ist die Herstellung der Bauwerke VII/VIII und IX in dem bestehenden Damm der Zossener

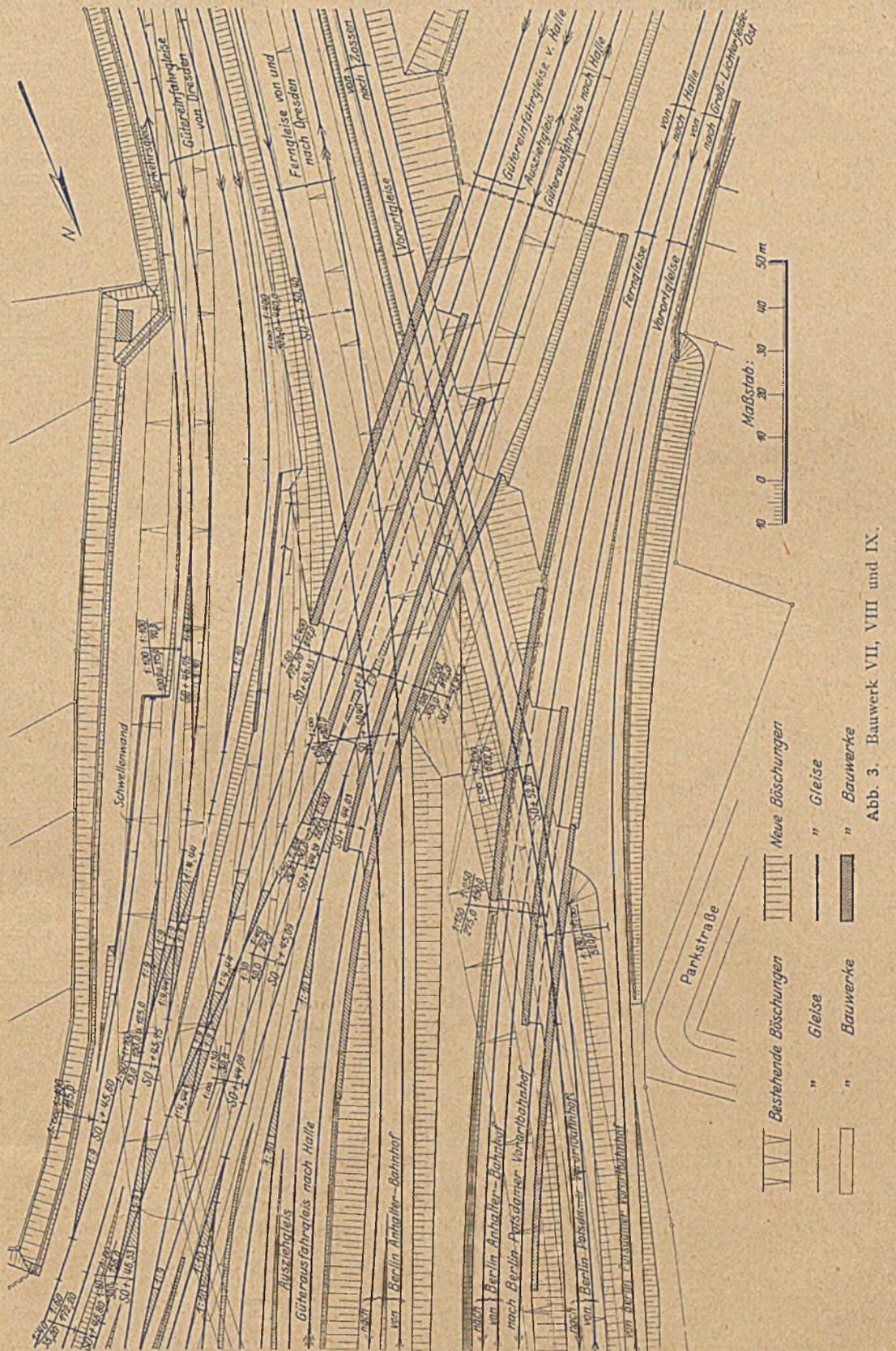


Abb. 3. Bauwerk VII, VIII und IX.

Vorort- und Dresdener Ferngleise (Abb. 3). Wenn auch das Ferngleis von Dresden durch vorläufige Einführung der Fernzüge über das Dresdener Gütergleis in das Ferngleis von Halle beseitigt und auch das Gleis der Militärbahn fortgefallen ist, so bleiben doch noch auf dem ursprünglich viergleisigen Damm

die Gleise nach Dresden und nach Zossen. Unten durchschneiden die beiden Ferngleise von und nach Halle sowie das Vorortgleis von Lichterfelde den Damm (vgl. Abb. 1). Alle Gleise bleiben ununterbrochen in Betrieb. Dies ist nur möglich durch umfangreiche Abfangungen und Vortrieb der Widerlager im Schlitzbetrieb. Nur etwa das nördliche Drittel

des Bauwerkes IX konnte auf unbenutztem Gelände errichtet werden. Z. Zt. ist das Bauwerk VII/VIII bis auf die nördliche Flügelmauer fertiggestellt, während vom Bauwerk IX der nördliche Teil ganz, der südliche Teil bis zu den zwischen den künftigen Dresdener und Zossener Gleispaaren liegenden Luftschächten (in der Skizze durch starkumrandete, trapezförmige

Figuren angedeutet) sich der Vollendung nähern. Die beiden oben in Betrieb befindlichen Gleise werden dann auf den fertigen südlichen Teil verlegt, so daß die Baustelle des mittleren Teils frei wird und das Bauwerk IX weiter unabhängig vom Betriebe gebaut werden kann.

Die Bauwerke VII/VIII und IX erfordern rd. 11000 m³ Beton für Widerlager und Decken sowie fast 1000 t eiserne Träger als Einlagen der Fahrplattendecken. Eine große Zahl von Zwischenbauzuständen, zu denen unter anderem auch der Umbau und die Hebung um etwa 80 cm der eisernen Überbauten

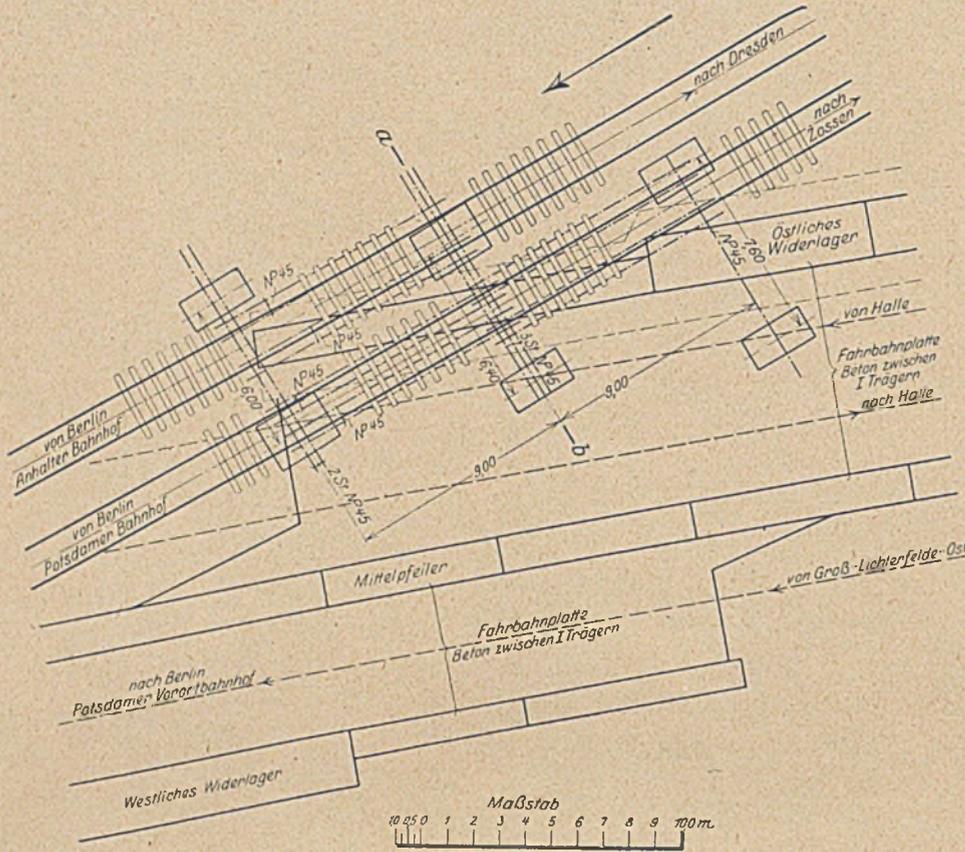


Abb. 4. Unterfangung Bauwerk VII/VIII.

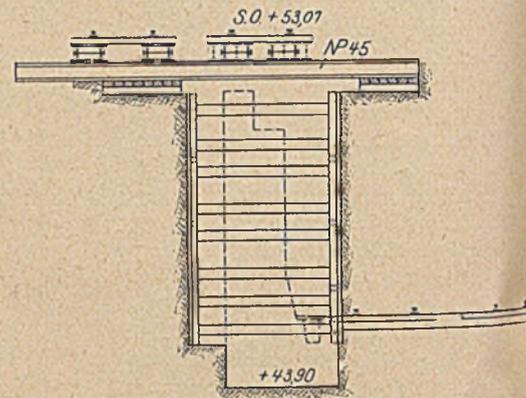


Abb. 4a Schnitt a—b.

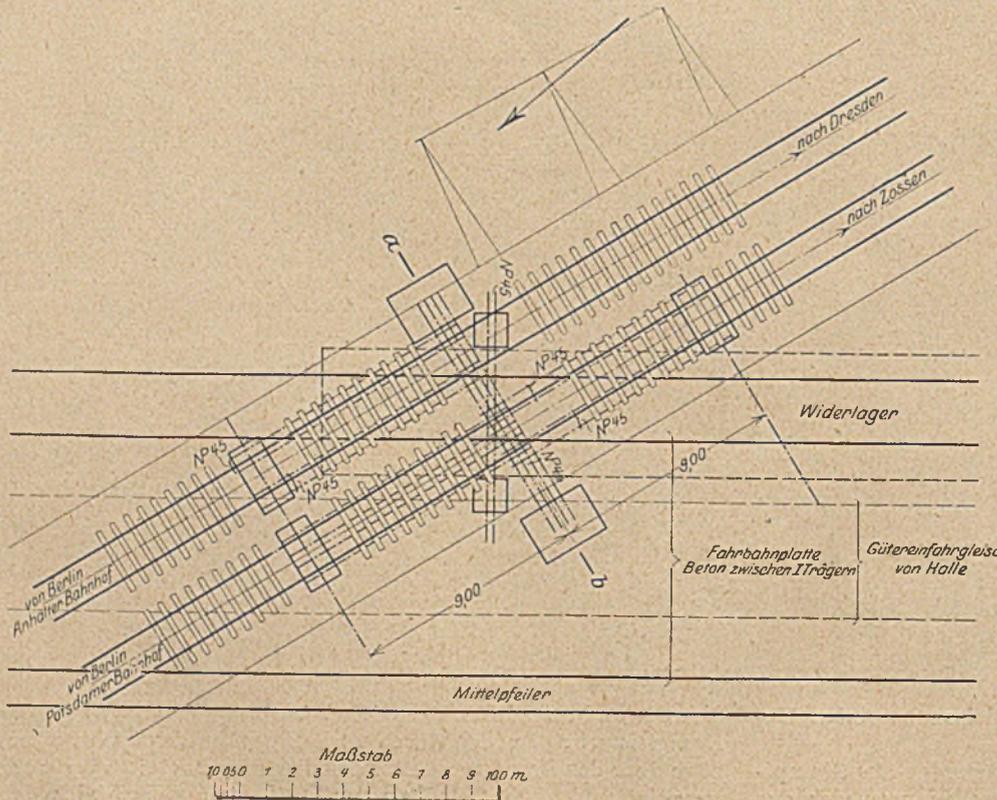


Abb 5. Unterfangung Bauwerk IX.

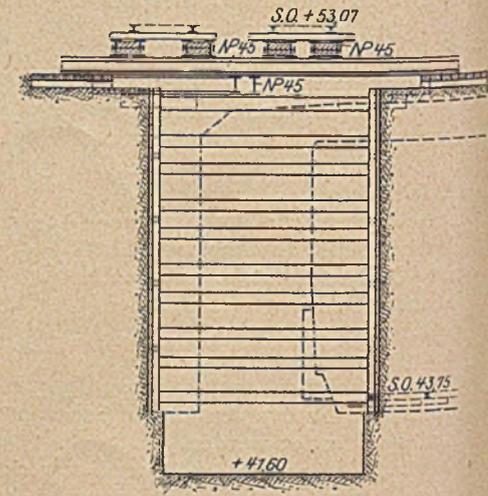


Abb. 5a. Schnitt a—b.

des später fortfallenden, alten Mittelbauwerkes (in der Skizze nur durch die Widerlager angedeutet) gehört, bereiten viele Schwierigkeiten und geben Gelegenheit zur Lösung verschiedener technischer Aufgaben. Leider lassen sich diese interessanten Arbeiten und die hierzu erforderlichen Maßnahmen nicht im Rahmen dieses Aufsatzes beschreiben. Jedoch möge auf die Unter-

fangung der oben liegenden Gleise noch etwas näher eingegangen werden.

Die Unterfangungen boten dadurch besondere Schwierigkeiten, daß die zu unterfangenden Gleise und die Bauwerksachsen sich unter sehr spitzen Winkeln schneiden (vgl. Abb. 4 und 4 a). Zur Überbrückung der Schlitz für die Widerlager mußten daher Konstruktionen von 14 bis 18 m Spannweite verwendet werden. Die Träger hierzu wurden den für den mittleren, erst zuletzt herzustellenden Teil bestimmten Trägern entnommen. Da aber Länge und Profil dieser Träger für derartige Spannweiten und bei solcher Belastung nicht ausreichten, mußten in der Mitte Zwischenauflager durch Unterzüge geschaffen werden. Sämtliche Unterfangungsträger lagern auf senkrecht zur oberen Gleisachse liegenden Unterzügen, welche wiederum auf Schränkklagern aus hölzernen Schwellen (in den Skizzen durch Rechtecke angedeutet) ruhen. Der Einbau der Schränkklager und Unterzüge erfolgte bei Tage in kleineren Betriebspausen. Während dieser Arbeiten wurden die Schwellen der Gleise an besonderen, leichteren Aufhängevorrichtungen befestigt, die nach Einschiebung der Unterfangungsträger unter die Gleise bei Nacht beseitigt wurden. Während des ganzen Baues dürfen natürlich die oben fahrenden Züge nur mit einer Geschwindigkeit von 15 km/Stde die Baustelle befahren.

Nach vollendetem Einbau der Unterfangungen begann dann die bis zu 10 und 13 m Tiefe herunterreichende Ausschachtung der Baugruben für die Widerlager, wobei die Wände mit besonderer Sorgfalt ausgesteift wurden. Die Herstellung der Trägerdecken bereitete innerhalb der Unterfangungen ebenfalls zahlreiche Schwierigkeiten, da die Schränkklager zum

Einschieben der Deckenträger teilweise beseitigt und durch Zwischenabfangungen ersetzt oder umgebaut werden mußten.

Im ganzen wurden 10 solcher Unterfangungsstellen, die jedesmal andere Trägeranordnungen erforderten, ausgeführt. Von diesen ist die in Abb. 5 u. 5a dargestellte besonders bemerkenswert. Da das zu errichtende Widerlager als Endwiderlager des Bauwerkes IX stärker als die Mittelpfeiler war, reichten die mittleren Unterzüge bei der erhöhten Spannweite und der Belastung durch zwei Betriebsgleise nicht mehr aus. Es wurden daher unter die vier Träger nochmals zwei Träger zur Verminderung der Durchbiegung geschoben, so daß also drei Lagen Träger (Unterfangung, oberer und unterer Unterzug) eingebaut werden mußten.

Die Unterfangungen, die hauptsächlich im Oktober und November vorigen Jahres hergestellt wurden und infolge der langen Frostzeit und der daran anschließenden Bauarbeiterstreiks über 6 Monate länger als vorgesehen liegen bleiben müssen, haben sich sehr gut bewährt. Zwar müssen die darauf liegenden Betriebsgleise ab und zu wieder herausgehoben und gerichtet werden, da natürlich kleinere Senkungen und seitliche Verschiebungen infolge anfänglicher Zusammendrückung der Schwellenlager und der wechselnden Temperaturen sich nicht vermeiden lassen, doch wird hierdurch die Betriebssicherheit in keiner Weise beeinträchtigt.

Trotz der Ungunst der Zeiten ist der Umbau des Verschiebebahnhofes Tempelhof in den letzten Jahren ein gutes Stück vorwärts gekommen, nachdem die Kriegsjahre einen langen Stillstand verursacht hatten. Möge nunmehr das Werk ohne weitere Störungen seiner baldigen Vollendung entgegengehen.

GEGLIEDERTE KNICKSTÄBE.

THEORIE — ERFAHRUNG — WIRTSCHAFTLICHKEIT.

Von Dr.-Ing. Dietrich Rühl, Dortmund.

Über die Berechnung und bauliche Durchbildung gegliederter Stäbe in Eisenkonstruktionen bestanden bislang noch Meinungsverschiedenheiten insofern, als von einem Teil der Fachleute die theoretischen Unterlagen zur Berechnung solcher Stäbe als noch nicht in genügender Übereinstimmung mit der Wirklichkeit stehend bezeichnet wurden und insofern, als man glaubte, gegliederte Stäbe dadurch den Vollwandstäben gleich und gleichwertig zu machen und gleichzeitig damit den höchsten Grad der Wirtschaftlichkeit zu erreichen, daß man den Abstand der Bindungen möglichst eng und nicht unter 30*·*i wählt.

Es darf angenommen werden, daß den hiermit angedeuteten Fragen und deren Beantwortung seitens der Fachleute allgemeines Interesse entgegengebracht wird, um so mehr als eine der im nachstehenden gegebenen zusammenfassenden Betrachtung ähnliche Behandlung dieser Fragen meines Wissens bisher nirgends durchgeführt oder veröffentlicht worden ist. Dabei halte ich mich im wesentlichen an meine im Unterausschuß für Knicken gemachten Ausführungen, deren

Ergebnis sowohl vom Unterausschuß als auch vom Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen für die DIN-Entwürfe angenommen worden ist. Die nachstehenden Ausführungen geben für den Außenstehenden

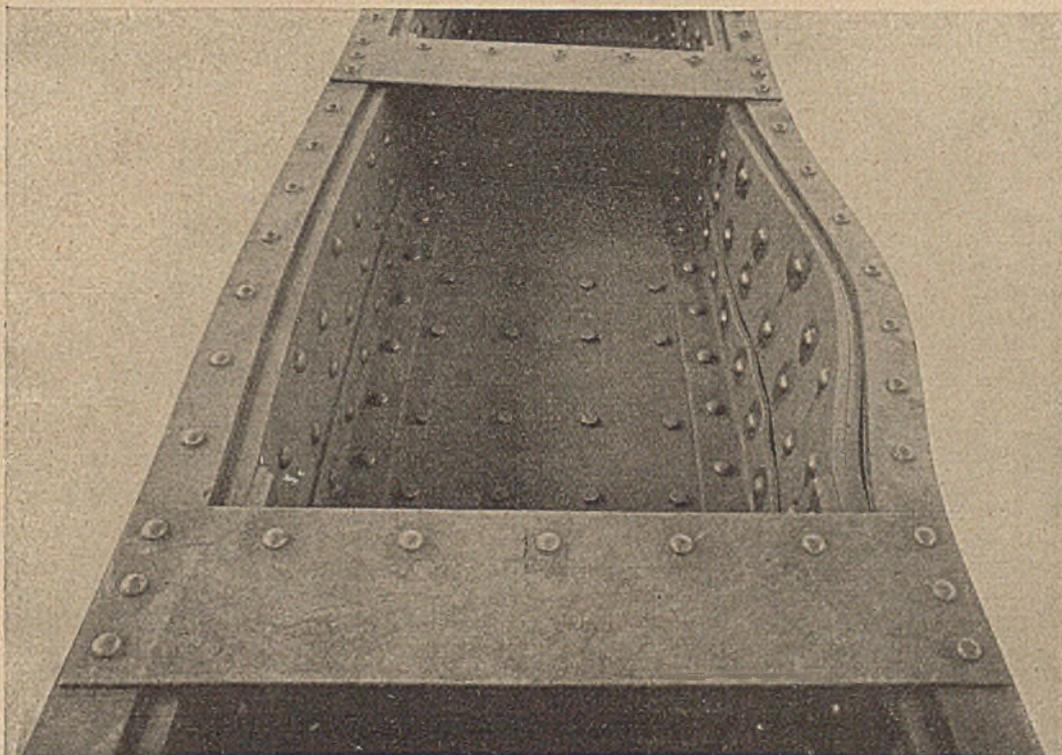


Abb. 1. Stab Nr. 69, Strebe D₃ der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Haus Knipp.

zugleich eine Erklärung und Ergänzung der gefaßten Beschlüsse und der gewählten Form der Darstellung.

I. Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuchswerten gegliederter Stäbe.

Es soll gezeigt werden, daß zwischen den vorhandenen theoretischen Beziehungen von Engesser, Krohn und Müller-Breslau für die Knickfestigkeit gegliederter Stäbe und den wichtigsten bisher durchgeführten Versuchen eine gute Übereinstimmung besteht, die sogar so weit geht, daß man in Anbetracht der Schwierigkeit und der besonderen Art der Knickfrage kaum jemals in der Praxis eine bessere Übereinstimmung der rechnerischen Werte und der Versuchswerte erreichen wird. Die von verschiedenen Seiten hervorgehobenen scheinbaren Widersprüche zwischen den rechnerischen und den Versuchswerten beruhen darauf, daß die Versuchsstäbe ohne weiteres als Vollwandstäbe angesehen wurden, während sie sich in Wirklichkeit, wie man auch an den Verbiegungen der Stabgurt ohne weiteres erkennen kann, wie gegliederte Stäbe verhalten, trotzdem die Stäbe teilweise mit durchlaufenden Blechwänden ausgesteift sind. Als Beispiel sei der Stab Nr. 69, Strebe D₃ der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Haus Knipp, angeführt, siehe Abb. 1. Erreicht die Belastung des Stabes die Knickspannung des gedachten gegliederten Stabes ohne durchlaufende Blechwände, dann geben die Gurtungen nach, die durchgehenden Wände werden dadurch überlastet und der Stab im ganzen bricht zusammen. Bezüglich der Beziehungen von Engesser, Krohn und Müller-Breslau verweise ich auf meinen Aufsatz in der Zeitschrift des VDI in Heft 16 vom 22. April 1922¹⁾.

In Zusammenstellung I werden die wichtigsten Versuche einander gegenübergestellt und die Knickspannungen nach den Beziehungen von Engesser und Krohn, fußend auf der Tetmajergleichung ermittelt. Von einer Nachrechnung der Knickspannungen nach den Beziehungen von Müller-Breslau wurde Abstand genommen, weil diese Beziehungen, insbesondere die genauen Ableitungen, letzten Endes auf dieselben Werte führen, wie die Formeln von Engesser.

Bei den rechnerischen Ermittlungen ist zunächst stillschweigend vorausgesetzt, daß der verwendete Baustoff den

¹⁾ Des Zusammenhangs halber seien diese Beziehungen kurz angegeben: I. Engesser, siehe Eisenbau 1911, S. 391 und Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 136.

Für den gegliederten Stab wird die „gedachte spezifische Länge“ λ_0 (Schlankheitsgrad) nach der Gleichung

$$\lambda_0^2 = \left(\frac{l}{i_y}\right)^2 + \left(\frac{l_1}{i_y}\right)^2 + \frac{l_1 h F}{J_b}$$

ermittelt und mit diesem Wert der Stab dann wie ein Vollwandstab berechnet, wobei mit Rücksicht auf die vernachlässigten weniger wichtigen Glieder und die praktischen Ungenauigkeiten die Knickspannung mit dem Faktor $\mu = 0,94$ zu multiplizieren ist. Es bedeutet:

- $\frac{l}{i_y}$ den Schlankheitsgrad des Gesamtstabes,
- $\frac{l_1}{i_y}$ „ „ „ Einzelstabes,
- h den Schwerpunktsabstand der Einzelstäbe,
- F den Querschnitt des Gesamtstabes,
- J_b das Trägheitsmoment eines Querblechpaares (vorn und hinten).

Das Glied $\frac{l_1 h F}{J_b}$ kann meist vernachlässigt werden.

2. Krohn, siehe Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, Nr. 84, S. 559, oder „Hütte“ III, 22. Auflage, S. 960.

Die Knickspannung des Gesamtstabes beträgt:

$$\sigma_k = \sigma_k \left(1 - \frac{11,4}{3100} \frac{l_1}{i_y}\right)$$

3. Müller-Breslau, siehe Eisenbau 1911 und 1912 oder „Neuere Methoden der Festigkeitslehre“. 4. Auflage, S. 414, Nahrungsformel:

$$P_k = \frac{200 h}{100 h + 1} \left(3.100 - 0,0114 \frac{l_1}{i_y}\right) F'$$

wobei F' die Fläche des Einzelstabes bzw. des auf der einen Seite der materialfreien Achse gelegenen Querschnittsteiles bedeutet. Bezüglich der genauen Beziehungen wird auf die N. M. Seite 400 verwiesen.

Festigkeitswerten entspricht, die den Versuchen von Tetmajer zugrunde liegen. Der Einfluß der Streckgrenze des Baustoffes auf die Knickspannung wird später noch besonders untersucht. Ist man der Ansicht, daß der Baustoff z. B. der Knickspannungslinie der Reichsbahnvorschriften entspricht, so sind nur die Baustoffzahlen entsprechend abzuändern oder es sind die dem Schlankheitsgrad des Stabes entsprechenden Knickspannungen aus der gegebenen Knickspannungslinie zu entnehmen.

In der letzten Spalte der Zusammenstellung I ist, soweit feststellbar, die Streckgrenze bzw. die Quetschgrenze des Baustoffes angegeben. Man erkennt, daß bis auf die Stäbe Nr. 68 I und Voß Nr. 1 und 3 die Streckgrenze des Baustoffes den Tetmajerschen Versuchen und dem gewöhnlichen Flußeisen entspricht. Aus der Zusammenstellung ergeben sich folgende wichtigen Schlüsse:

1. Die theoretischen Knickspannungen stimmen gut mit den Versuchswerten überein.
2. Im allgemeinen empfiehlt es sich aus Gründen der Sicherheit, bei der Formel von Engesser mit der Zahl $\mu = 0,94$ zu rechnen.
3. Die Knickspannungen nach der Krohnschen Formel stimmen im wesentlichen mit den niedrigen Werten nach Engesser überein.
4. Der Schlankheitsgrad des „gedachten“ Stabes ist ein charakteristisches Maß für die Festigkeit des Stabes, wobei es gleichgültig ist, ob λ_0 sich aus kleinen Werten λ_1 und größeren Werten λ_y oder umgekehrt aus einem großen Werte λ_1 und aus einem kleinen Werte λ_y ergibt.

Einer besonderen Betrachtung bedürfen die Stäbe Nr. 68¹ und Voß 1 und 3, deren Streckgrenze nach den Versuchen außergewöhnlich niedrig liegt. Es entsteht die Frage, um wieviel hierbei die theoretische Knickspannung mit Rücksicht auf den weicheren Baustoff zu ermäßigen ist.

Um hierüber einen Anhaltspunkt zu gewinnen, seien die Versuche von Kármán vergleichsweise herangezogen. Der von Kármán verwendete Siemens-Martin-Stahl von 6800 kg/cm²

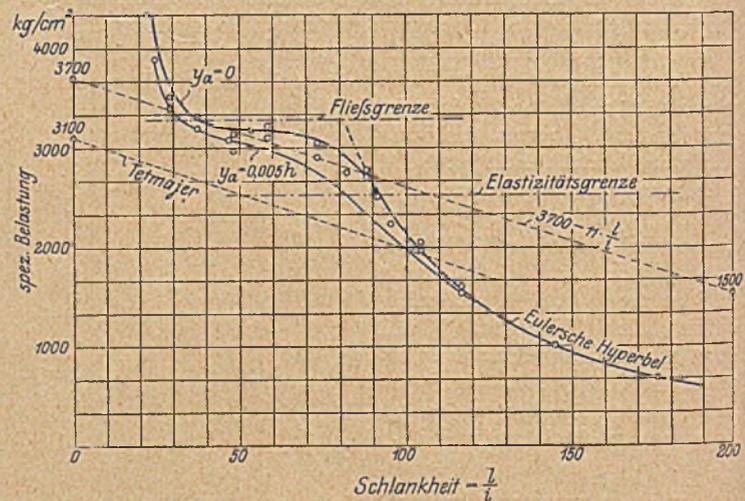


Abb. 2. Versuche von v. Kármán und Tetmajer-Gerade.

Festigkeit hatte eine Streckgrenze von 3200 kg/cm². Die Versuchswerte von Kármán (s. Abb. 2) können durch eine Gerade gemäß der Gleichung

$$\sigma_k = 3700 - 11 \cdot \frac{1}{l}$$

dargestellt werden, die nichts anderes ist, als eine in Richtung der Ordinatenachse entsprechend dem Unterschied von etwa 600 kg/cm² in der Streckgrenze parallel nach oben verschobene Tetmajergerade²⁾. Hieraus kann der Schluß ge-

²⁾ Die Streckgrenze des Flußeisens kann bekanntlich zu etwa $\frac{2}{3}$ der Zugfestigkeit angenommen werden. Also $\sigma_s = \frac{2}{3} \cdot 4000$ rd 2600 kg/cm² und somit der Unterschied gegen obigen S.M.-Stahl: 3200 - 2600 = 600 kg/cm².

Zusammenstellung I.
Vergleich der Knickspannungen nach Engesser und Krohn mit Versuchswerten.

| Stab | Veröffent- lichung | Querschnitt | Fläche cm ² | Versuchswert | | Knick- länge cm | λ_y | λ_1 | λ_0 | Engesser | | Krohn | | Streck-bzw. Quetsch- grenze des Materials |
|-----------------------------|---|---|---------------------------|------------------|---|-----------------------|-------------|-------------|-------------|--|--|--|--|--|
| | | | | Bruchlast ton | Knick- spannung σ_k kg/cm ² | | | | | Knick- span- nung σ_k kg/cm ² | Abweichung des rechneri- schen Wertes vom Ver- suchswert | Knick- span- nung σ_k kg/cm ² | Abweichung des rechneri- schen Wertes vom Ver- suchswert | |
| Gutehoff- nungshütte | Stahl und Eisen 1911, S. 189, Bohny. Denkschrift zu Otto Mohrs acht- zigstem Geburts- tag, Berlin 1916, S. 57-59, Bohny. Baugen. 1922, S. 137, Bohny. Der Eisenbau 1916, Nr. 11, Fisch- mann u. Weirich. |  | 48,0 | 119,50 | 2490 | 400 | 48,8 | 31 | 58 | 2440 ¹⁾ (2300) ²⁾ | -2 vH (-7,5 vH) | 2240 | -10 vH | unbekannt |
| Gutehoff- nungshütte | |  | 96,6 | 256,25 | 2650 | 400 | 32,5 | 23 | 40 | 2645 (2500) | ± 0 vH (-5,5 vH) | 2500 | -5,6 vH | |
| Hamburg I Nr. 65, 66, 67 | Untersuchung v. Druckstäben auf Knickfestigkeit im Auftrage des Deutschen Eisen- bauverbandes v. Rudeloff, s. a. Bauingenieur 1922, S. 141. |  | 48,0 | 81-89,4 | 1690-1850 | 340 | 92,9 | 56,4 | 108 | 1800 (1690) | -3 vH (± 0 vH) | 1620 | -4 vH -12,6 vH | 2860 Str. |
| Hamburg II Nr. 74, 75 | |  | 48,0 | 102,3-102,8 | 2090 | 340 | 92,9 | 28,2 | 97 | 1990 (1870) | -5 vH (-10,5 vH) | 1830 | -12,5 vH | 2790 Str. Q = 2585 |
| Stab Nr. 68, I | Berichte des Aus- schusses für Ver- suche i. Eisenbau Ausg. A, Heft 2. Berichterstatter: Rudeloff, s. a. Bauingenieur 1922, S. 139. |  | 846,4 | 1862,2 | 2200 | 788 | 25,4 | 26 | 36,4 | 2685 (2520) | Vergitterung zerstört | 2540 | - | 2300 Str. |
| Stab Nr. 71, Nr. 68, II | |  | 846,4 | 2187 | 2580 | 788 | 25,4 | 18 | 31,1 | 2746 (2580) | +6,5 vH (± 0 vH) | 2620 | +1,5 vH | - |
| Stab Nr. 69 | |  | 1061 | 2294 | 2150 | 1401,5 | 31 | 54 | 62,4 | 2390 (2250) | +11 vH (+4,5 vH) | 2200 | +2 vH | - |
| Stab Voß Nr. I | |  | 408 | 845 | 2070 | 1193 | 42,3 | 21 | 47 | 2560 (2400) | - | 2420 | - | 2190 Str. |
| Stab Voß Nr. III | Zentralblatt der Bauverwaltung 1922, S. 26. |  | 453 | 1050 | 2297 | 1193 | 44,5 | 50 | 67 | 2335 (2200) | +1,5 vH (-4 vH) | 2120 | -7,5 vH | 2390 Str. |
| Stab Voß Nr. VI | |  | 412 | 1070 | 2602 | 1193 | 42,3 | 31 | 52,6 | 2500 (2450) | -4 vH (-6 vH) | 2320 | -11 vH | 2640 Str. |
| Stab Voß Nr. VII, 2 | |  | 411 | 1110 | 2700 | 1193 | 42,3 | 25 | 49 | 2540 (2390) | -6 vH (-11,5 vH) | 2370 | -12 vH | 2845 Str. |

Engessersche Formel $\left\{ \begin{array}{l} \text{bei } \mu = 1,00: \\ \text{bei } \mu = 0,94: \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} -6 \text{ vH} \\ +11 \text{ vH} \\ -11,5 \text{ vH} \\ +4,5 \text{ vH} \\ -12,5 \text{ vH} \\ +2 \text{ vH} \end{array} \right.$

Krohnsche Formel $\left\{ \begin{array}{l} \text{Ohne Berücksichtigung des} \\ \text{Einflusses der ver-} \\ \text{schiedenen Streckgrenzen!} \end{array} \right.$

Abminderungszahl nach Engesser,
1) $\mu = 1,00$
2) $\mu = 0,94$
3) Wegen der ungewöhnlich niedrigen Streckgrenze
unberücksichtigt. (Siehe nähere Ausführungen im Text.)

zogen werden, daß bei verschiedenartigen Baustoffen das erste Glied der Tetmajergleichung entsprechend dem Unterschied der Streckgrenzen verändert einzuführen ist. Für Stab 68I ist die mittlere Streckgrenze zu 2300 kg/cm^2 ermittelt, so daß die Knickspannung nach Engesser von 2685 bzw. 2520 kg/cm^2 um 300 kg/cm^2 , also auf 2385 bzw. 2220 kg/cm^2 zu ermäßigen wäre. Diese Werte stimmen mit den Versuchswerten von 2200 kg/cm^2 gut überein. Allerdings wird das Ergebnis dadurch beeinträchtigt, daß beim Versuch die Verwitterung zerstört worden ist, doch steht immerhin die durchgeführte allgemeine Betrachtung auch mit diesem Stab nicht in Widerspruch.

Ermäßigt man bei Stab Voß Nr. III die Knickspannung um den Unterschied von etwa 200 kg/cm^2 in der Streckgrenze, so erhält man statt 2335 kg/cm^2 die Knickspannung 2135 kg/cm^2 gegenüber 2297 kg/cm^2 beim Versuch. Für den Stab Voß Nr. VII, bei dem der umgekehrte Fall vorliegt, ergibt sich eine ähnliche Übereinstimmung: $2540 + 200 = 2740 \text{ kg/cm}^2$ gegenüber 2700 kg/cm^2 beim Versuch.

Besonders charakteristisch ist der Stab Voß Nr. I, für den die größte Knickspannung nach Engesser 2560 kg/cm^2 beträgt. Die Streckgrenze ist zu 2190 kg/cm^2 ermittelt, mithin beträgt der Unterschied 410 kg/cm^2 und die Knickspannung 2150 kg/cm^2 gegenüber 2070 kg/cm^2 nach dem Versuch.

Von besonderer Wichtigkeit ist es noch, festzustellen, inwieweit die Formel von Engesser auch für sehr schlanke Stäbe zutrifft. Hierfür geben die Versuche von Tetmajer Serie I, III, IV einen vorzüglichen Anhaltspunkt. Diese Versuche wurden von Tetmajer bekanntlich durchgeführt zur Feststellung des zulässigen Bindeblech-Abstandes gegliederter Stäbe aus Kreuzprofilen mit 2 bzw. 4 Winkeleisen. Bei dem großen Bindeblechabstand von 300 cm findet Tetmajer eine Abweichung von $26,8 \text{ vH}$ bei Serie I, von $41,6 \text{ vH}$ bei Serie III und von 45 vH bei Serie IV. Rechnet man die Knickspannung nach der Beziehung von Engesser nach, so findet man eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuchswerten und Theorie. Die Fehler liegen innerhalb der Grenzen $\pm 8 \text{ vH}$. Es muß als ein besonderer Vorzug der Beziehungen von Engesser bezeichnet werden, daß sie gleich gut für gedrungene wie für schlanke Stäbe zutreffen.

Über den Einfluß anfänglicher Exzentrizitäten der Kräfte geben die von Müller-Breslau durchgeführten Untersuchungen, bei denen bekanntlich die Formänderungen aller Einzelteile des Stabes genauestens berücksichtigt werden, einen sehr guten Überblick. In den Neueren Methoden, Seite 401 u. f. ist die Knickkraft eines Rahmenstabes aus 2 U-Eisen N.P. 14 zu 96 t bei einer Knickspannung von 2350 kg/cm^2 ermittelt. Bei einer Belastung mit 80 t wird bereits bei einer Exzentrizität von 1 mm , die $\frac{1}{6000}$ der Knicklänge des Stabes beträgt, die Spannung an der Proportionalitätsgrenze $\sigma_p = 2400 \text{ kg/cm}^2$ erreicht, also bei einer Belastung, die um 17 vH geringer ist als die Knicklast für genau zentrische Belastung. Nach der Krohnschen Formel ergibt sich für denselben Stab die Knickkraft zu $71,5 \text{ t}$, nach Engesser im Mittel zu $77,5 \text{ t}$, woraus man erkennt, daß diese Formeln, die ja auf den Erfahrungswerten von Tetmajer fußen, den Einfluß solcher geringer und unvermeidlicher Exzentrizitäten bereits enthalten. Aus diesem Beispiel geht aber auch sehr deutlich hervor, daß bereits geringe Unterschiede in der Größe der Exzentrizität erheblichen Einfluß auf die Versuchswerte haben, wodurch sich die bei Versuchen mit Stäben gleicher Art beobachteten Abweichungen von 10 vH und mehr ohne weiteres erklären. Z. B. hält Stab Nr. 73 um 14 vH weniger als Stab Nr. 74 und 75 und ebenso Stab Nr. 65 um 9 vH weniger als Stab Nr. 66, wobei nach den vorliegenden Angaben der Baustoff für alle Stäbe der gleiche ist.

Als Ergebnis der vorstehenden Betrachtungen kann festgestellt werden, daß bei Berücksichtigung der Verschiedenartigkeit des Baustoffes, also namentlich der Quetsch- bzw. der Streckgrenze, eine

befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnungs- und Versuchswerten gegliederter Stäbe besteht, und zwar in solchem Maße, daß es fraglich erscheint, ob bei der besonderen Art des Knickproblems, bei dem zufällige anfängliche Exzentrizitäten, über die im voraus niemals etwas ausgesagt werden kann, eine große Rolle spielen, überhaupt jemals eine wesentlich bessere Übereinstimmung als eine in den Grenzen $\pm 10 \text{ vH}$ liegende in der Praxis erreicht werden kann. Dieser Genauigkeitsgrad ist andererseits für die Praxis jedoch vollauf genügend. Die Ermittlung der tatsächlichen Belastung und der wirklichen Stabkräfte ist sicher mit einem wesentlich größeren Fehler behaftet. Die Sicherung gegenüber diesen unvermeidlichen Fehlern geschieht erfahrungsgemäß durch eine entsprechend hohe Sicherheitszahl.

II. Wirtschaftlichkeit gegliederter Stäbe.

Nachdem im Vorausgehenden der Nachweis über die gute Übereinstimmung zwischen Rechnungs- und Versuchswerten erbracht worden ist, sei nachfolgend an Hand der Zusammenstellung II untersucht, welche Vorteile gegliederte Stäbe in bezug auf Gütegrad und Wirtschaftlichkeit gegenüber Vollwandstäben besitzen und wie sich die Stäbe bei verschiedenen Bindeblechabständen im Vergleich zu einander stellen.

In den Vorschriften der Reichseisenbahn wird verlangt, daß der Abstand der Bindebleche $\leq 30 i$ sein soll. Hierbei war der Gesichtspunkt maßgebend, ein möglichst einfaches Berechnungsverfahren zu geben und eine zuverlässige Bauart zu sichern, deren Tragfähigkeit möglichst nahe an die des Vollwandstabes herankommt. In der Praxis aber sind bislang meist wesentlich größere Bindeblechabstände üblich, namentlich im Eisenhochbau, so daß die neue Forderung zunächst als ungewöhnlich auffallen wird. Bei dem in Zusammenstellung II behandelten Beispiel ist ein Stab von etwa 10 m Knicklänge und einer erforderlichen Knickkraft von rund 260 t zugrunde gelegt.

Fall 1 zeigt die Ausbildung des Stabes entsprechend den neuen Vorschriften. Der Abstand der Bindebleche ist zu $30 i$ gewählt, der Schwerpunktabstand der Einzelteile in Richtung der x-Achse gleich der Profilhöhe, so daß das Trägheitsmoment für die y-Achse wesentlich größer ist als das für die x-Achse, wie es die bekannte Regel verlangt.

Fall 2 entspricht genau dem Fall 1, nur sind die Bindebleche hier 2-nietig statt 3-nietig, da eine genauere Rechnung ergibt, daß im vorliegenden Falle 2 Nieten genügen.

Fall 3 stellt einen Stab dar, bei dem der Abstand der Bindebleche dem bisherigen Gebrauch entspricht, nach dem meist der Schlankheitsgrad der Einzelstäbe dem des Gesamtstabes gleich ist. Der Bindeblechabstand ist hier doppelt so groß wie in den beiden ersten Fällen. In diesem Falle müssen die Bindebleche mit 3 Nieten angeschlossen werden.

Fall 4 soll zeigen, wie bei vorliegenden Verhältnissen der günstigste Gütegrad in bezug auf Baustoffausnutzung sich stellen würde, wobei die Gurtplatten, die an Stelle der Bindebleche getreten sind, hier zur Aufnahme der Stabkräfte vollwertig mit herangezogen werden. Der Stab ist also ein Vollwandstab. Um annähernd dieselbe Stabkraft zu erhalten, müssen natürlich die Ausmaße des Querschnittes bedeutend vermindert werden. An Stelle der U-Eisen NP 30 treten U-Eisen NP 22 mit Gurtplatten 337/8. Der Gütegrad bezogen auf die Baustoffausnutzung erreicht den Wert $0,242$, der also als Höchstwert für vorliegendes Beispiel angesehen werden muß.

Das Ergebnis der bisherigen Untersuchungen ist in Spalte 13 leicht zu übersehen, in der das Verhältnis der einzelnen Gütegrade angegeben ist. Man erkennt, daß gegliederte Stäbe in bezug auf die Baustoffausnutzung ungünstiger sind als Vollwandstäbe, was ohne weiteres in der Natur der Sache begründet ist. Man erkennt aber weiter, daß gegliederte Stäbe mit wesentlich größerer Bindung als

Zusammenstellung II.
Wirtschaftlichkeit der Vergitterung.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
|------|---------------------------|-------------|-----------|-------------|-------------|---|---------------------|-----------------------------|----------------------------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------|----------------------|------------------------------|------------------------------|--------------------------|--|---|
| Stab | Fläche cm ² | Länge cm | λ | λ_1 | λ_0 | Knickspannung σ_k kg/cm ² | Knickkraft P ton | Art der Vergitterung | Abstand der Bindebleche cm | Gewicht d. Stabes G kg | Gütegrad P G | Verhältnis der Gütegrade | Zahl der Bindebleche | Zahl der Niete | Verhältnis der Nietzahlen | Vorkriegs- preis M/ton | Verhältnis der Preise | Wirtschaft- lichkeit $\frac{P}{K}$ | Verhältnis der Wirtschaft- lichkeit |
| | 117,6 | 1044 | 58 | 30 | 65 | 2360 | 261 | | 1 ₁ = 87 | 1265 | $\frac{261}{1265}$ = 0,206 | 0,925 | 26 | 156 | 1,86 | 200 | 1,08 | $\frac{261}{1,265 \cdot 200}$ = 1,031 | 0,855 |
| | 117,6 | 1044 | 58 | 30 | 65 | 2360 | 261 | | 1 ₁ = 87 | 1173 | $\frac{261}{1173}$ = 0,222 | 0,995 | 26 | 104 | 1,24 | 195 | 1,05 | $\frac{261}{1,173 \cdot 195}$ = 1,140 | 0,945 |
| | 117,6 | 1044 | 58 | 60 | 83,3 | 2150 | 253 | | 1 ₁ = 174 | 1134 | $\frac{253}{1134}$ = 0,223 | 1,00 | 14 | 84 | 1,00 | 185 | 1,00 | $\frac{253}{1,134 \cdot 185}$ = 1,205 | 1,00 |
| | 128,8 | 1044 | 90 | | | 2070 | 266 | Durchgehende Gurtplatten | 0 | 1100 | $\frac{266}{1100}$ = 0,242 | 1,085 | 2 | 280 | 3,44 | 245 | 1,32 | $\frac{266}{1,1 \cdot 245}$ = 0,986 | 0,817 |

30 i hinsichtlich der Baustoffausnutzung mindestens ebenso hochwertig sind, als Stäbe mit engerer Bindung.

Die Klärung wird wesentlich schärfer, wenn außer dem Baustoffaufwand auch noch der Arbeitsaufwand in Rechnung gestellt wird. Spalte 15 gibt die Zahl der erforderlichen Nietungen an und Spalte 16 das Verhältnis dieser Zahlen bezogen auf Fall 3, der der günstigste ist. Zieht man noch den Herstellungspreis der verschiedenen Bauarten zum Vergleich heran und ermittelt den Grad der Wirtschaftlichkeit in Spalte 19, so findet man aus dem Vergleich in Spalte 20, daß gegliederte Stäbe mit weiterer Teilung den Stäben mit enger Teilung und namentlich auch den Vollwandstäben überlegen sind.

Die Festlegung der Vorschriften der Reichseisenbahn ist vom Gesichtspunkt der möglichsten Einfachheit und Sicherheit geleitet worden. Dieser Ansicht kann man nur voll und ganz beistimmen. Mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit aber empfiehlt es sich, diese Vorschriften dahin zu ergänzen, daß bei dem Nachweis der wirklichen Tragfähigkeit des gegliederten Stabes, wozu obige Beziehungen eine einwandfreie Grundlage geben, es gestattet

sein soll, je nach den Erfordernissen des einzelnen Falles größere Abstände der Bindungen auszuführen. Daß dabei die Bindebleche und deren Nietanschlüsse der aufzunehmenden Schubkraft entsprechend zu bemessen und die Knotenpunkte zur Übertragung der Schubkräfte am Ende des Stabes genügend steif auszubilden sind, ist selbstverständlich. Hierfür gelten die von Engesser, Krohn und Müller-Breslau angegebenen Beziehungen.

Zusammenfassung.

Auf Grund des vorhandenen Versuchsmaterials wird der Nachweis erbracht, daß die theoretischen Beziehungen für gegliederte Stäbe mit der Wirklichkeit gut übereinstimmen und daß mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit eine weitere Bindung als 30 i unter Umständen vorzuziehen ist. Es empfiehlt sich daher, die Ausführung solcher Stäbe nicht durch eine zu enge Vorschrift unmöglich zu machen, sondern beim Nachweis der wirklichen Tragfähigkeit z. B. auf Grund der Beziehungen von Engesser, Krohn und Müller-Breslau auch weitere Bindungen zuzulassen. Diese Forderung ist vom Normenausschuß der deutschen Industrie anerkannt worden.

BEMESSUNG VON RECHTECKIGEN EISENBETONQUERSCHNITTEN,

beansprucht durch Biegemomente und Druckkräfte — Doppelbewehrung, wobei Zug- und Druckeisen gleichen Querschnitt haben oder $f_e = f'_e$.

Von Dipl.-Ing. Janser.

(Ergänzung und Fortsetzung von S. 438.)

Diese ziemlich häufig auftretende Bedingung ist jedesmal zu erfüllen, wenn das Biegemoment seine Richtung wechseln kann, z. B. bei Säulen, welche Winddruck aufzunehmen haben.

Setzt man in $f_e = f'_e$ oder $f_e - f'_e = 0$ die Werte von S. 212 ein, so folgt:

$$\frac{\alpha}{\beta} b h' - \frac{P - Z}{\sigma_c} - \frac{Z}{\sigma'_c} = 0$$

$$\frac{\alpha}{\beta} \sigma_c b h' - P + Z \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma'_c} \right) = 0$$

Es war

$$Z = \frac{M - M_0}{h' - a'}; \quad M_0 = b \left(\frac{h'}{\beta} \right)^2; \quad a, = p h' \text{ oder } h' - a' = h' (1 - p);$$

mithin wird:

$$\frac{\alpha}{\beta} \sigma_c b h' - P + \frac{M}{h' (1 - p)} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma'_c} \right) - b \left(\frac{h'}{\beta} \right)^2 \frac{1}{h' (1 - p)} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma'_c} \right) = 0$$

$$\frac{\alpha}{\beta} \sigma_e b h' - P + \frac{1}{1-p} \cdot \frac{M}{h'} \left(1 - \frac{\sigma_e}{\sigma_e'}\right) - \frac{b h'}{1-p} \left(\frac{1}{\beta}\right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_e}{\sigma_e'}\right) = 0$$

$$b h' \left[\frac{\alpha}{\beta} \sigma_e - \frac{1}{1-p} \left(\frac{1}{\beta}\right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_e}{\sigma_e'}\right) \right] - P + \frac{M}{h'} \cdot \frac{1}{1-p} \left(1 - \frac{\sigma_e}{\sigma_e'}\right) = 0$$

Bezeichnet man den Faktor von $b h'$ mit μ und den von $\frac{M}{h'}$ mit ν , so wird

$$b h' \mu - P + \frac{M}{h'} \nu = 0,$$

wobei

$$\nu = \frac{1}{1-p} \left(1 - \frac{\sigma_e}{\sigma_e'}\right)$$

$$\mu = \frac{\alpha}{\beta} \sigma_e = \left(\frac{1}{\beta}\right)^2 \nu$$

Man braucht demnach nur einige kurze Proben zu machen, bei welchem σ_e die Gleichung am vollkommensten erfüllt ist, um die Eisenzugbeanspruchung zu finden, durch welche $f_e = f_e'$. Wird $P = 0$, liegt also Biegung ohne Axialkraft vor, so kann man den Ausdruck umformen in

$$\frac{M}{b (h')^2} = - \frac{\mu}{\nu}$$

Die Zahlenwerte für μ , ν und $-\frac{\mu}{\nu}$ sind in nachstehender Tabelle für die gebräuchlichsten Spannungen auszugsweise hierunter angegeben, wobei es sich auch wieder als notwendig erwies, mehrere Verhältnisse $\frac{a'}{h'}$ zu berücksichtigen, weil mit diesen alle anderen Zahlenpaare erheblich wechseln.

$f_e = f_e'$; Zug- und Druckbewehrung sind gleich stark bei Biegung und Druck,

$$\text{wenn } b h' \mu - P + \frac{M}{h'} \nu = 0.$$

| n = 15 | $\sigma_e = 1200$ | 1100 | | 1000 | | 900 | | 800 | | 750 | | 700 | | 600 | | | |
|------------------------------------|----------------------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|
| | | μ | ν | μ | ν | μ | ν | | |
| $40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ | $p = \frac{a'}{h'} = 0,04$ | 145,2 | -1,326 | 139,9 | -1,112 | 134,2 | -0,902 | 128,2 | -0,695 | 121,8 | -0,490 | 118,4 | -0,389 | 114,9 | -0,289 | 107,6 | -0,0905 |
| | $0,06$ | 157,4 | -1,531 | 150,7 | -1,285 | 143,7 | -1,047 | 136,4 | -0,814 | 128,7 | -0,586 | 124,7 | -0,474 | 120,6 | -0,363 | 112,1 | -0,1451 |
| | $0,08$ | 171,8 | -1,774 | 163,4 | -1,490 | 154,8 | -1,216 | 146 | -0,951 | 136,8 | -0,695 | 132,1 | -0,570 | 127,2 | -0,447 | 117,3 | -0,207 |
| | $0,10$ | 189 | -2,064 | 178,4 | -1,731 | 167,8 | -1,414 | 157 | -1,111 | 146 | -0,821 | 140,1 | -0,681 | 134,8 | -0,544 | 123,2 | -0,278 |
| $50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ | $0,04$ | 164,7 | -0,819 | 158,6 | -0,653 | 152,2 | -0,490 | 145,4 | -0,329 | 138,2 | -0,1696 | 134,4 | -0,0905 | 130,6 | -0,0120 | 122,6 | +0,1437 |
| | $0,06$ | 176 | -0,953 | 168,6 | -0,768 | 160,9 | -0,586 | 152,9 | -0,407 | 144,5 | -0,232 | 140,1 | -0,1451 | 136 | -0,0618 | 126,5 | +0,110 |
| | $0,08$ | 189,1 | -1,109 | 180,2 | -0,899 | 171 | -0,695 | 161,5 | -0,496 | 151,6 | -0,302 | 146,6 | -0,207 | 141,5 | -0,1132 | 130,8 | +0,071 |
| | $0,10$ | 204,4 | -1,292 | 193,6 | -1,052 | 182,6 | -0,821 | 171,3 | -0,598 | 159,8 | -0,383 | 153,9 | -0,278 | 148,1 | -0,1745 | 135,8 | +0,027 |

$f_e = f_e'$; Zug- und Druckbewehrung sind gleich stark bei Biegung ohne Normalkraft,

$$\text{wenn } \frac{M}{b (h')^2} = - \frac{\mu}{\nu}$$

| n = 15 | $\sigma_e = 1200$ | 1100 | 1000 | 900 | 800 | 750 | 700 | 600 |
|------------------------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | $-\frac{\mu}{\nu}$ |
| $40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ | $0,04$ | 109,5 | 125,7 | 148,8 | 184,5 | 248,3 | 304,2 | 1 187 |
| | $0,06$ | 102,1 | 117,2 | 137,2 | 167,7 | 219,9 | 263,4 | 772,7 |
| | $0,08$ | 96,8 | 109,7 | 127,3 | 153,4 | 196,8 | 231,7 | 566,3 |
| | $0,10$ | 91,6 | 103,1 | 118,7 | 141,3 | 177,8 | 206,2 | 443,3 |
| $50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ | $0,04$ | 201,3 | 242,8 | 311,3 | 441,9 | 814,9 | 1 484 | 10 864 |
| | $0,06$ | 184,7 | 219,7 | 273,8 | 375,8 | 623,9 | 965,8 | 2 200 |
| | $0,08$ | 170,5 | 200,4 | 246 | 325,5 | 501,9 | 707,9 | 1 251 |
| | $0,10$ | 158,3 | 183 | 222,3 | 286,3 | 417,5 | 554,2 | 849 |

Beispiel von S. 413:

$$M = 25,4 \text{ tm}; P = 20 \text{ t};$$

$$b = 0,4; h' = 0,77; b h' = 0,308; a' = 0,03; a': h' = 0,039;$$

$$\frac{M}{h'} = \frac{25,4}{0,77} = 33. \text{ Betondruckspannung } 40 \text{ kg/cm}^2 \text{ angenommen.}$$

$$40/900 \dots 0,308 \cdot 128,2 - 20 - 33 \cdot 0,695 = -3,45$$

$$40/800 \dots 0,308 \cdot 121,8 - 20 - 33 \cdot 0,491 = +1,44$$

$$40/750 \dots 0,308 \cdot 118,4 - 20 - 33 \cdot 0,389 = +3,63$$

Der Ausdruck wird zu 0 bei etwa $\sigma_e = 830 \text{ kg/cm}^2$.

Durch Interpolation meiner Tabelle findet man leicht $\beta = 0,118$; $\alpha = 11,9$, also:

$$\frac{\alpha}{\beta} = \frac{11,9}{0,118} = 100,8$$

$$\text{und } M_0 = b \left(\frac{h'}{\beta}\right)^2 = 0,4 \left(\frac{0,77}{0,118}\right)^2 = 17 \text{ tm.}$$

$$D = Z = \frac{M - M_0}{h' - a'} = \frac{25,4 - 17}{0,74} = 11,35 \text{ t}$$

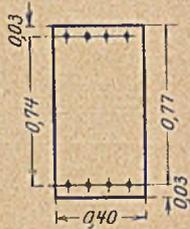
$$\varphi = \frac{15 \cdot 40}{15 \cdot 40 + 830} = \frac{600}{1430} = 0,4196$$

$$\sigma_e' = n \sigma_b \frac{\varphi - p}{\varphi} = 0,6 \cdot \frac{0,4196 - 0,039}{0,4196} = 0,544 \text{ t/cm}^2$$

$$f_e' = \frac{11,35}{0,544} = 20,86 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} + 1 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm}$$

$$f_e = 100,8 \cdot 0,308 - \frac{20 - 11,35}{0,83} = 20,63 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \varnothing 16 + 1 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm.}$$

Die Übereinstimmung ist bei der Interpolation abgerundeter Zahlen und unter Benutzung des 25 cm langen Rechen-



stages durchaus befriedigend. Sollte bei demselben Beispiel $f_e = f_e'$ werden, so findet man, daß das erst bei $\sigma_e = 1230 \text{ kg/cm}^2$ eintritt. Es sei deshalb noch ein anderes Beweisbeispiel angeführt:

$$M = 23,1 \text{ tm}; \quad b = 0,5 \text{ m};$$

$$h' = 0,50 \text{ m}; \quad a' = 0,03 \text{ m}; \quad \frac{a'}{h'} = \frac{3}{50} = 0,06$$

$$b (h')^2 = 0,125; \quad M : (b h')^2 = 23,1 : 0,125 = 184,8.$$

Zulässige Randspannung des Betons 50 kg/cm^2 . Neben $p = 0,06$ findet man $\frac{\mu}{v} = 0,1847$ und dazu $\sigma_e = 1200$; d. h. bei $\sigma = 50/1200$ wird $f_e = f_e'$.

Probe:

$$M_0 = b \left(\frac{h'}{\beta} \right)^2 = 0,5 \left(\frac{0,5}{0,109} \right)^2 = 10,55 \text{ tm}$$

$$D = Z = \frac{23,1 - 10,55}{0,47} = 26,92 \text{ tm}$$

$$\sigma_e' = n \sigma_b \cdot \frac{\varphi - p}{\varphi} = 0,750 \cdot \frac{0,385 - 0,06}{0,385} = 0,632 \text{ t/cm}^2$$

$$f_e' = 26,92 : 0,632 = 42,5 \text{ cm}^2 = 13 \varnothing 20 \text{ mm} + 1 \varnothing 15 \text{ mm}$$

$$f_e = \frac{\alpha}{\beta} b h' + \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{8,75}{0,109} \cdot 0,5 \cdot 0,5 + \frac{26,92}{1,2} = 20,1 + 22,4 = 42,5 \text{ cm}^2.$$

Auch diese Übereinstimmung ist sehr gut.

Die beiden Zahlentafeln zur Bestimmung der Eisenzugspannung, welche $f_e + f_e'$ zu einem Kleinstwert macht oder $f_e = f_e'$ zur Folge hat, gelten stets, gleichgültig, ob Zug- oder Druckkräfte vorliegen; man braucht nur sinngemäß zu setzen:

$$M = M_m + P r, \text{ wenn } P \text{ eine Druckkraft,}$$

$$M = M_m - P r, \text{ „ „ „ „ Zugkraft,}$$

wobei M_m das errechnete Biegemoment und r der Abstand der Normalkraft vom Schwerpunkt der Zugeisen ist.

Im nachfolgenden Beispiel ist P eine Zugkraft und gleichzeitig wird $f_e + f_e'$ ein Minimum und $f_e = f_e'$.

Aus der Wand eines Behälters mit innerem Überdruck sei ein Streifen von r m Breite herausgeschnitten.

Das Biegemoment in Wandmitte sei $29,340 \text{ tm}$, die Zugkraft aus dem Druck auf das Kopfwandpaar $13,8 \text{ t}$. Die gesamte Wandstärke beträgt $0,55 \text{ m}$. Der Randabstand a' der Zug- und Druckeisen ist je $0,05 \text{ m}$, somit:

$$h' = 0,50; \quad h' - a' = 0,45; \quad b h' = 0,5; \quad b (h')^2 = 0,85$$

$$p = \frac{a'}{h'} = \frac{0,05}{0,50} = 0,1; \quad \frac{h' - a'}{2} = 0,225,$$

also:

$$M = 29,340 - 13,8 \cdot 0,225 = 26,235 \text{ tm} \text{ und } \frac{M}{h'} = \frac{26,235}{0,5} = 52,47$$

Nun ist nach obiger Tabelle bei $\sigma = 40/1200$ und $\frac{a'}{h'} = 0,10$:

$$0,5 \cdot 189 - (-13,8) - 52,47 \cdot 2,064 = 94,5 + 13,8 - 108,30 = 0.$$

Ferner ist nach der Tabelle S. 437:

$$0,5 \cdot 49 + (-13,8) - 52,47 \cdot 0,204 = 24,5 - 13,8 - 10,70 = 0.$$

Die erste Zeile besagt, daß bei $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ $f_e = f_e'$ werden muß. Die zweite Zeile besagt, daß bei $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ $f_e + f_e'$ ein Minimum werden muß.

Zum Beweis führe ich die Dimensionierung für $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1100, 1200$ und 1300 durch; die hierzu notwendigen Hilfszahlen aus meiner auf t und m bezogenen Tabelle schicke ich voraus:

| | 1100 | 1200 | 1300 |
|--|-------|--------|-------|
| $\left(\frac{1}{\beta} \right)^2 = 62,28$ | 62,28 | 59,26 | 56,51 |
| $\frac{\alpha}{\beta} = 64,17$ | 64,17 | 55,556 | 48,58 |
| $\varphi = 0,353$ | 0,353 | 0,333 | 0,316 |

Setzt man diese Werte ein in die Formeln:

$$M_0 = b \left(\frac{h'}{\beta} \right)^2 = b (h')^2 \left(\frac{1}{\beta} \right)^2; \quad Z = \frac{M - M_0}{h' - a'}$$

$$f_e = \frac{\alpha}{\beta} b h' - \frac{P - Z}{\sigma_e}; \quad f_e' = \frac{Z}{\sigma_e'}, \text{ wo } \sigma_e' = n \sigma_b \frac{\varphi - p}{\varphi},$$

so wird bei:

$$40/1100: \quad M_0 = 62,28 \cdot 0,25 = 15,57 \text{ tm}$$

$$Z = \frac{26,235 - 15,57}{0,45} = 23,70 \text{ t}$$

$$f_e = 64,16 \cdot 0,5 - \frac{-13,8 - 23,70}{1,1} = 32,08 + 34,09 = 66,17 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e' = 0,600 \frac{0,253}{0,353} = 0,430 \text{ t/cm}^2; \quad f_e' = \frac{23,70}{0,43} = 55,12 \text{ „}$$

$$f_e + f_e' = 121,29 \text{ cm}^2$$

$$40/1200: \quad M_0 = 59,26 \cdot 0,25 = 14,815 \text{ tm}$$

$$Z = \frac{26,235 - 14,815}{0,45} = 25,378 \text{ t}$$

$$f_e = 55,556 \cdot 0,5 - \frac{-13,8 - 25,378}{1,2} = 27,778 + 32,648 = 60,426 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e' = 0,600 \frac{0,233}{0,333} = 0,420 \text{ t/cm}^2; \quad f_e' = \frac{25,378}{0,42} = 60,424 \text{ „}$$

$$\text{Summe } 120,85 \text{ cm}^2$$

$$40/1300: \quad M_0 = 56,51 \cdot 0,25 = 14,13 \text{ tm}$$

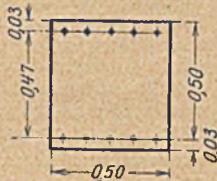
$$Z = \frac{26,235 - 14,13}{0,45} = 26,90 \text{ cm}^2$$

$$f_e = 48,58 \cdot 0,5 - \frac{-13,8 - 26,90}{1,3} = 24,29 + 31,31 = 55,60 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e' = 0,600 \frac{0,216}{0,316} = 0,410 \text{ t/cm}^2; \quad f_e' = \frac{26,90}{0,41} = 65,61 \text{ „}$$

$$121,21 \text{ cm}^2$$

Die Proberechnung ergibt, daß tatsächlich auch bei einer Zugkraft die Formeln mit aller Schärfe zutreffen; hier insbesondere, daß bei $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ $f_e = f_e'$ und zugleich $f_e + f_e'$ ein Kleinstwert wird. Dipl.-Ing. Janser.



KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Amerikanische Versuchsstraße.

Um die Widerstandsfähigkeit verschiedener Straßendecken gegen schweren Verkehr zu untersuchen, ist vergangenes Jahr eine Versuchsstraße bei Springfield im Staate Illinois gebaut und zerfahren worden. Die Straße ist 3,2 km lang, hat 5,4 m Breite und ist in 63 Stöße von 30 bis 75 m Länge unterteilt, die mit verschiedenen Straßendecken belegt sind. 22 Stöße hatten Pflaster-, 17 Asphalt- und 24 Betondecke. Über diese Straße hat man eine Gruppe von Lastautos 23 200 Rundfahrten machen lassen. Begonnen wurde mit den leeren Wagen, die 3 t (1 t = 900 kg) Gewicht besaßen. Darauf wurden sie schrittweise um je 1 t belastet. Bei Beendigung des Versuchs waren über jeden Stoß der Straße 400 000 t gegangen.

Es wurde nun jeweils festgestellt, an welchen Stößen bei den einzelnen Laststufen Zerstörungen eingetreten waren. Schon bei geringen Lasten versagten schwache Betondecken und Schotter mit aufgelegtem Asphalt oder Ziegelpflaster. Nach der 6. Laststufe waren noch unversehrt: 2 Asphalt- und 1 Pflasterbahn auf Beton, 4 Betonbahnen von 18 auf 23 cm Stärke, 2 Betonbahnen von durchweg 17,5 cm Stärke und bewehrten Rändern, und 4 Bahnen aus Eisenbeton von 12,5 auf 15 cm Stärke. Die Last ist dann nicht weiter gesteigert worden. Von diesen 13 Bahnen waren die aus Eisenbeton am billigsten in der Anlage. Um abschließende Ergebnisse zu erhalten sind fünf neue Probestrecken von je rund 100 m Länge mit diesen fünf bewährten Straßendecken für neue Versuche belegt worden. (The Roadmaker, Juli 1923.)

Die Durchführung von statischen Untersuchungen mittels Modellversuchen.

Von Th. Hager, Regierungsbaumeister.

In einer Abhandlung des American Concrete Institute in Cleveland gibt der Professor G. E. Beggs Anregungen zur Durchführung von statischen Untersuchungen bei statisch unbestimmten Systemen mit Hilfe von Modellversuchen. Der Grundgedanke ist dabei der, die sonst rechnerisch oder graphisch ermittelten elastischen Änderungen durch Belastung von Modellen herzustellen und durch Mikroskope

wagrechte und Drehbewegungen) werden durch verschiedene besonders geformte Einlagen hervorgerufen, welche in der Abbildung dargestellt sind. Die Ablesung der Ausbiegungen in der Richtung der jeweils wirkenden Kräfte geschieht durch Mikroskope, in deren Gesichtsfeld eine mit felderförmiger Teilung versehene Glasplatte eingeschoben wird. Die Modelle werden durch Gewichte belastet, welche durch Fadenzüge mit Rollenübertragung an den Modellen angreifen.

Die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen erfolgt mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Arbeit: $P \delta_p = X \delta_x$, wobei δ_p und δ_x die Verschiebungen in Richtung der Kräfte P und X, durch einen zweiten Belastungszustand hervorgerufen, bedeuten. Die Verschiebungen δ werden durch das angegebene Verschiebungslager erzeugt. Sollen die an den Auflagern auftretenden Reaktionen (Auflagerdruck, Horizontalschub und Einspannungsmoment) ermittelt werden, so wird das betreffende Auflager des Modells in den Teil b des Verschiebungslager mittels der Platte d eingespannt und der Teil a durch Reißnägel auf dem Zeichenbrett befestigt. Wenn z. B. die Größe des Horizontalschubes eines Rahmens ermittelt werden soll, so werden zuerst die Einlagestücke H_1 entsprechend eingepaßt. Das System wird nunmehr durch eine Einzellast P belastet. Hierdurch erleidet der Angriffspunkt der Last eine gewisse Verschiebung. Nunmehr werden durch schwaches Ankeilen die Einlagen H_1 entfernt und die Stücke H_2 eingesetzt. Der Auflagerpunkt hat dabei eine seitliche Verschiebung δ_x erhalten, deren Größe aus der Verschiebung der Einlagestücke ermittelt und durch das Mikroskop nachgeprüft werden kann. Der Angriffspunkt der Last P hat ebenfalls eine weitere Verschiebung erfahren. Die Größe dieser zweiten Verschiebung in Richtung der angreifenden Last wird durch das Mikroskop abgelesen zu δ_p .

Aus der Arbeitsgleichung folgt nunmehr die Größe $X = P \frac{\delta_p}{\delta_x}$. Sollen

statisch unbestimmte innere Kräfte ermittelt werden, so sind die beiden Teile des Verschiebungslagers a und b auf dem Zeichenbrett durch kleine Kugellager beweglich zu lagern. Die beiden Lagerteile werden je an einem Ende des durchschnittenen Modells befestigt und durch die mit Spiralfedern versehenen Schrauben S zusammengehalten. Die Verschiebungen werden dann in gleicher Weise wie oben mit den Einsatzstücken hervorgerufen.

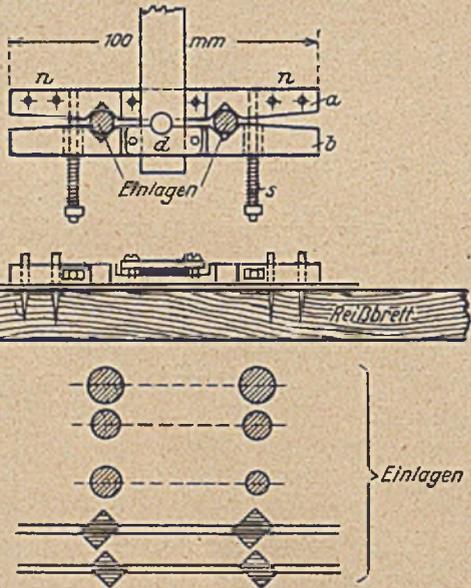
Einflußlinien können auf Grund des Satzes von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen ($\delta_{ma} = \delta_{am}$) aus den Biegelinien ermittelt werden. Die Biegelinie wird durch das Mikroskop festgestellt. Um Änderungen in der Lage der Meßlinien des Mikroskopes zu vermeiden, wird dieses zweckmäßig in besonderer Führung über das Reißbrett bewegt. Die Meßpunkte des Modells sind vorher festzulegen. Zur Kontrolle wird eine Ordinate der Einflußlinie errechnet.

Die Genauigkeit des Modellverfahrens gegenüber der Rechnung beträgt nach den von Prof. Beggs angegebenen Beispielen 5—10 vH. Sie dürfte somit für erste Näherungsrechnungen ausreichen. Eine besondere Bedeutung kann das Verfahren gewinnen, wenn es sich nicht um die Ermittlung absoluter Werte sondern um die von Verhältniswerten handelt, da hierbei die Fehlerquellen des Modellverfahrens teilweise ausgeschieden werden. In Frage kommen Untersuchungen über den Einfluß von Vouten bei der Ausbildung von Rahmenträgern, ferner der Vergleich von Konstruktionen mit Gelenkfußpunkten gegenüber solchen mit eingespannten Fußpunkten sowie die Wirkung von eingeschalteten Zwischenriegeln und ähnliches. Für die wirtschaftliche Bearbeitung von Vorentwürfen und Näherungsuntersuchungen dürfte der angegebenen Methode im Bewährungsfalle eine gewisse Bedeutung durch Ersparung von Rechenarbeit beizumessen sein.

Bohrungen unter Straßen.

Das Bohren von Röhren im Untergrund von Straßen zum Einziehen von Wasser- oder Gasröhren oder Kabeln ist nunmehr auch in England so ausgebildet, daß es sogar unter Landstraßen billiger wird als das Ausheben von Rohr-(Kabel-)gräben. Die dafür gebaute Mangnall-Irving-Bohrmaschine drückt den Boden so kräftig zur Seite, daß die feste und glatte Wandung das Einziehen der Röhre oder Kabel leicht macht. Das Bohren geschieht von Gruben aus, in der Regel in Abschnitten von 20 m, wobei die Richtung auf einige Zentimeter genau sich einhalten läßt, unter günstigen Umständen bis 60 m. Bis 15 cm Weite ist das Verfahren in jedem Boden anwendbar, mit Ausnahme von sehr dichtem Sand und natürlich von Fels und Beton, in Lehm und ähnlichem Boden bei mehr als 1 m Tiefe auch bis 30 cm Weite, während bei geringerer Tiefe und großen Weiten die Wände besonders in Sand nachstürzen. Das Verlegen eines Kabels durch eine 12 m breite ruhige Straße erforderte alles in allem 4 Stunden, das Verlegen einer Rohrleitung durch eine belebte Hauptverkehrsstraße von 25 m Breite zwei Tage. (Roadmaker vom März 1924.)

Neminar.



auszuwerten. Die Untersuchungen erstrecken sich auf durchlaufende Träger sowie Bogen- und Rahmenkonstruktionen vollwandiger Tragwerke. Die Größe der Modelle, welche aus Zelluloid oder entsprechend starker Pappe hergestellt wurden, betrug zwischen 6 und 20 Zoll (15 bis 50 cm). Die Modelle wurden auf kleinen Kugellagern beweglich auf einem Zeichenbrett befestigt. Für die Erzeugung der Verschiebungen ist eine besondere Lagerkonstruktion verwandt worden, welche senkrechte, wagrechte und Drehbewegungen ermöglicht (s. Abb.). Das Modell wird an dem Punkte, dessen Verschiebung festgestellt werden soll, mittels einer Platte d an den beweglichen Teil b des Verschiebungslagers befestigt. Der Teil a des Verschiebungslagers wird für die Ermittlung der Verschiebung bei Auflagerpunkten durch Nadeln n fest mit dem Reißbrett verbunden. Um eine freie Bewegung des Teiles b gegen den Teil a zu ermöglichen, erhält der Teil a ein Unterfutter aus einem Stück Pappe. Für Drehbewegungen besitzen die Teile a und b in der Mittelachse je eine halbkreisförmige Aussparung, in welche ein Gelenkbolzen eingesetzt wird. Die Verschiebungen (senkrechte,

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Ablehnung
einer Reichsvereinigung der Bauhandwerker E. V.

In Heft 18 unserer Zeitschrift vom 30. September 1924 wurde an dieser Stelle über die Gründung einer „Reichsvereinigung der Bauhandwerker E. V.“ mit dem Sitz in Breslau berichtet. Wie uns mitgeteilt wird, stehen die baugewerblichen Verbände, Innungen und Handwerkskammern der Neugründung völlig fern und lehnen sie ab.

Der Vorsitzende des Breslauer Innungs-Ausschusses hat den ihm angebotenen Vorsitz der Reichsvereinigung ausdrücklich abgelehnt. Für eine Zusammenfassung des gesamten Baugewerbes über den Rahmen hinaus, wie er sich in langjähriger Entwicklung gebildet hat, besteht kein Bedürfnis. Jede Neugründung kann nur Verwirrung in die z. T. seit über 25 Jahren bestehenden Organisationen der ingenieurtechnischen Unternehmungen und des Bauhandwerks tragen.

Die „Reichsvereinigung der Bauhandwerker“, deren Gründer mit dem Baugewerbe in keiner oder nur loser Verbindung stehen, hat sich die Förderung eines intensiven Wohnungsbaues auf dem Wege der Selbsthilfe zur Aufgabe gestellt und hofft, die hierfür erforderlichen Mittel im Wege einer Wohnungsbaulotterie aufbringen zu können. Für letztere hat indessen das Preußische Ministerium für Volkswohlfahrt die Genehmigung versagt.

Die Ziele der Reichsvereinigung der Bauhandwerker dürften mithin in dem geplanten Rahmen undurchführbar sein. Die Neugründung muß als überflüssig abgelehnt werden.

Erlaß, betr. die Verwendung von hochwertigem Zement.

Berlin, den 19. August 1924.
Wie aus den Fachzeitschriften bekanntgeworden ist, werden neuerdings auch in Deutschland sogenannte hochwertige Zemente hergestellt. Mit diesen Zementen ausgeführte Normenproben haben bei 48 Stunden Erhärtung — 1 Tag an der Luft und 1 Tag unter Wasser — Festigkeiten ergeben, die die nach siebentägiger Erhärtung vorgeschriebenen Normwerte um mehr als das Doppelte übertreffen und mindestens ebenso hoch sind, wie die Normfestigkeiten nach einer Erhärtungsdauer von 28 Tagen. Die vermehrten Herstellungs-

kosten der hochwertigen Zemente bedingen zwar einen höheren Preis; es liegt aber auf der Hand, daß ihre Verwendung besonders dann, wenn es auf die frühzeitige Erreichung hoher Festigkeit ankommt, so auch zur besseren Ausnutzung der Schalungen von großer Bedeutung ist.

Ich ersuche daher, der Frage der Verwendung des hochwertigen Zementes in gegebenen Fällen, d. h. da, wo seine Vorteile ausgenutzt werden können, Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Über die im hochwertigen Zement etwa gemachten Erfahrungen ersuche ich binnen Jahresfrist zu berichten. Fehlanzeige nicht erforderlich!

Der Reichsverkehrsminister.
I. A.: Gährs.

W. I. T. 3. 137

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Mitgeteilt vom Patentanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Griechenland. Warenzeicheneintragungen und Erneuerungen deutscher Schutzmarken in Griechenland sind für deutsche Anmelder jetzt wieder durchführbar, weil die dazu erforderlichen zwischenstaatlichen Vereinbarungen getroffen worden sind. Ein Gesetzentwurf über den Beitritt Griechenlands zur internationalen Union für gewerblichen Rechtsschutz liegt der Deputiertenkammer vor. Damit dürfte der Beitritt Griechenlands zur internationalen Union bald vollzogen werden.

Polen. Die Patent- und Warenzeichengebühren sind neu nach der neuen polnischen Währung geregelt und entsprechend erhöht worden. Wegen dieser schwebenden Erhöhung wurde die Erteilung bzw. die Eintragung von Schutzmarken verzögert, so daß von jetzt ab eine raschere Patenterteilung bzw. Warenzeicheneintragung zu erwarten ist.

Portugal. Eine allgemeine Verdoppelung der amtlichen Gebühren für alle gewerblichen Rechtsschutzangelegenheiten steht bevor. Es empfiehlt sich daher, demnächst fällig werdende amtliche Gebühren möglichst bald einzahlen zu lassen.

Uruguay. Die Jahrestaxen müssen jetzt beim Office of Public Credit während der ersten 10 Tage jedes Jahres bezahlt werden. Die Patenturkunde wird erst ausgefertigt, wenn die erste Jahrestaxe bezahlt worden ist. Die bezüglichen Bestimmungen sind seit dem 20. 3. 24 in Kraft.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 10. Juli 1924.

- Kl. 20 g, Gr. 1. M 79 557. Meguin A. G., Butzbach, Oberhessen. Laufradlagerung bei Drehscheiben und Schiebebühnen. 11. XI. 22.
- Kl. 20 h, Gr. 4. P 47 555. Heinrich Pösentrupp, Münster i. W., Bahnhofstr. 5. Zängenschienenbremse mit hebbaren Bremschienen. 19. II. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 27. S 64 065. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Zugsanzeiger in Uhrenform. 15. X. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 2. A 33 654. Aktiebolaget Industrieböcker, Stockholm; Vertr.: C. Arndt u. Dr.-Ing. P. Bock, Patentanw., Braunschweig. Wandplatte aus einem Rahmen mit beiderseitiger Brettverkleidung. 24. VI. 20. Schweden 5. VI. 19 u. 20. IV. 20.
- Kl. 80 b, Gr. 3. G 58 347. Max Gensbauer, Kladno, Böhmen; Vertr.: Dr. J. Ephraim, Patentanw., Berlin SW 11. Verfahren zur Nutzbarmachung kalkiger oder toniger Haldenabgänge. 22. I. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 19. W 65 123. Hans Waldvogel, Zürich; Vertr.: C. Arndt u. Dr.-Ing. P. Bock, Patentanw., Braunschweig. Förder- und Baggermaschine mit Leitorganen für eine oder mehrere Schaufeln. 21. XII. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 31. A 40 906. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Verfahren zum Abbau von Deckgebirgen im Tagebau von Braunkohlen o. dgl. mittels Abraumpförderbrücke. 25. X. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 32. B 113 259. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Bewegen von Fördergut, insbesondere des Abraumes bei Tagebauen, durch Kabelbagger. 13. III. 24.
- Kl. 84 a, Gr. 4. S 61 244. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Verfahren zum Abdichten von Erdämmen. 2. XI. 22.
- Kl. 84 c, Gr. 3. A 34 469. Aktiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau, vorm. Johann Caspar Harkort, Duisburg u. Fa. Heinrich Butzer, Dortmund. Verfahren zum Absenken von Brunnen unter Wasser mittels eines Schwimmdocks. 1. XII. 20.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 17. Juli 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 10. W 62 308. August Winz, Essen, Ruhr, Hedwigstr. 3. Schienennagel. 7. X. 22.
- Kl. 19 b, Gr. 6. B 104 401. Karl Berbig, Hannover, Georgstr. 13. Schneeschmelzer. 12. IV. 22.
- Kl. 19 d, Gr. 1. G 60 670. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. Unterführung von Gleisen. 12. II. 24.
- Kl. 37 a, Gr. 5. L 53 819. Hans Linn, Offenbach a. M., Starkenburg- ring 11. Verfahren zur Erzeugung einer Anfangsspannung in der Zugzone von Eisenbetonbauteilen. 20. VIII. 21.

- Kl. 37 b, Gr. 5. H 96 284. Fa. J. Himmelsbach, Freiburg i. B. Blechlasche zur Stoßdeckung mehrteiliger Masten oder Bauhölzer; Zus. z. Pat. 393 386. 29. II. 24.
- Kl. 37 e, Gr. 8. F 49 789. Albert Feifel, Schwab. Gmünd. Haltevorrichtung für Schalbretthalter. 22. VII. 21.
- Kl. 37 e, Gr. 9. K 82 694. Paulus Kruijer, Haarlem, Holl.; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze, Dipl.-Ing. W. Bertram, Patenanw., Berlin SW 68. Metallene Schalungsplatte. 13. VII. 22. Holland 12. XI. 21.
- Kl. 37 e, Gr. 9. L 59 666. Enric Lupescu, Frankfurt a. M., Neckarstraße 10. Einschalung der Hohlräume in Mauerwerk aus einseitig offenen Hohlformsteinen; Zus. z. Pat. 399 974. 1. III. 24.
- Kl. 37 e, Gr. 9. R 54 203. Hinrich Reese, Bordesholm. Doppelzwingenartiger Schalbretthalter. 19. X. 21.
- Kl. 42 c, Gr. 30. A 37 647. Atlas-Werke Akt.-Ges., Bremen. Vorrichtung zum Messen von Meerestiefen. 3. V. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 1. R 54 672. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H. u. Oskar Tetens, Örlinghausen. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln; Zus. z. Pat. 377 098. 14. XII. 21.
- Kl. 80 b, Gr. 1. S 64 875. Societa Anonima Italiana per la Produzione di Calci e Cementi di Segni, Rom; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Patenanw., Berlin SW 11. Mörtelbildner. 26. I. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 3. K 87 177. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 4a. Verfahren zur Herstellung von Leichtbrandzement; Zus. z. Anm. K 86 452. 21. IX. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 3. K 88 313. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 4a. Verfahren zur Herstellung von Schmelzementen. 1. II. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 3. R 55 334. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M. u. Oskar Tetens, Örlinghausen, Lippe. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln; Zus. z. Pat. 377 098. 10. III. 22.
- Kl. 81 e, Gr. 31. B 113 835. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, Abraumpförderbrücke. 19. IV. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 10. Juli 1924.

- Kl. 5 a, Gr. 4. 399 943. Dr. Hermann Anschütz-Kämpfe, Neumühlen b. Kiel. Bohrgerät und Verfahren zur Herstellung lotrechter Bohrlöcher beim Schachtbau. 28. II. 15. A 26 841.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 400 072. Georg Schindlbeck, München, Geyerstr. 5. Elektrisch betätigte Einrichtung zum periodischen Abwischen von Signalscheiben. 27. XI. 23. Sch 69 023.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Hütte des Bauingenieurs. 24. Auflage. Band III der Hütte.

In Leinen gebd. 13,2 GM. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1924.

Gegenüber der letzten Auflage wurde die Vermessungskunde neu bearbeitet. Erweiterungen zeitgemäßer Art haben erfahren die Abschnitte: Statik, Fabrikanlagen, Baumaschinen (neuere Bagger), Wasserkraftanlagen, Städtebau (Siedlungswesen) und Eisenbrücken. Recht schlecht bei der Neubearbeitung ist der Holzbau fortgekommen, der doch immerhin einige Bedeutung für den Bauingenieur hat. Auf „neuere Holzbaueisen“ sind (S. 340) nur 3 Zeilen und wenige Skizzen, aus denen kaum etwas zu ersehen ist, verwandt; ebenso sind die betr. Gerüste im Abschnitt gewölbter Brücken recht spärlich und unvollkommen behandelt (4 Abb.); Holzbrücken sind überhaupt nicht erwähnt. In gleicher Weise erscheinen unzureichend, z. T. auch unzeitgemäß, bearbeitet die Gebiete: Gewölbte Brücken, vor allem aber Eisenbetonbrücken; für letztere und zwar für Platten- und Balken- und Bogenbrücken sind im ganzen nur 10 Seiten zur Verfügung gestellt. Manche wenig zeitgemäße Ausbildungen gibt auch das Kapitel Eisenhochbau; hier ist beispielsweise auf S. 378 ein Balkenbinder mit Zuggurt und Zugdiagonalen in Flacheisen (?) dargestellt; in gleicher Art sind die hier wiedergegebenen Knotenblechformen, Knotenpunktausbildungen und Lagerkonstruktionen als zum mindesten nicht neuzeitlich anzusprechen. Die auf S. 385/386 wiedergegebenen Querschnitte von Bahnhofshallen hätten zweckmäßig neuzeitlich ergänzt werden sollen; hier ist als Bau aus den letzten Jahrzehnten nur die Leipziger Halle wiedergegeben. Gerade Bauten wie Oldenburg mit den am Binder angehängten Längsschutzwänden und der teilweisen Fortlassung der Dachhaut, weiter Vollwandbauten neuerer Art — wie Deutz, Karlsruhe, Basel, Homburg, Essen usw., wären hier als neuzeitliche Querschnitte zu empfehlen, wenn man es überhaupt für notwendig hält, in einem Taschenbuche auf Großkonstruktionen einzugehen. Ebenso hätte bei Anordnung der Pfetten als Gerberträger, der verschiedenartigen möglichen Gelenkanordnung, der Ausgleichung entweder der Momente oder der Durchbiegungen durch entsprechende Gelenklage usw. mehr Rechnung getragen werden können. Eigenartig mutet auch der Holzeisen-Dachstuhl auf S. 338 mit seinen „gußeisernen“ Druckstreben an. Bei den Kuppeln fehlen die Zimmermannschen und Schlinskischen Scheibenkuppeln vollkommen, und zwar sowohl im Kapitel Statik als auch im Eisenhochbau. Von Führungsgerüsten

der Gasbehälter sind nur solche nach Müller-Breslau mit tangentialer Führung behandelt (S. 158). Eiserne Wasserbehälter sind nur im Abschnitt „Wasserversorgung“ kurz besprochen. Fortfallen könnten in Zukunft die reinen „Hochbau-Gewölbe“ auf S. 315—318. Mit ihnen hat der Bauingenieur kaum zu tun. Ebenso mag in Frage gezogen werden, ob in Zukunft das Kapitel Lüftung und Heizung, das kein Bauingenieurfach behandelt — nicht in einen anderen Band der Hütte verwiesen werden sollte, damit für den Ausbau der eigentlichen Bauingenieurfächer mehr Raum wird. Alles in allem kann man sich dem Eindruck nicht verschließen, daß — so ausgezeichnet auch die größte Anzahl von Kapiteln behandelt sind, — manche bei einer Neuauflage eine gründliche Neubearbeitung und Auffrischung erfahren möchten.

M. F.

Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk namentlich zur Ermittlung des Einflusses verschiedener Mörtel auf die Druckelastizität von Beton- und Backsteinmauerwerk. Von Otto Graf, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Die Untersuchungen verfolgen den Zusammenhang zwischen der Mauerwerksfestigkeit und der Festigkeit von Mauersteinen bzw. von üblichen Mauermörteln. Der Zusammenhang konnte auf eine Formel gebracht werden. Bei den Untersuchungen ist auch der Einfluß der Fugenhöhe auf die Mauerwerksfestigkeit studiert worden. In derselben Weise ist dem Zusammenhang zwischen der Mauerwerksdruckelastizität und der Druckelastizität von Mauersteinen und Mörtel nachgegangen worden.

Aus den Ergebnissen scheinen besonders bemerkenswert, daß „zur Ausnützung der Festigkeitseigenschaften hochwertiger Steine eine weit höhere Festigkeit der Mörtel nötig ist, als sie bei den üblichen Mauermörteln während der ersten Monate in der Regel erreicht wird, und daß die federnden und namentlich die gesamten Zusammenrückungen der Mauerpfeiler bedeutend größer ausgefallen sind, als nach den Ergebnissen der Druckversuche mit den Mauersteinen und den Mörtelprismen zu erwarten stand.“

Die Veröffentlichung, die auch umfassende Literaturangaben über bisher durchgeführte Versuche enthält, bedeutet für die statischen Berechnungen des Ingenieurs und Architekten eine sehr wertvolle Unterlage.

Dr. Hummel, Karlsruhe.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Besichtigung der Verstärkungsarbeiten der Berliner Stadtbahn.

Am 26. September, 4½ Uhr nachm., trafen sich zahlreiche Mitglieder der Gesellschaft, darunter eine ganze Reihe solcher, die die Teilnahme an der Eisenbahntechnischen Tagung nach Berlin geführt hatte, zu einer Besichtigung der im Gange befindlichen Verstärkungsarbeiten der Berliner Stadtbahn zwischen den Stadtbahnhöfen Lehrter Bahnhof und Bellevue. Herr Regierungsbaurat Grapow, der Leiter der gesamten Arbeiten, hatte sich zur Führung freundlichst zur Verfügung gestellt und leitete die Besichtigung durch einen über die Vorgeschichte, die Gründe für die Verstärkungsarbeiten, die geplanten Maßnahmen sowie die Art der Ausführung eingehend unterrichtenden Vortrag ein. Auf den Vortrag wird voraussichtlich in einem der folgenden Hefte noch zurückgekommen werden können. Hier sei daraus nur kurz folgendes angegeben:

Die gewölbten Viadukte aus Klinker-Mauerwerk — es handelt sich um etwa 600 Stadtbahnbögen — haben den gesteigerten Lasten der schweren Schnellzuglokomotiven, vor allen Dingen aber dem immer dichter werdenden Zugverkehr der Vororts- und Stadtbahnzüge auf den Stadtbahngleisen auf die Dauer nicht standhalten können. Nach Einführung der neuen, schweren Schnellzuglokomotiven zeigten sich derartige Beschädigungen der Gewölbe, daß die bisherigen Methoden der Ausbesserung verlassen werden mußten und eine durchgreifende, erhebliche Verstärkung der Viaduktstruktur nicht mehr aufzuschieben war. Die Hauptbeschädigungen entstanden auf der nördlichen Hälfte unter den Stadtbahngleisen. Außer den Erschütterungen hat dazu auch die unzulängliche Art der Entwässerung der oberen Gewölbeflächen in die Pfeiler hinein und von da ohne Anschluß an die Kanalisation in den Untergrund beigetragen. Die Verstärkung der Bögen und Pfeiler wurden auf Grund eines Vorschlages der Firma Grün & Bilfinger in Mannheim für alle Stadtbahnbögen in gleicher Weise entworfen. Die Pfeiler wurden verstärkt und unter dem Gewölbe ein Verstärkungsgewölbe angeordnet. Zwischen den Fundamenten der Pfeilerverstärkungen wurde ein umgekehrtes Gewölbe aus Beton mit Eiseneinlagen ausgeführt, welches zunächst unabhängig von der übrigen Verstärkung fertiggestellt, sodann durch Winden, die sich gegen die fertig verstärkten Pfeiler stützten, mit Vorspannung versehen und schließlich durch Ausfüllen der verbliebenen Schlitz mit dem übrigen Verstärkungskörper verbunden wurde. Das Erdgewölbe ruht auf einer Abgleichschicht aus Mager-

beton. Der in der Nähe der Spree sehr schlechte, moorige Untergrund erfordert eine besondere Sicherung durch wirksame Isolierung. Wegen des beobachteten verschiedenen Verhaltens der beiden Viadukthälften unter dem Zugverkehr wird zwischen beide Hälften eine Trennungsfuge eingelegt. Die Ausführung der Gewölbeverstärkung erfolgt während des Betriebes. Auch für die Herstellung der neuen Entwässerung und Dichtung der Gewölbeoberfläche bedarf es keiner Betriebsunterbrechung, diese Arbeiten werden vielmehr in den nächtlichen Betriebspausen von 1—4 Uhr ausgeführt.

Für die Ausführung kommen, um möglichste Schnelligkeit der Ausführung zu erzielen, die modernsten Baumaschinen zum Befördern der Baustoffe, zum Mischen des Betons, zum Ausstemmen und Aufräumen des Mauerwerks mittels Preßluft u. a. m. zur Verwendung.

Im Anschluß an die Besichtigung der Viaduktverstärkungsarbeiten führte Herr Regierungsbaurat Kuhnke, der Leiter des Umbaus der Bellevuebrücke, die Teilnehmer sehr dankenswerter Weise noch zu seiner Baustelle und gab dort interessante Erläuterungen über die hier im Gange befindlichen und geplanten Arbeiten. Die bisherigen Parallelträger der Brücke werden durch stärkere, anderer Bauart ausgewechselt. Die neuen Träger werden an Land zusammengebaut und sollen schwimmend eingefahren werden. Die Sicherung des Betriebes erfordert hier weitgehende Berücksichtigung. Eine Beschränkung des Betriebes durch zeitweilige Sperrung eines Gleises ist hier nicht zu vermeiden, muß jedoch auf das geringste Maß herabgesetzt werden, was die Arbeiten besonders schwierig macht.

Die Ortsgruppe Brandenburg wird — voraussichtlich Ende November — im Rahmen des Außeninstituts der Techn. Hochschule Berlin eine Vortragsreihe veranstalten über Neuerungen im Eisenbau. Es werden Vorträge gehalten werden über:

1. Neuere Versuche auf dem Gebiete des Eisenbaues;
2. Der neue Baustahl in der Praxis des Eisenhoch- und Brückenbaues;
3. Die Verwendung von Eisenkonstruktionen bei neueren Wasserbauten;
4. Moderne Montagethoden.