

UNIVERSITÄT  
Wrocław  
Katedra Budowy Mostów Stalowych  
L. inw. 1497 Bibl.

# DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin  
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 11. Januar 1929

Heft 1

### Stählerne Fernleitungen für Hüttenwerke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von H. Bock, Essen.

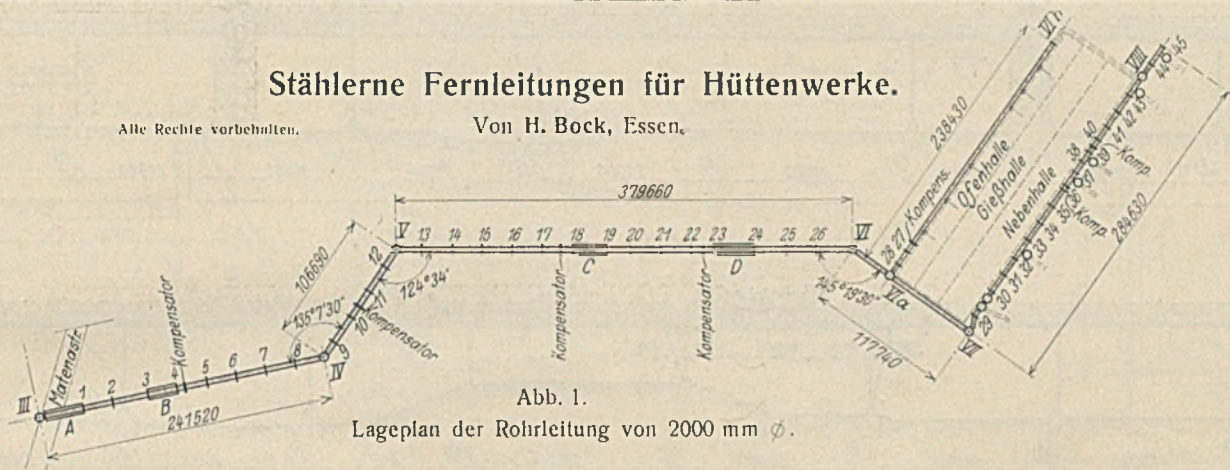


Abb. 1.

Lageplan der Rohrleitung von 2000 mm  $\phi$ .

In den letzten Jahren sind die Hüttenwerke ständig darauf bedacht gewesen, die Hochofengase, die bisher unbenutzt in die Luft entweichen mußten, mehr und mehr nutzbar zu machen.

Dieses Abfangen der Gase ist auch in hygienischer Beziehung zu begrüßen, weil sie die Luft verpesteten und dieser Übelstand infolge des Heranrückens der Wohngegenden an die Werke unliebsam bemerkbar wurde.

Durch die technische Vervollkommnung der Gasreinigung wurde die Ausnutzung dieser Gase ermöglicht. Das Hochofengas wird einer Gasreinigungsanlage zugeführt, gereinigt und von hier aus den Martin- und Thomasöfen und Tiefofen der Thomas- und Martinwerke usw. zugeleitet. Die Verwendungsstellen dieser Gase liegen aber oft weit von den Hochofen entfernt und zur Überleitung sind daher Rohrleitungen von erheblichen Abmessungen erforderlich. Diese Rohrleitungen werden oberirdisch geführt.

Für die Linienführung der Leitung wird natürlich möglichst der kürzeste Weg gewählt, damit der nicht ganz zu vermeidende Gasverlust in geringen Grenzen gehalten bleibt. Dabei sind Überleitungen über Straßen, Werkwohnungen, Werks- und Gleisanlagen unvermeidlich. Daher müssen die Rohrleitungen zum Teil in größerer Höhe über Hüttensohle liegen.

In solchen Fällen sind bei der Aufstellung Schwierigkeiten zu überwinden, weil bei Straßenkreuzungen Brücken ohne Störung des Verkehrs eingebaut werden müssen.

Ferner sind Brückenzüge über Wohnhäuser und Werksanlagen hinweg mit größeren Spannweiten auszuführen, desgleichen ohne Störung des Betriebes über umfangreiche Gleisanlagen.

Ein Beispiel von dem Umfang einer derartigen Anlage zeigt eine auf einem rheinisch-westfälischen Hüttenwerk ausgeführte Rohrleitungsanlage, deren größerer Teil aus den Abb. 1 u. 2 hervorgeht, und die eine Gesamtlänge von etwa 1400 m hat. Die Rohrbrücken zur Überleitung über Straßen, Wohnhäuser und Gleisanlagen haben Stützweiten bis zu 35 m und ruhen auf festen Stützgerüsten von etwa 13 m Höhe (Abb. 3). Zwischen diesen Brücken ruht die Rohrleitung auf einfachen Stützen (Abb. 4). Die größte Stützenentfernung wurde zu 25 m gewählt, in welcher sich die Rohrleitung frei trägt.

Die Auflagerung der Rohre auf den Stützen und in den Brücken erfolgte mit Rücksicht auf die Ausdehnung der Rohre auf Rollen, deren Anordnung aus der Abb. 4 a zu ersehen ist. Das Rohr ruht dabei auf drei Rollenpunkten und der Rohrmantel ist an diesen Auflagerstellen entsprechend verstärkt.

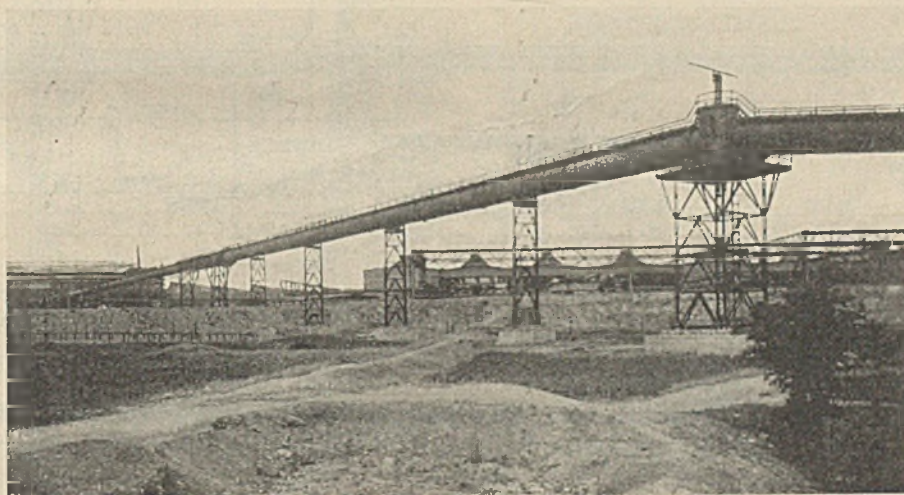


Abb. 7a.

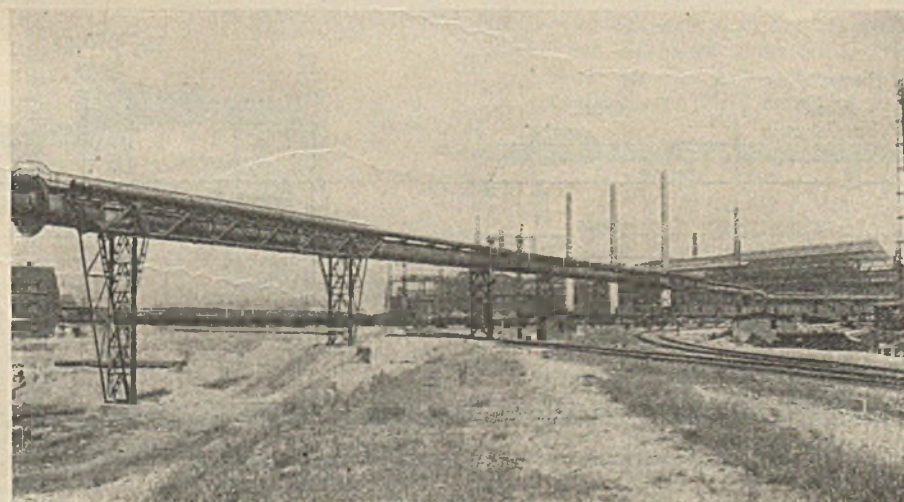


Abb. 7b.

Abb. 7a u. b. Aufnahmen der fertigen Strecke.



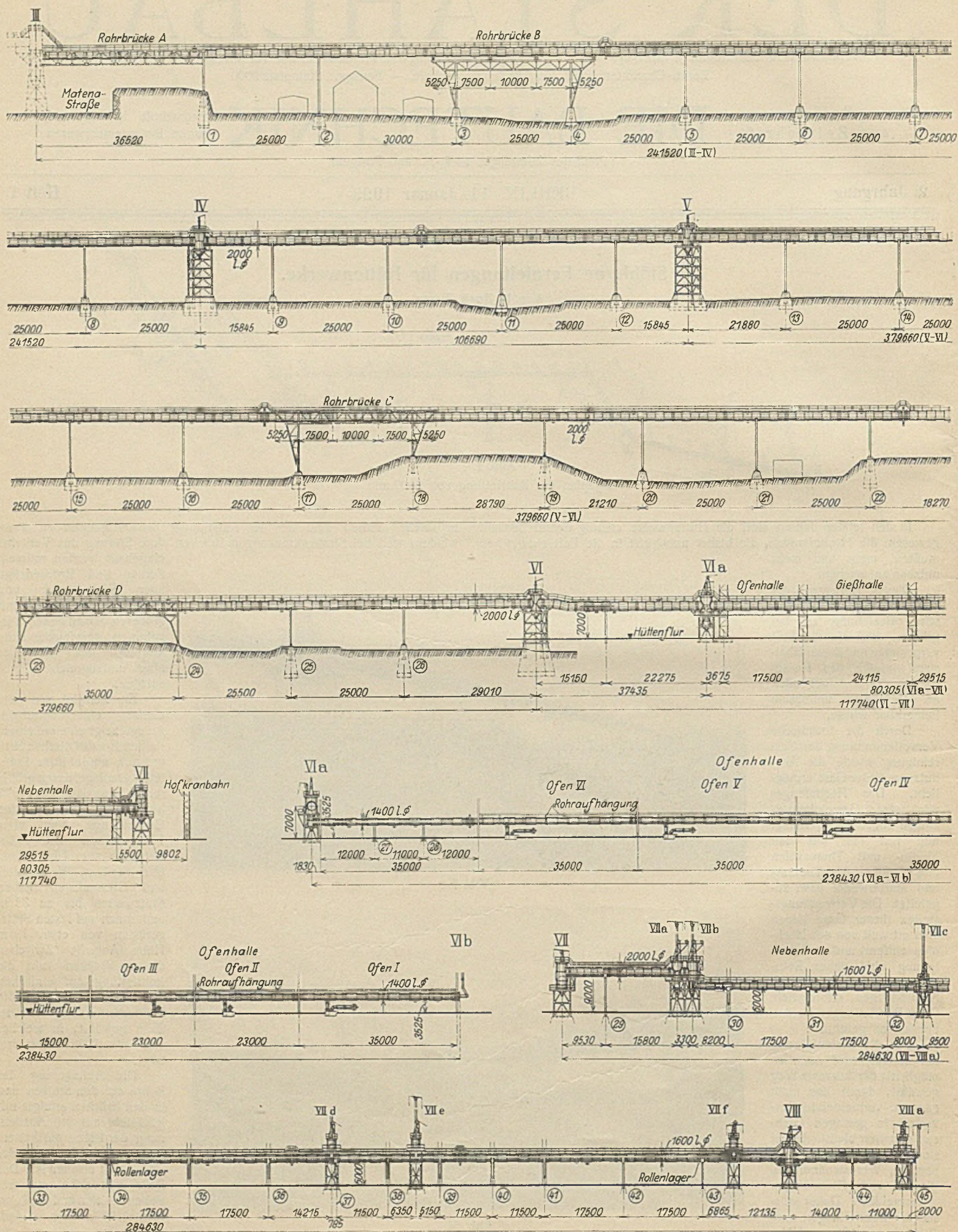


Abb. 2. Gesamtübersicht der Rohrleitung von 2000 mm  $\phi$ .



In den Punkten IV, V, VI und VII macht die Rohrleitung einen Knick und an diesen Stellen sind zur Überführung der Leitung von der einen Geraden in die andere Übergangstöpfe von 2500 mm Durchm. angeordnet, die von räumlichen Stützgerüsten von quadratischer Form getragen werden. In diese Übergangstöpfe münden die Rohrstränge ein. In ihnen wird auch das mit der Zeit sich aus den Gasen absondernde Schmutzwasser gesammelt und an der unteren Spitze des Bodens abgelassen.

An den Abzweigungen nach den Verbrauchsstellen der Gase, wie z. B. bei VIII usw., sind Ventile angeordnet. Im Innern dieser Ventile kann ein von einer Winde in Führungen auf und ab bewegter schwerer gußeiserner Deckel die Zuleitung des Gases absperren, falls dieses erforderlich ist. Die Stützgerüste, welche die Übergangstöpfe und Ventile tragen, sind so stark konstruiert, daß sie außer den senkrechten Belastungen und den Windkräften auch die wagerechten Ausdehnungskräfte der Rohrleitung aufnehmen. Die Auflagerung der Rohrstränge auf besonderen Satteln der Stützgerüste zeigt Abb. 4b.

Um die Ausdehnung der Rohrleitung zwischen den festen Stützpunkten zu ermöglichen, sind Kompensatoren angeordnet (Abbild. 5).

Die Rohrleitung hat bis zu den Abzweigstellen (Punkt VII) 2000 mm Durchm. Die Abzweigleitungen zu den Verbrauchsstellen haben 1400 bzw. 1600 mm Durchm.

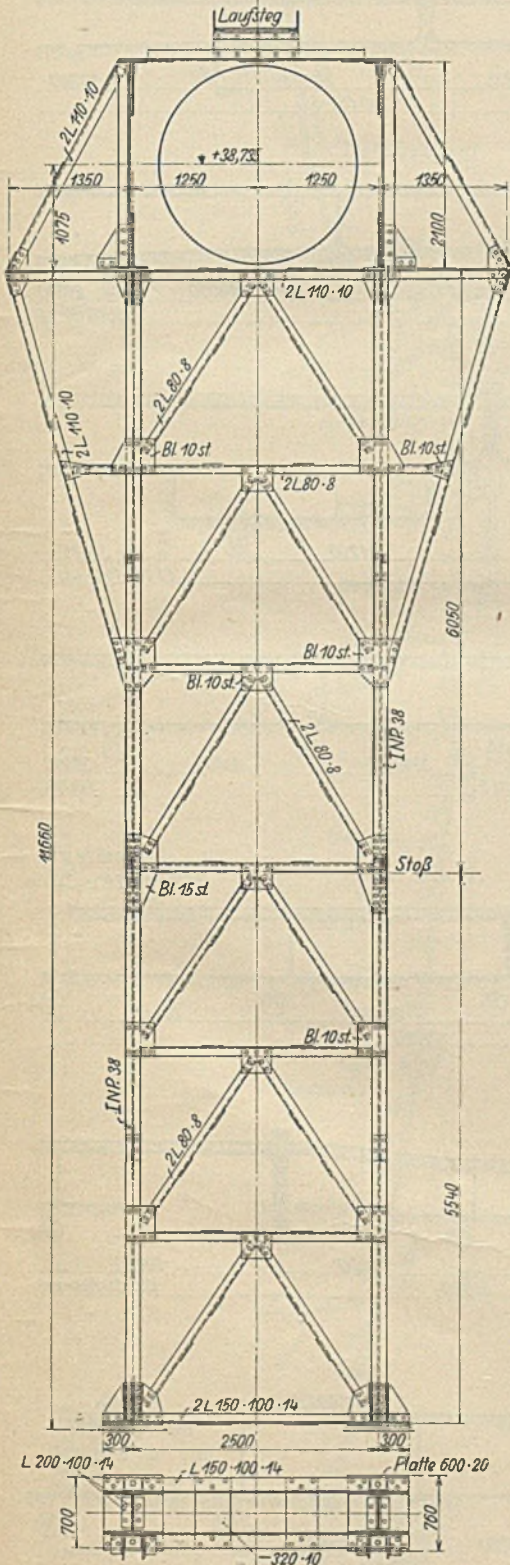


Abb. 3. Stütze 17 der Rohrbrücke C. Ansicht und Fuß.

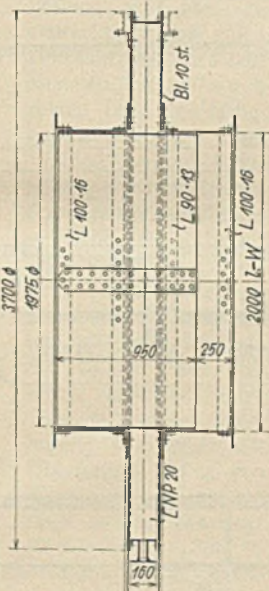


Abb. 5. Kompensator für 2000 mm Rohrleitung.

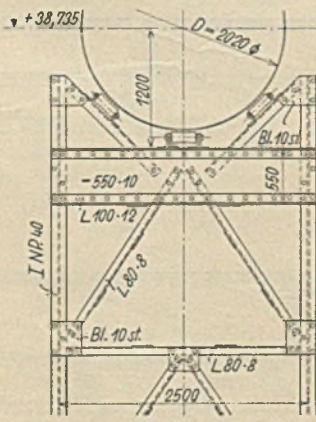


Abb. 4a. Auflagerung des Rohrs auf den Zwischenstützen.

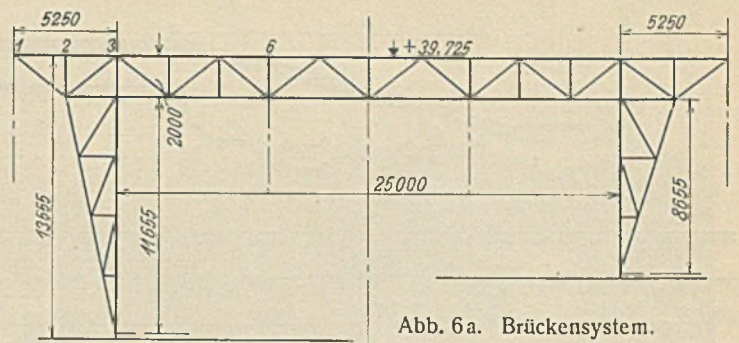


Abb. 6a. Brückensystem.

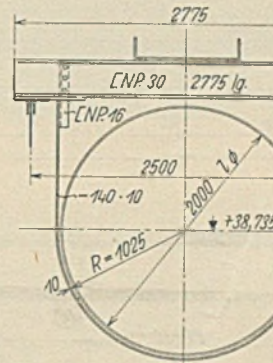


Abb. 6b. Aufhängung bei Punkt 1.

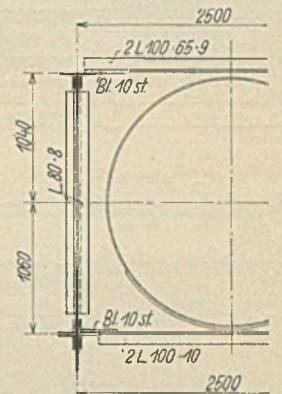


Abb. 6c. Aufhängung bei Punkt 2.

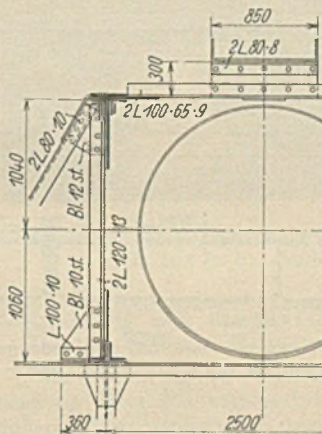


Abb. 6d. Aufhängung bei Punkt 3.

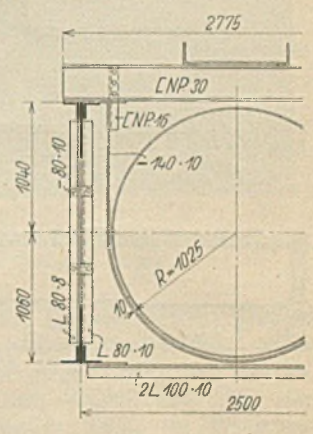


Abb. 6e. Querschnitt und Aufhängung bei Punkt 6.

Abb. 6a bis e. Rohraufhängung bei Brücke B in Station 3 und 4 (vergl. Abb. 2).

Die Blechstärke der Rohrmäntel beträgt 10 mm. Auf den Übergangstöpfen und Ventilen sowohl als auch auf der Rohrleitung selbst sind in Abständen von etwa 25 m Explosionsklappen aus Gußeisen angeordnet, welche sich bei etwa auftretenden Gasexplosionen selbsttätig öffnen, damit das Gas entweichen kann und ein weiteres Umsichgreifen der Explosion verhindert wird.

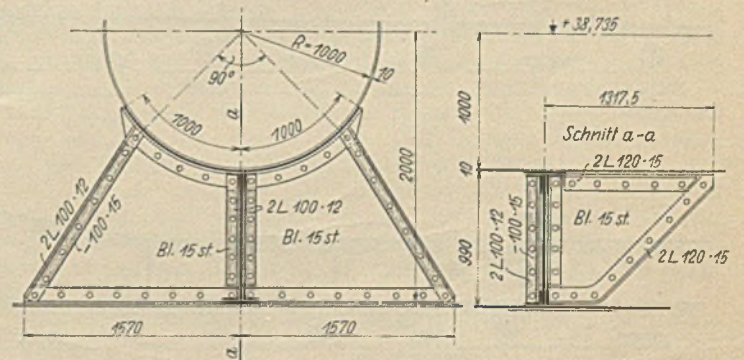


Abb. 4b. Rohrstuhl bei den Stützgerüsten IV, V u. VI.



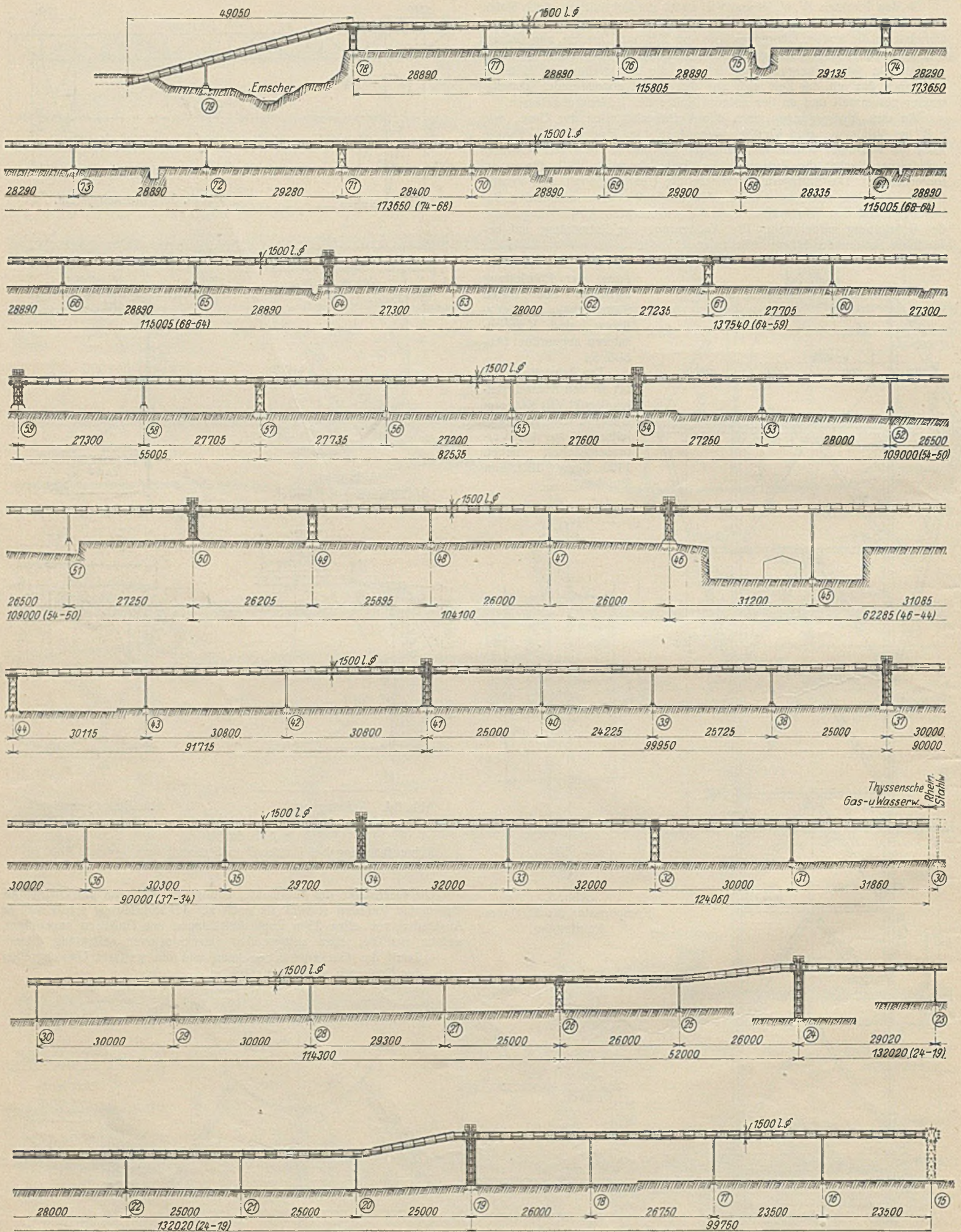


Abb. 9. Gesamtübersicht der Rohrleitung von 1500 mm  $\phi$ .



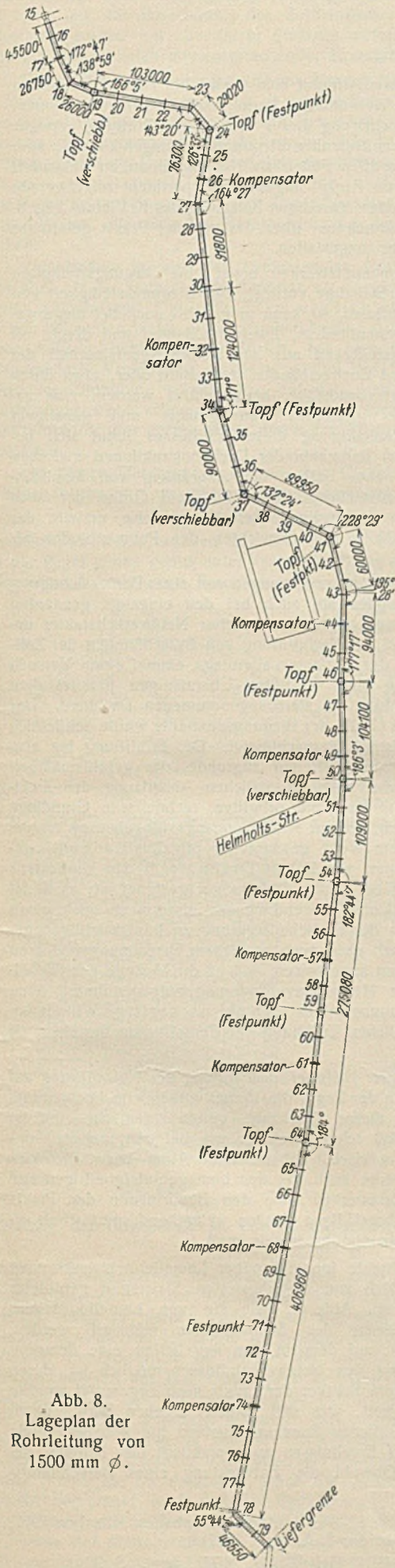


Abb. 8.  
Lageplan der  
Rohrleitung von  
1500 mm  $\phi$ .

Alle Stellen der Rohrleitung sind durch den auf ihr angebrachten Laufsteg zugänglich gemacht.

Die Herstellung der Rohrmäntel im Werk erfolgte in verschiedenen Längen bis zu 17 m, deren beide Enden mit kräftigen Winkeleisenflanschen versehen wurden, so daß auf der Baustelle nur die hochgezogenen Teile mittels Schrauben zu verbinden waren. Die Dichtung dieser Stellen erfolgte durch zwischen die Flanschen gelegte Gummiringe. Die Rohrleitung selbst ist innen und außen dicht gestemmt und wurde nach Fertigstellung auf Dichtigkeit geprüft, und zwar auf einen inneren Druck von 3000 mm Wassersäule.

Das Gewicht der Eisenkonstruktion und der Rohrleitung betrug etwa 2000 t. Die Herstellung und Montage erstreckte sich auf einen Zeitraum von etwa acht Monaten. Abb. 7a u. b zeigen Teile der fertiggestellten Anlage.

Eine weitere Rohrleitung wurde in diesem Sommer zur Ausführung gebracht, deren Grundriß aus Abb. 8 hervorgeht. Diese Rohrleitung ist rd. 1800 m lang und hat 1500 mm Durchm. Sie bildet einen Teil einer insgesamt etwa 3500 m langen Rohrleitung und dient zur Überleitung der in den Kokereien gewonnenen Gase zu den Öfen eines Hüttenwerkes (Abb. 9).

Die Stützenentfernungen sind hier größer gewählt, und zwar 30 m und darüber.

Bis zu 30 m Stützenentfernung beträgt die Blechstärke 8 mm und bei größerer Stützweite 10 mm. Im Gegensatz zu der zuerst beschriebenen Anlage sind hier die Rohrmäntel nicht mit einer Flanschenverbindung versehen, sondern sie sind auf der Baustelle in der ganzen Länge, mit Ausnahme der Stellen an den Ventilen, zusammengenietet. Wiederrum sind in bestimmten Abständen Kompensatoren angeordnet, die

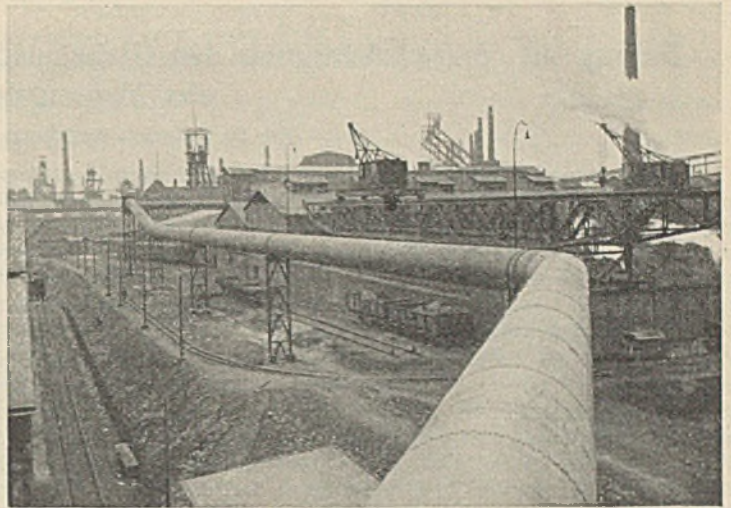


Abb. 10a.

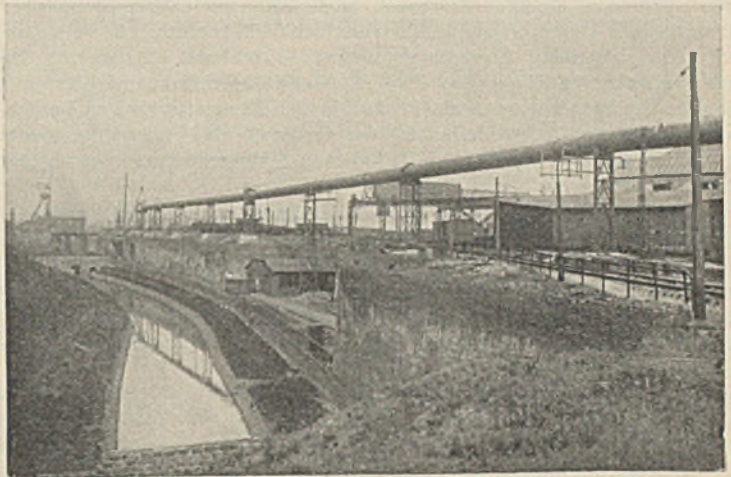


Abb. 10b.

Abb. 10a u. b. Aufnahmen der fertigen Strecke.

aber bauseitig nach dem System Wagner, Crimmitschau, geliefert wurden und nur vom Hersteller der Rohrleitung mitzumontieren waren.

Die Vernietung der Rohrleitung in der ganzen Länge statt der Anwendung einer Flanschenverbindung hat den Vorteil, daß dabei eine größere Stützenentfernung angeordnet werden kann, da Flanschenverbindungen den Tragkörper unterbrechen und Unterstützung in unmittelbarer Nähe erfordern.

Explosionsklappen befinden sich nur an den Ventilen, weil die Explosionsgefahr bei Koksofengasen weniger groß ist.

Auch diese Leitung wurde einem inneren Druck von 3000 mm Wassersäule ausgesetzt, um die Dichtigkeit derselben zu prüfen. Zu diesem Zwecke wurden in Abständen von 500 bis 700 m Blindflanschen angebracht und das Innere mit Prelluft gefüllt, die Leitung blieb dann mehrere Stunden unter dem Druck von 0,3 at stehen, um etwaige undichte Stellen feststellen und nachstemmen zu können.

Das Gewicht dieser Rohrleitung mit Unterbaukonstruktion beträgt rd. 900 t.

Dieses gegenüber der ersteren kürzeren Leitung verhältnismäßig niedrig erscheinende Gewicht erklärt sich daraus, daß bei der Leitung von 2000 mm Durchm. außer dem größeren Gewicht der Leitung je lfd. m eine größere Anzahl und höhere Stützen, sowie Brückenkonstruktionen, Laufstege, mehr Ventile und Explosionsklappen usw. vorhanden sind.

Die Anlage wurde in vier Monaten fertiggestellt, wovon zweieinhalb Monate auf die Aufstellung entfallen. Mit Rücksicht auf die teilweise schwierige Aufstellung der Rohrleitung ist diese Bauzeit als sehr kurz zu bezeichnen, denn wie aus den Abbildungen zu ersehen ist, waren hier besonders viele Gleiskreuzungen, zum Teil mit oberirdischer elektrischer Leitung, während des Betriebes zu überwinden. Auch sonst waren die Baustellenverhältnisse außerordentlich ungünstig. Abb. 10a u. 10b zeigen Teile der fertiggestellten Anlage.

Entwurf und Ausführung beider Anlagen erfolgte durch die Eisenbau Essen G. m. b. H., Essen.



## Beitrag zur Berücksichtigung des Giebelanschlusses bei prismatisch gewölbten Netzwerken aus biegungsfesten Stabzügen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. Heinrich Buchholz, beratender Ingenieur in Leipzig.

Lamellendachkonstruktionen<sup>1)</sup> und in gewisser Auffassung auch Zollbaudachkonstruktionen<sup>2)</sup> sind prismatisch gewölbte Stabnetze, deren einzelne von Längswand zu Längswand führenden Stabzüge senkrecht zu den Netzflächen biegungsfest sind, und zwar so erheblich, daß die genannten Dachkonstruktionen in erster Annäherung als Zweigelenkbogen berechnet werden können. Nur biegungsfeste Netzwerke dieser letzteren Art sollen hier eingehender behandelt werden.

Der Einfluß des Giebelanschlusses bei solchen Dachkonstruktionen wurde bereits zu berücksichtigen versucht, so von Robert Otzen für die Zollbaudachkonstruktion auf experimentellem Wege. Die bisher angewandten Verfahren, von denen noch weiter kurz die Rede sein wird, stimmen jedenfalls darin überein, daß sie nur den günstigen Einfluß auf die Biegemomente des Zweigelenkbogens berücksichtigen. Bei der Aufstellung eines einfachen Berechnungsverfahrens für Lamellendachkonstruktion, vermißt Verfasser in den ihm bis dahin bekanntgewordenen Berechnungen insbesondere eine Beachtung der Tatsache, daß in den in Rede stehenden Dachkonstruktionen auch Tonnennetze Föpplerscher Art vorliegen: Deren kinematisch unverschiebliches Stabwerk ist dem ganz andersartig tragenden Zweigelenkgebölbe so wirksam überlagert, daß daraus eine Abwandlung des Zweigelenkgebölbe-Spannungsfeldes weit über die der Praxis wesensgemäße und in den Baubestimmungen berücksichtigte („Fehler-“)Schwelle hinaus zu erwarten ist, daß es ganz besonders nicht ohne weiteres zulässig ist, lediglich die Momentenverringering zur Geltung kommen zu lassen.

Föppl berechnet die von ihm der Benennung und dem tragwerkstheoretischen Begriffe nach in die technisch-wissenschaftliche Literatur eingeführten „Tonnenflechtwerke“ (Abb. 1) einfach durch Zerlegung der Lasten in die Ebenen der in den Lastknotenpunkten sich schneidenden, von Giebelwand zu Giebelwand führenden Fachwerkträger.<sup>3)</sup> (Abb. 2 u. 3). Diese Fachwerkträger mögen im folgenden nicht ge-

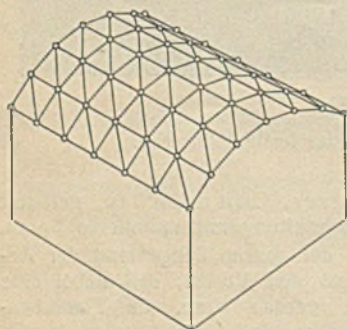


Abb. 1.

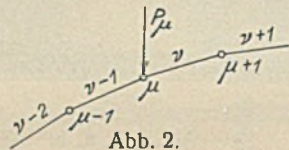


Abb. 2.

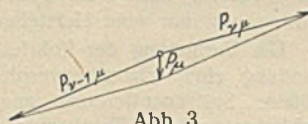


Abb. 3.

rade in jeder Hinsicht befriedigend, aber kurz „Tragebenen“ genannt werden. — Schon Föppl macht jedoch auf den großen Einfluß aufmerksam, den bereits die geringe, aus der üblichen Stabverbindung herrührende Biegesteifigkeit der Stabzüge auf die Verteilung der Kräfte ausübt. An einem Modelle wurde auf experimentellem Wege die wirkliche Einsenkung des Firstlinienmittelpunktes bei Einwirkung einer Einzelast in diesem Punkte zu nur 17% derjenigen ermittelt, die im abstrakten Netzwerke der Föpplerschen Berechnung auftreten müßte.<sup>4)</sup> Das Ergebnis ist keineswegs überraschend, wenn man sich, etwa an Abb. 1 bis 3, klar macht, daß die meist vorliegende außerordentliche Kleinheit des Winkels zwischen den Neigungen benachbarter Tragebenen: einerseits große Einsenkungen des abstrakten Föpplerschen Netzwerkes erklärt, andererseits aber selbst Stabzüge von nur geringer Biegefestigkeit, jedenfalls also das wirkliche Netzwerk, in den Stand setzt, nicht nur die der Last benachbarten, sondern auch weitere Tragebenen an der Lastaufnahme beträchtlich zu beteiligen. Das bedeutet vor allem auch, daß sich im wirklichen Föpplerschen Netzwerke auch bei Einzellasten und einseitigen Belastungen die Spannungen der Tragebengurte in hohem Maße gegenseitig aufheben und verteilen.

<sup>1)</sup> Vergl. „Der Bauingenieur“ 1928, Heft 1, S. 15 und Abb. 4 dieser Ausführungen.

<sup>2)</sup> Vergl. „Der Industriebau“ 1923, Heft VIII/IX.

<sup>3)</sup> August Föppl, Vorlesungen über Technische Mechanik II (VII. Aufl., Berlin 1926, S. 268 u. 269).

<sup>4)</sup> a. a. O., S. 268 unten.

Auch bei anderen Autoren<sup>5)</sup> findet man, weder bei Tonnennetzwerken noch bei wesensähnlichen vielwändigen Turm- und Gerüstkonstruktionen, eine ausreichende Berücksichtigung dieser verteilenden Wirkung geringer Biegesteifigkeiten; die auftretenden Biegespannungen können aber hier keineswegs mehr in allen Fällen als Nebenspannungen behandelt werden, da sie, wie das von Föppl angestellte Experiment zeigt, gerade bei der wichtigen Einzel- oder einseitigen Belastung das Kräftefeld gegenüber dem der abstrakten Annahmen über das von der Praxis geforderte Genauigkeitsintervall hinaus umgestalten.

So wie nun bei Tonnennetzwerken meist eine Biegesteifigkeit der vom Netze gegebenen Stabzüge vorliegt, eine Biegesteifigkeit von hohem und günstigem Einflusse, so kann umgekehrt auch bei biegungsfesten Stabzügen, wie Rahmenbindern, Zweigelenkbogen und dergl., oft eine zusätzliche Netzwerksteifigkeit aus der Verbandsgemeinschaft der Binder mit den Pfetten und Dachverbänden festgestellt oder, etwa durch Hinzufügung einiger Dachverbandstäbe, herbeigeführt werden, eine zusätzliche Steifigkeit, die gleichfalls von großem und günstigem Einflusse ist. Die Berücksichtigung dieses Einflusses lohnt sich besonders bei hochgewölbten Rahmenbinder-Dachkonstruktionen zwischen massiven Giebelwänden; aber selbst bei Anordnung von Stahlfachwerk-Giebelwänden mit zusätzlicher Aussteifung auf Grund der noch immer üblichen, viel zu ungünstigen Berechnungsweise erzielte der Verfasser bisher schon 20% des Gewichtes der Rahmenbinder als gesamte Gewichtersparnis.

Dennoch sehen die meisten Berechnungen von einer Berücksichtigung dieses Netzwerkeinflusses ganz ab, auch bei den eingangs genannten Spezialkonstruktionen, obwohl deren zusätzlicher Netzwerkcharakter unmittelbar sinnfällig ist. Bei der Nachprüfung von Berechnungen der Zollbau-Lamellendächer fand der Verfasser allerdings einmal einen Versuch in Gestalt der Einführung einer Einzellast-Überzähligen parallel dem Horizontalschube in der Mitte der starr angenommenen Dachhaut. Der berechnete Einfluß auf die Größe der Biegemomente wurde schließlich aber „zugunsten der Sicherheit“ vernachlässigt. Der Ermittlung lag also nur das an sich beachtliche Bestreben zugrunde, der gefühlsmäßigen Wertung der offenbar vorhandenen zusätzlichen Abstützung des Zweigelenkgebölbes eine, wenn auch nur primitive, rechnerische Grundlage zu geben. Es liegt jedoch, worauf schon eingangs hingewiesen wurde, ein auf experimentellem Wege gewonnenes prinzipiell erheblich genaueres Berechnungsverfahren von Robert Otzen vor,<sup>6)</sup> das mindestens zur Querschnittsbemessung bei Zollbaudächern gut geeignet ist; es findet merkwürdigerweise aber kaum Anwendung, so einfach es auch einen großen Teil des Einflusses der Giebelauflagerung zu berücksichtigen gestattet. Immerhin ist jedoch eben auch an diesem Berechnungsverfahren in einigen Anwendungsfällen auszusetzen, daß es die Vorteile des Giebelanschlusses in Gestalt der Momentenverringering entgegennimmt, ohne die Umgestaltung des Spannungsfeldes auch auf nachteilige Wirkungen, die in einer sehr beträchtlichen Erhöhung der Zentralkräfte bestehen, zu prüfen.

Zur Rechtfertigung dieser Nichtberücksichtigung der Netzwerkeinflüsse auf rechnerischem Wege wird in der Regel die formal vorhandene hochgradige statische Unbestimmtheit dieser Tragwerke geltend gemacht. Es ist aber doch zu erwarten, daß schon allein so wie bei den praktisch unendlichfach statisch (und metrisch!) unbestimmten Atom- bzw. Molekülgeräten der Vollwandtragwerke auch bei den homogen-vielgliedrigen und regelmäßig begrenzten Netzwerken eine den Bedürfnissen der Praxis genügende, die statisch überzähligen Größen weitgehend summarisch ermittelnde Berechnungsweise einführbar sein muß.

Es soll hier am Beispiele tonnenförmiger Lamellennetze vom Charakter Föpplerscher, jedoch von biegungsfesten Stabzügen gebildeter „Tonnenflechtwerke“, (vergl. Abb. 4), wie sie von Lamellendächern und gewissen Modifikationen des Zollbaudaches realisiert werden, ein Weg gezeigt werden, auf dem in den Regelfällen eine derartige rein rechnerische Erfassung des Netzwerkeinflusses möglich ist, deren Durchführung also auch dem Statiker der Praxis noch zugemutet werden darf, und deren Genauigkeit, wie sich weiter ergeben wird, durch eine rasch gegen den wirklichen Spannungszustand hin konvergierende Folge von Approximations-Ergebnissen auch praktisch fast beliebig gesteigert werden kann. Obwohl die Entwicklung eines Berechnungs-

<sup>5)</sup> Vergl. z. B. L. André, Die Statik des Eisenbaues, München 1917, S. 335 ff. u. S. 427 (desgl. in der 2. Auflage, 1922).

<sup>6)</sup> „Der Industriebau“ 1923, Heft VIII/IX, XIV. Jahrg., S. 96.



verfahrens nur für die oben näher gekennzeichneten Tonnennetzwerke erfolgt, so wird doch erkennbar werden, daß der eingeschlagene Weg auch bei der Berechnung anderer biegunsfester Netzwerke gangbar ist, so etwa bei der Berechnung der Zollobdachger gewöhnlicher Bauart, besonders solcher mit zuverlässig gurtartig wirkungsfähiger Verschalung, und bei Betonschalen mit entsprechender Kreuzbewehrung.

Das übliche Berechnungsverfahren für gewölbte Netzwerke der hier in Rede stehenden Art (vergl. Abb. 4) sieht also von einer Berücksichtigung des Giebelanschlusses ab, und es trifft den dafür auftretenden Spannungszustand genau genug durch Auffassung des Tragwerks als unendlich breiten parallel zur Gewölbeachse stets gleichmäßig belasteten Zweigelenkbogen. Zur Erkennung des Einflusses des Giebelanschlusses sind also die Momente und Spannkkräfte aus dieser Berechnungsweise denen gegenüberzustellen, die sich bei Berücksichtigung des Giebelanschlusses ergeben.

Zweckmäßig ist also das zweigelenkige Netzgewölbe ohne Giebelanschluß als — statisch unbestimmtes — Hauptsystem des Gesamttragwerks aufzufassen. Um auch dieses endlich breite Netzgewölbe noch in der bekannten Weise als Zweigelenkbogen, also als nur zweidimensionale Aufgabe behandeln zu dürfen, hat man sich nur die zug- und biegunsfeste Verbindung einander parallel der Tonnennachse gegenüberliegender Endknoten vorzustellen; das darf man, da, wenn eine solche Verbindung nicht schon durch die Pfetten- (bezw. Gurt-) stränge voll realisiert wird, dies später sicher durch den Anschluß an die Giebelwände geschieht.

Da dieser Stützungsfall bei an den Giebeln offenen Hallen auch wirklich vorkommt, so werde er besonders bezeichnet, und zwar als Stützungsfall A.

In bekannter Weise ergeben sich dafür als Wirkung der Knotenlasten  $P$ , in der Regel genau genug unter Vernachlässigung aller nicht aus Biegemomenten herrührenden Formänderungen, der Horizontalschub  $H_0$ , die Biegemomente  $M_0$  und die Kräfte in der Bogenachse  $D_0$ . Die Scherkräfte  $S_0$  sind bei den Regelkonstruktionen belanglos.

Als überzählige Größen werden nun die Gesamtwiderstände  $\Sigma X_1, \Sigma X_2, \dots, \Sigma X_n$  eingeführt, welche von den Tragebenen 1, 2, ...,  $n$  (vergl. Abb. 4) auf das Netzgewölbe ausgeübt werden, sobald die Ab-

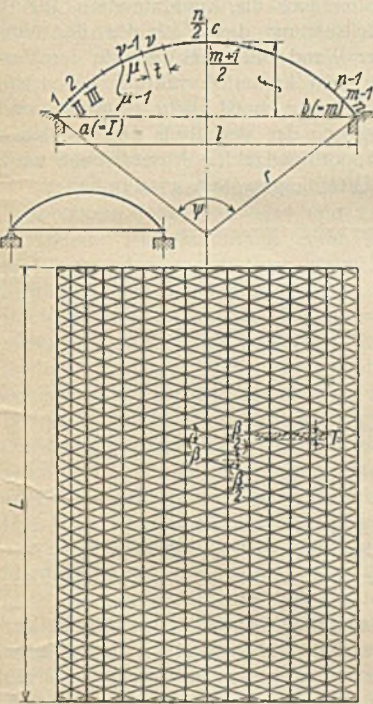


Abb. 4a.



Abb. 4b.

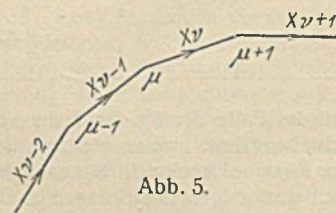


Abb. 5.

stützung der Tragebenen an den Giebelwänden wiederhergestellt wird, Stützungsfall B,

und die Formänderung des Hauptsystems eine Verschiebung der Tragebenen anstrebt. Dabei braucht nur der Widerstand in der Tragebene berücksichtigt zu werden (Abb. 5), da die senkrechte Komponente des Tragebenenwiderstandes schon in geringer Entfernung von den Giebelwänden unbedeutend ist infolge der in der Regel relativ geringen Plattensteifigkeit der Tragebenen. Von den Widerständen der Tragebenen werden für die Elastizitätsrechnung ferner nur die berücksichtigt, welche die Tonnennachse senkrecht kreuzen: Das ist zulässig, weil die Formänderung des Tragwerks parallel zur Gewölbeachse bzw. Dachachse durch die als Zuganker dienenden Pfettenstränge bzw. Tragebengurte, durch die Dachhaut und durch die Giebelwände auf eine solche Größe beschränkt wird, daß der Einfluß dieser Formänderung auf die Berechnung, der Größenordnung nach, dem in der Regel vernachlässigten Einflusse der Achsenkräfte des Bogens gleich ist, was eine kinematische Betrachtung des zugankerlosen Rhombennetzes leicht erkennen läßt.

Die Tragebenenwiderstände  $\Sigma X$ , können mithin als Summen von Einzelwiderständen  $X$  aufgefaßt werden, welche die Dachachse senkrecht kreuzen, und die je auf einen Lamellenstreifen senkrecht zur Dachachse von der Breite  $T = \frac{L}{N}$  (vergl. Abb. 4b) wirken. Die Einzelwiderstände in den Endstreifen seien  $X_G$ , die kleineren in der Mitte  $X_M$ . Im einzelnen möge hier nur der Fall behandelt werden, daß die über die Endlamellenknoten hinausragenden Pfettenenden praktisch als in der Richtung ihrer Hauptstreckung frei beweglich gelagert angesehen werden können, also z. B. bei Anschluß der Pfettenenden an Giebelwände aus gewöhnlichem Eisenfachwerk.

Dann muß die Kurve der auf der Längserstreckung jeder Tragebene aufgetragenen Tragebenenwiderstände  $X$  (Abb. 6) gegen ihre Basis hin in den in Frage kommenden Belastungsfällen und bei homogenem Netzwerke durchgehend konvex sein, und zwar stellt sich fast stets heraus, daß die Begrenzung der Widerstandsflächen der Tragebenen durch eine Parabel genauer beschrieben wird, als es von den praktischen Bedürfnissen verlangt wird, so daß also in der Regel die mögliche, rasch konvergierende Verschärfung der Approximation nicht erforderlich wird. Vergleiche die weiteren Ausführungen hierzu bei Behandlung des Beispiels.

Damit ist ein Weg gewiesen, die Zahl der durch Elastizitätsgleichungen zu ermittelnden Überzähligen auf die Zahl  $n$  der Tragebenen zu beschränken. Für eine praktische Berechnung ist aber in den meist vorliegenden Fällen einzelner billiger kleinerer Dachkonstruktionen auch die zur Berechnung dieser  $n$  Überzähligen aufzuwendende Rechenleistung noch immer viel zu groß, zumal  $n$  bei Lamellendächern mindestens gleich 8 zu sein pflegt, ja selbst bei Tonnendächern aus Rahmenbindern mit Pfetten und Verband noch mindestens gleich 3. Im letzteren Falle kann allerdings die Zahl der Überzähligen auf eins herabgedrückt werden, wenn in den beiden Randebenen auf durchgehenden Verband verzichtet wird.

Um auch in allen anderen Fällen die Zahl der durch Elastizitätsgleichungen zu ermittelnden Überzähligen auf eins zu verringern, ist notwendig eine weitere heuristische Annahme zu machen, und zwar über die Formänderung des Gesamttragwerks. Es hat sich bewährt, die Formänderung für Eigengewicht und volle Schneelast für die erste, meist ausreichende Approximation gleich Null zu setzen, den Verlauf der senkrechten Punktverschiebungen dagegen für einseitige Schneelast und für Wind sowohl als auch für die Tragebenen-Widerstände  $\Sigma X$  für jeden

Lamellenstreifen durch eine Sinuslinie zu beschreiben, deren Basis eine sich mit dem ausgestreckt gedachten Bogen deckende Periode umfaßt (Abb. 7) und deren Maximalordinate in stetigem Verlaufe nach den Giebelenden hin gegen Null konvergiert. Die sich mit dieser Annahme nach Durchführung ihrer hierunter noch zu erörternden Anwendung ergebende Linie der von den maßgebenden Belastungen bewirkten vertikalen Punktverschiebungen dient dann nötigenfalls zur verbesserten Ermittlung der Überzähligen und zur Bestimmung der zugehörigen Verschiebungslinie von weiter erhöhter Genauigkeit. Die Ergebnisse dieses Verfahrens konvergieren offenbar sehr schnell gegen den wirklichen Spannungszustand hin: Da jede der genannten Belastungen angesehen werden kann als die Überlagerung einer symmetrischen Belastung des Bogens von geringfügiger Verschiebungswirkung mit einer entgegengesetzt symmetrischen von relativ großer Verschiebungswirkung, so kommt für die erste Approximation als Linie der senkrechten Punktverschiebungen nur eine entgegengesetzt symmetrische Wellenlinie in Betracht. Solche Wellenlinien können aber für praktische Zwecke in den meisten Fällen genau genug durch eine Sinuslinie ersetzt werden. Tatsächlich wird es für die Zwecke der Praxis kaum je nötig sein, die Korrektionsrechnung auch nur bis zur zweifachen Bestimmung der Überzähligen zahlenmäßig durchzuführen,

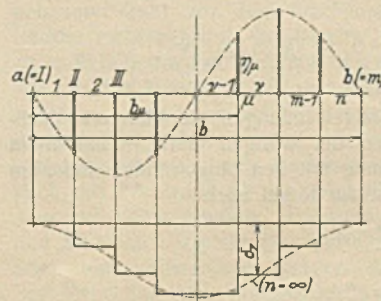


Abb. 7b.

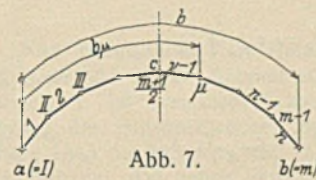


Abb. 7a.



denn selbst die aus erheblich voneinander abweichenden Wellenlinien bestimmte Kräfteverteilung hat sich als praktisch außerordentlich genau konstant erwiesen. Darüber hinaus kann in Sonderfällen, was leicht erkennbar ist, die Approximation in rascher Konvergenz beliebig genau gestaltet werden, jedenfalls viel genauer, als es der praktischen Realisierung der in statischen Berechnungen behandelten abstrakten Systeme entspricht.

Man kann an Stelle der Ordinaten der Sinuslinie ohne erhebliche Mehrmühe auch die senkrechten Ordinaten der Verschiebungslinie des Zweigelenkbogens aus Wind und einseitiger Schneelast benutzen, was bei relativ kleinen  $X_M$  von vornherein etwas genauer ist. Erleichtert wird dieses Verfahren dadurch, daß die Verschiebungslinie für Schnee und gleichzeitig wirkenden Wind in den Regelfällen, aber unabhängig vom Wölbungsgrade  $f/l$  (Abb. 4) fast genau entgegengesetzt symmetrisch ist (für die einzelnen Belastungen dagegen nicht, wovon man sich gelegentlich leicht überzeugen kann).

Die Ordinaten  $\eta_{\mu}$  der Linie der vertikalen Punktverschiebungen ergeben sich also, wenn

$$\sum_1^n t = b \quad \text{und} \quad \sum_1^r t = b_r$$

(vergl. Abb. 7), aus der Gleichung

$$\eta_{\mu} = x \sin 2\pi \frac{b_r}{b}$$

worin  $x$  zunächst nicht interessiert, also einstweilen ohne Zahlenwert weiterverwendet bzw. bei zeichnerischer Darstellung der Vertikal-

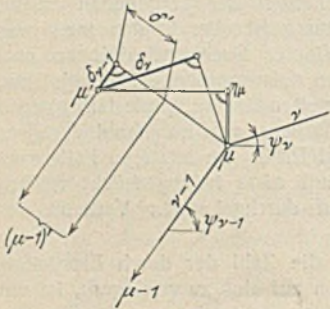


Abb. 8.

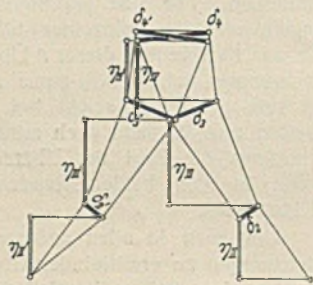


Abb. 9.

verschiebungen  $\eta$  durch den Maßstab  $1:x$  eliminiert wird. Aus diesen senkrechten Verschiebungen  $\eta_{\mu}$  ergeben sich nun gemäß Abb. 8 die Verschiebungen der Tragebenen, nämlich  $x\delta$ , wenn die  $\delta$  einfache Proportionalzahlen für  $x=1$  sind, zeichnerisch nach Abb. 9 oder rechnerisch zu

$$x\delta_r = \frac{\eta_{\mu} \sin \angle \psi_r + x\delta_{r-1} \cos \psi_r}{\cos \psi_{r-1}}$$

worin

$$\angle \psi_r = \psi_{r-1} - \psi_r = \frac{2\psi_1}{n-1} = \text{const.}$$

Die Verschiebung der Randebenen ist

$$x\delta_1 = 0 = x\delta_n$$

Es werde die durchschnittliche Verschiebung der Tragebenen bei Belastung derselben durch  $X = \text{const} = 1$ , also  $\sum_1^N X = N$ , sofern diese

Verschiebung aus der Längenänderung der Wandstäbe der Tragebene herrührt, mit  $c_w$  bezeichnet, und sofern diese Verschiebung aus den Längenänderungen eines Gurtes herrührt, mit  $c_g$ . Ist der Gurtquerschnitt so beträchtlich, daß  $c_w$  vernachlässigt werden kann, etwa bei aus irgendwelchen Gründen sehr starken Pfetten oder bei gerade gurtartig besonders kräftig mitwirkender Dachhaut, so ergibt sich im hier nur betrachteten Falle gleicher oder annähernd gleicher Tragebenen das Verhältnis der Tragebenenwiderstände  $X$  zueinander einfach als Verhältnis der Tragebenenverschiebungen zueinander; es ist also:

$$X_r = \frac{\delta_r}{\sum_1^n \delta} \cdot \frac{n}{1} X$$

Der Gurteinfluß ist nun aber in der Regel nicht unbeträchtlich, sondern ganz im Gegenteil meist so groß, daß z. B.  $\left(\frac{c_w}{c_g}\right)^p = 0$  gesetzt werden kann, wenn  $p \geq 2$  ist. Es bedarf daher auch die Approximation, die in der im folgenden enthaltenen Gleichsetzung des Verlaufes der Verschiebungen einer Tragebene aus der Wand mit dem Verlaufe der Verschiebungen aus den Gurten liegt, meist keiner Korrektur. Wenn die Zahl der Wandglieder der Tragebenen, wie meist, sehr groß ist, und wenn mit  $x$  gemäß dem Vorangegangenen das Verhältnis der wirklichen Tragebenenverschiebungen zu den Proportionalzahlen  $\delta$  bezeichnet wird, so kann man für  $c_g \neq 0$  folgendes Gleichungssystem ansprechen:

$$\begin{aligned} (1) \quad x\delta_1 &= c_{w1} X_1 + c_{ga} X_1 + c_{g11} X_1 - c_{g11} X_2 \\ (2) \quad x\delta_2 &= c_{w2} X_2 - c_{g11} X_1 + c_{g12} X_2 + c_{g12} X_2 - c_{g13} X_3 \\ (3) \quad x\delta_3 &= c_{w3} X_3 - c_{g12} X_2 + c_{g13} X_3 + c_{g14} X_3 - c_{g14} X_4 \\ &\vdots \\ (r) \quad x\delta_r &= c_{wr} X_r - c_{g1r} X_{r-1} + c_{g1r} X_r + c_{g1r+1} X_r - c_{g1r+1} X_{r+1} \\ &\vdots \\ (n) \quad x\delta_n &= c_{wn} X_n - c_{g1n-1} X_{n-1} + c_{g1n-1} X_n + c_{gb} X_n \end{aligned}$$

Als Summe dieser Verschiebungen ergibt sich die Gleichung:

$$x \sum_1^n \delta_r = c_w \sum_1^n X_r + c_{ga} X_1 + c_{gb} X_n$$

Da die Querschnittsflächen der Fußverbindungen der Lamellendachkonstruktionen die Querschnittsflächen der übrigen Gurte schon allein wegen der fast immer festen Verbindung mit den Längswänden meist um ein Vielfaches übertreffen, so kann in der Regel auch

$$c_{ga} = 0 = c_{gb}$$

gesetzt werden, so daß

$$x \sum_1^n \delta = c_w \sum_1^n X$$

eine weitere Vereinfachung wird dadurch aber nicht herbeigeführt.

Es mag noch bemerkt werden, daß der Einfluß der Ausweichungen  $\delta'$  der Gurte (vergl. Abb. 8) auf die Größe der Verschiebungswiderstände  $X$  relativ zu gering ist, um die Einführung in die Gl. 1 bis  $n$  zu rechtfertigen. (Wesensgleiche Vereinfachungen sind bei Raumbauwerken ja bekanntlich allgemein üblich, und zwar meist mit Recht, selbst noch oft bei Flugzeugzellen mit starker Formänderung.)

Ist

$$\delta_1 = \delta_n, \quad \delta_2 = \delta_{n-1}, \quad \dots \quad \delta_r = \delta_{n-r+1},$$

wie im Falle der für die erste Approximation heuristisch gewählten Verschiebungslinie, wenn gleichzeitig der Fall des hier allein betrachteten, zur Firstpunktsenkrechten symmetrischen Polygonzuges vorliegt, so ergibt sich aus obigen Gleichungen z. B. für durchweg gleiches  $c_g$  und  $n=8$ :

$$X_1 = X_n = x c_g \cdot \frac{[(c_w + c_g)^2 + c_w c_g] \delta_2 + c_g (c_w + c_g) \delta_3 + c_g^2 \delta_4}{c_w^4 + 7 c_w^3 c_g + 15 c_w^2 c_g^2 + 10 c_w c_g^3 + c_g^4}$$

Setzt man

$$\omega = \frac{c_w}{c_g}$$

so kann man im oben gedachten Falle auch schreiben:

$$X_1 = X_n = \frac{x}{c_g} \cdot \frac{(1 + 3\omega + \omega^2) \delta_2 + (1 + \omega) \delta_3 + \delta_4}{1 + 10\omega + 15\omega^2 + 7\omega^3 + \omega^4}$$

bzw. wenn  $c_{ga} = c_{gb} = 0$ :

$$X_1 = X_n = \frac{x}{c_g} \cdot \frac{(1 + 3\omega + \omega^2) \delta_2 + (1 + \omega) \delta_3 + \delta_4}{4\omega + 10\omega^2 + 6\omega^3 + \omega^4}$$

Durch Einsetzen dieser Werte in das Gleichungssystem 1 bis  $n$  ergeben sich die Beträge von

$$X_2 = X_{n-1}, \quad X_3 = X_{n-2}, \quad \dots \quad X_r = X_{n-r+1}$$

(Schluß folgt.)



Alle Rechte vorbehalten.

## Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues.

Bemerkungen zu dem gleichnamigen Aufsatz des Dipl.-Ing. F. R. Habicht, Potsdam, in „Beton u. Eisen“, Heft 15, 1928.

Von Professor Dr. Karner, Zürich.

Im Heft 15, Jahrgang 1928, ist in der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ von Herrn Dipl.-Ing. F. R. Habicht, Potsdam, ein recht eigenartiger Aufsatz erschienen, der künstlerische, statische, wirtschaftliche und sonstige Fragen der Stahl- und Eisenbetonbauweise miteinander vergleicht und dabei teilweise zu so kühnen Schlüssen kommt, daß sie — allerdings nur mit Rücksicht auf die Veröffentlichung in einer angesehenen Zeitschrift — nicht unwidersprochen bleiben dürfen. Herr Habicht beginnt die Aufzählung der „ja allgemein bekannten, ganz wesentlichen Vorzüge“ der Eisenbetonbauweise gegenüber dem Eisenbau damit, daß er behauptet, daß die Sympathien, die erstere seit ihren Anfangserfolgen erworben habe, daher rührten, „daß man froh war, im Eisenbeton ein Mittel gefunden zu haben, mit dem sich eine eindrucksvolle Gestaltung auch der Ingenieurbauwerke erzielen ließe“. Dagegen lasse „das Gewirr der Füllungsstäbe der Eisenbauwerke einen wirklich geschlossenen künstlerischen Eindruck um so weniger aufkommen, als häufig gerade auch die über große Schlankheit der einzelnen Tragglieder für den Beschauer in einem gewissen Mißverhältnis zu den aufzunehmenden Lasten zu stehen schiene“. „Dem gegenüber biete der Eisenbetonbau ein Mittel, bei Wahrung voller Wirtschaftlichkeit und gerade durch Ausnutzung seiner besonderen Eigenschaften Bauten von einer Geschlossenheit des künstlerischen Eindrucks zu schaffen, wie man sie bis dahin wohl von den Ingenieurbauten der Antike und des Mittelalters her kannte, jedoch seit dem Aufkommen des Eisens als Baustoff nicht mehr gewohnt war. Gerade diese Architektur des Eisenbetons sel es, die den Eisenbau angeregt habe, nunmehr auch seinerseits nach neuen Formen zu suchen. Sie wurden in der Verwendung von Vollwand- und Rahmenträgern gefunden, also gerade Formen, wie sie besonders charakteristisch für den Eisenbetonbau sind.“

Diese Ausführungen lassen auf eine völlige Unkenntnis der historischen Entwicklung jeder Bauweise und vor allem auch des Eisenbetons selbst schließen. Die Bauformen einer bestimmten Bauweise sind in erster Linie von den technischen Möglichkeiten (das heißt von der Art der Festigkeit) des Baustoffes abhängig. Der Bogen ist die einzig mögliche Bauform für die massive Steinbauweise des Altertums und des Mittelalters, der Balken und der Bogen sind Möglichkeiten des Holzbaues; bei letzterer Bauweise dürfen wir nicht übersehen, daß schon im 16. Jahrhundert das reine Dreieckfachwerk versucht und angewandt worden war. Mit dem Beginn des Eisenbaues ergab sich aus der Überlieferung für das Gußeisen als geeignetste Bauform der Bogen, während mit dem Schweiß-eisen sofort der Bau von Balkenbrücken größten Stiles einsetzte. Da aber Eisen und Stahl — als einzige Baustoffe — in gleicher Weise für Zug- und Druckbeanspruchungen geeignet sind, kann der Bogen ebenso wirtschaftlich gestaltet werden wie die Hängebrücke, welche Bauform dem Stahlbau allein vorbehalten ist. Die Entwicklung des Stahlbaues aber, Hand in Hand gehend mit der Entwicklung des Eisenhüttenwesens und beide angeregt durch die außerordentliche Entwicklung des Verkehrs-wesens und der Industrie, wirkte auf die Theorie und insbesondere auf die Statik so befruchtend, daß der heutige Stand unserer Kenntnisse der Baustatik und neuesten auch der Dynamik aufs innigste verknüpft ist mit den Fortschritten des Eisen- bzw. Stahlbaues und nur in gegenseitiger Wechselwirkung denkbar ist. Erst die durch den Stahlbau geförderte Theorie bereitete dem Eisenbetonbau die Basis, um nun seinerseits in rascher Entwicklung aufbauen zu können, wobei diese Bauweise ganz selbstverständlich an bisher bekannte Bauformen „der Antike und des Mittelalters“, wie Herr Habicht ganz besonders betont, angeschlossen, wozu der Eisenbetonbau eben vornehmlich geeignet ist. Die wirtschaftliche Grenze des vollwandigen Eisenbetonbalkens ist ja, soweit sich die aufgerollten Streitfragen auf den Brückenbau beziehen, ziemlich rasch dahin erledigt, daß der Bogen als einzige mögliche Ausführungsform übrig bleibt, wenn es sich um mittlere und größere Stützweiten handelt und man nicht zu rahmen- oder fachwerkartigen Balken greift.

Was nun zunächst das von Habicht betonte Mißverhältnis der Schlankheit stählerner Tragglieder zur Größe der in ihnen auftretenden Kräfte anlangt, so dürfte er selbst in Laienkreisen mit dieser Anschauung allein dastehen. Eine mehr als ein Jahrhundert lange Gewöhnung hat den Anblick eiserner und stählerner Stützen, Träger und anderer Bauformen aller Art auch dort vertraut gemacht, wo die Kenntnis der inneren Eigenschaften des Baustoffes fehlt, so daß die gefühlsmäßige Abschätzung des richtigen Querschnittsverhältnisses der Bauteile eines Stahlbauwerkes heute All-

gemeingut ist. Es ist nur staunenswert, wenn ein Ingenieur eine derartige gegenteilige Auffassung bewußt vertritt. Der Eisenbetonbau selbst bietet uns aber im Ingenieur- und Brückenbau gerade dort seine besten Ausführungsbeispiele, wo er auch seinerseits die klassischen Vorbilder verläßt und zu Bauformen greift, die in voller Ausnutzung der Eigenart dieses Baustoffes begründet sind und wenn er nicht ein Nachahmen der äußeren Formen der Steinbauweise zeigt, mit der der Eisenbetonbau innerlich gar nichts gemeinsam hat und die er häufig nur kopiert oder in größere Maßstäbe übersetzt. Eher als bei Stahlbauten tritt aber in diesem Falle für den Laien oder den ungeschulten Architekten — niemals für den wissenden Ingenieur — die Möglichkeit eines beängstigenden Gefühles ein, weil die äußere Form die innere Wirkung eines Verbundkörpers viel schwerer dem Gefühl zugänglich macht, als dies bei einem homogenen Baustoff wie beim Stahl der Fall ist.

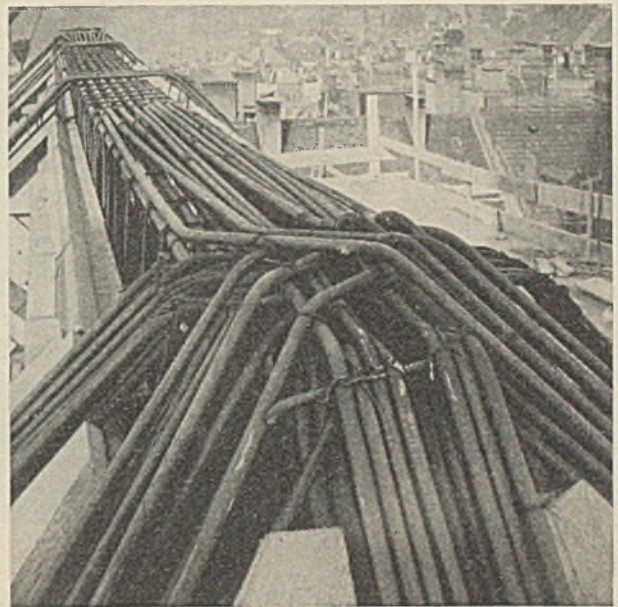


Abb. 1.

Nun beansprucht Herr Habicht die Erfindung des Vollwandträgers allgemein und die des Rahmenträgers ganz besonders für die Eisenbetonbauweise!! Ist ihm nicht bekannt, daß die erste Schweiß-eisenbalkenbrücke, die Britanniabrücke, mit Hauptöffnungen von 141 m in den Jahren 1845 bis 1850 als vollwandiger Balken gebaut wurde? Ist ihm nicht bekannt, daß neben den vielen Anwendungen von mehrfachen und einfachen Fachwerken für Balkenbrücken kleinerer Stützweiten und für Bogen größerer Stützweiten immer wieder vollwandige Träger in ungeheurer Zahl vor dem Erscheinen des Eisenbetons gebaut wurden? Ist ihm nicht bekannt, daß bereits 1859 in der Schweiz das erste Modell eines Rahmenträgers in Eisen hergestellt wurde? Bei einer Einstellung, wie sie Herr Habicht in seinem Aufsatz zeigt, würde es uns nicht Wunder nehmen, wenn er angesichts der zunehmenden Verwendung des — von ihm allerdings bisher so übel kritisierten — Fachwerkes im Eisenbetonbau (siehe die verschiedenen Bauausführungen in Frankreich) schließlich auch noch das Fachwerk als ein vom Eisenbetonbau geschaffene Bauform in Anspruch nehmen würde. Die Verwendung des Fachwerkbalkens im Holz- und Stahlbau bezweckt eine Verminderung des Materialaufwandes gegenüber dem vollwandigen Träger, der zu einem großen Teil bei Biegebeanspruchung nicht ausgenutzt werden kann: Bei Holz und ganz besonders für Stahl besteht dabei die Möglichkeit, die auftretenden Kräfte in Knotenpunkten zusammenzufassen und unterzubringen, ohne plumpe Bauformen zu erhalten. Da meines Wissens auch bei Eisenbetonbauten mit dem Baustoff gespart werden muß, würde man sicher gerne zum Fachwerk oder wenigstens zur häufigeren Anwendung des Rahmenträgers greifen, wenn nicht die Schwierigkeit der Unterbringung der Bewehrung in den Knotenpunkten bestände. Abb. 1 zeigt den Eckpunkt eines trapezförmigen Fachwerkträgers und es ist aus der Abbildung ohne weitere Erläuterung zu sehen, welche Schwierigkeiten auftreten, wenn die Bewehrung — auf die Raumeinheit des Eisenbetons bezogen — zu groß wird. Daß man in einem solchen Falle kaum mehr von einer Verbund-



wirkung in diesen Konstruktionsteilen wird sprechen können, liegt auf der Hand. Aus hierher gehörigen Gründen wird der Rahmenträger im Eisenbetonbau dem Fachwerkträger vorgezogen, weil die Gestaltung eines senkrechten Pfostenanschlusses immer noch einfacher ist als die Ausbildung eines Knotens mit mehreren Stäben. Nicht unerwähnt möchten wir dabei lassen, daß die theoretischen Voraussetzungen des gelenkartigen Stabanschlusses beim Stahlfachwerk innerhalb ganz bestimmter und bekannter Grenzen praktisch erfüllt sind, während wir beim Eisenbeton-Dreieckfachwerke ohne Berücksichtigung der Rahmenwirkung, d. h. ohne Berücksichtigung der Biegung in den einzelnen Stäben keinesfalls auskommen werden. Trotzdem scheint man in Frankreich, gerade um der beschränkten Möglichkeit der Überwindung größerer Stützweiten durch vollwandige Eisenbetonbalken abzuweichen, zu dem von Herrn Habicht so geschmähten Fachwerk überzugehen, wie es Abb. 2 zeigt.

Es ist dies die auch im deutschen Fachschrifttum bekannte Brücke über die Seine bei Ivry sur Seine in der Nähe von Paris. Die Mittelöffnung hat eine Stützweite von 132 m, sie krägt nach beiden Seiten freischwebend aus.

Vor kurzem wurde ferner eine Eisenbeton-Fachwerkbrücke im Zug der Rue Lafayette in Paris dem Verkehr übergeben mit  $2 \times 70$  m Stützweite, der ein besonderes elegantes und leichtes Aussehen nachgerühmt wird. Dieses Fachwerk zeigt gekreuzte Diagonalen und der Untergurt in Höhe der Fahrbahnkonstruktion ist für sich selbst wieder ein Fachwerk von  $\frac{1}{3}$  der Gesamthöhe mit steigenden und fallenden Diagonalen.

Ganz ähnlich der Seinebrücke bei Ivry ist eine bei Allfortville gebaute Eisenbeton-Fachwerkbrücke, die allerdings zufolge einer Meldung in Paris-Midi in den seit der Ausschaltung verflorenen 18 Monaten eine Durchbiegung von 20 cm aufweist.

Einen wichtigen Teil der Ausführungen von Herrn Habicht macht die Betonung der „monumentalen Wirkung“ aus, die er Eisenbetonbauten nachrühmt. Wie weit eine solche Forderung mit unseren modernen Auffassungen von Kunst und Ästhetik überhaupt vereinbar ist, will ich hier nicht entscheiden, aber die Begriffe, mit denen Herr Habicht arbeitet, scheinen ihm selbst nicht klar zu sein. So begründet er „die Überlegenheit des Betonbaues, wenn es sich um die Erbauung monumentaler Bauwerke handelt“, aus der Tatsache „daß auch Stahlbauten innen und außen durch Verkleidung mit Beton oder Werksteinen architektonisch so ausgebildet werden, daß sie den Eindruck von Massivbauten machen.“ Er stellt zur Begründung die Ausführung zweier Fördertürme gegenüber, von denen der eine aus Stahl ganz den Eindruck eines Massivbauwerkes mache, wie der andere aus Eisenbeton.

Scheinbar hat Herr Habicht übersehen, daß bei beiden Bauwerken ein Skelettbau die tragende Konstruktion des Förderturmes ist und daß die Zwischenflächen nur mit nichttragendem Mauerwerk ausgefüllt sind. Oder sollte der Eisenbetonturm wirklich volle Eisenbetonkonstruktion sein? Freilich wird man nicht verlangen können, daß der Stahlbau — um seine einfache Tragkonstruktion nicht zu verstecken — auf Ausmauerung verzichten wird, und ein ausgemauertes oder verkleidetes Stahlbau-Fach- oder Riegelwerk wird nun immer den Eindruck von „massiv“ machen, da dieses Wort bei Habicht wohl mit vollwandig bzw. geschlossen als gleichwertig aufzufassen ist. Das Gesagte gilt ganz natürlich allgemein für alle Aufgaben des Stahles im Bauwesen. Diese beschränken sich, wie die seit Jahrzehnten ausgeführten Geschäfts-, Kauf- und Hochhäuser in Amerika und bei uns beweisen, auf die Funktion des Tragens und nicht des Raumabschließens: genau wie bei Geschäfts- und Hochhäusern in Eisenbeton, und man kann dabei doch sicher das eine behaupten, daß hier der Eisenbetonbau die Wege des Stahlbaues gegangen ist. — Wenn sich übrigens Herr Habicht für die ästhetischen Möglichkeiten des Stahlskelettbau in Verbindung mit Backsteinausmauerung interessiert, dann sei er — als auf ein Beispiel von mehreren — auf die Hochbauten des Kraftwerkes Klingenberg verwiesen!

Was nun die geforderte „monumentale“ Wirkung bei Ingenieurbauten, und zwar besonders bei Brückenbauten anlangt, so wird diese zweifels-

ohne nach Habicht in der Weise erreicht, daß das Bauwerk die Umgebung beherrscht und nicht sich in dieselbe einfügt. Betrachten wir in Abb. 3 die bekannte Brücke über die Lahn bei Niederlahnstein, gegen die als Eisenbetonkonstruktion sicher nichts einzuwenden ist, so ist mir ihre monumentale Wirkung erst klar geworden, als ein bekannter Eisenbetonbrückenbauer scherzhaft meinte, man müsse die Stadt abreißen, damit sie das Bild der Brücke nicht störe. Betrachten wir das Bild der Rhônebrücke bei Chippis im Aufsatz von Habicht, so kann man wohl bei bestem Willen nicht behaupten, daß sich diese Brücke in die Landschaft einfüge. Sie wirkt eben bestenfalls monumental, wobei ich mich mit Herrn Habicht allerdings nicht über die ästhetischen Forderungen verständigen kann, wenn er mit Eisenbetonbauwerken eine derartige Monumentalität anstrebt. Diese mehr allgemeine Auseinandersetzung schließt Herr Habicht, bevor er auf Einzelheiten eingeht, damit, daß sich „sowohl im Brücken- als im Hochbau der Eisenbetonbau wegen der Einheitlichkeit seiner Konstruktion immer besser in die Landschaft einpasse als ein Stahlbau, der doch immer, auch bei der ansprechendsten Formgebung, mehr oder minder wie ein Fremdkörper in der Landschaft wirke.“ Nach Habicht stellt somit „der mit feinem Verständnis für die Erfordernisse des Baustoffes“, (damit dürfte wahrscheinlich beispielsweise die Ummantelung

von Zuggliedern gemeint sein!), „des Bauzweckes und der Landschaft erichtete Betonbau die ideale Lösung für viele Bauaufgaben dar.“

Gegen derartige allgemeine Behauptungen ist es zwecklos anzugehen; oder sollte Herr Habicht ernstlich der Meinung sein, daß ein Stahlbogen über der Fahrbahn — um nur bei seinem Beispiel der Brücke von Chippis zu bleiben — noch mehr als Fremdkörper in der Landschaft wirken kann, als der gezeigte Eisenbetonbogen?

Nach Aufzählung einiger besonders kühner Eisenbetonbrücken der neuesten Zeit kommt Herr Habicht dann zur Behauptung, daß bis zu

etwa 150 m Stützweite und „für nicht zu ungünstige Konstruktionsbedingungen (ich mache auf diese Einschränkung aufmerksam!) Stahl- und Eisenbetonbrücken hinsichtlich der Kühnheit des Entwurfes und des künstlerischen Eindruckes zum mindesten gleichgestellt werden könnte“ (dieses Zugeständnis der möglichen Gleichbewertung des ästhetischen Eindruckes ist doch wohl nur eine Entgleisung?), „wenn nicht die jetzt unleugbare Bevorzugung der Eisenbetonbrücken gegenüber stählernen Brücken ihre Begründung in anderen nicht unwesentlichen Vorzügen hätte.“ Diese Vorzüge des Eisenbetonbaues gegenüber dem Eisenbau sind nach ihm die folgenden:

1. Größere Widerstandsfähigkeit der Betonbauten gegen die zerstörenden Einflüsse der Korrosion.
2. Erheblich höhere Lebensdauer gegenüber Stahlbauten.
3. Zunahme der Widerstandsfähigkeit der Betonbauten mit dem Alter.
4. Keine Verstärkungsnotwendigkeit bei Verkehrssteigerung.
5. Größerer Widerstand gegen dynamische Kräfte infolge des großen Eigengewichtes.
6. Einfachere Ausgestaltung von Lagern und Gelenken und dadurch bedingte Möglichkeit, die Kämpfer von Bogenbrücken in das Hochwasserprofil eintauchen zu lassen.

Mit diesen einzelnen Punkten wollen wir uns noch kurz beschäftigen, nicht um Anlaß zu einer Fortsetzung dieser Aufsatzreihe zu geben, sondern um zu zeigen, daß jede einseitige Auffassung ihre Kehrseite besitzt.

Zu 1: Zu einem Stahlbau gehört nicht nur ein guter Anstrich, sondern auch eine sorgfältige Überwachung, um das Bauwerk im Zustande gleicher Güte und Tragfähigkeit zu erhalten. Eine sachgemäße Unterhaltung ist mit geringen Kosten möglich, wie dies von verschiedenen Fachleuten bereits des öfteren eingehend nachgewiesen wurde. Aber auch jedes Eisenbetonbauwerk wird zweckmäßig überwacht und von Zeit zu Zeit untersucht werden müssen, um es vor den Einwirkungen des Rostes infolge Eindringens von Feuchtigkeit, Rauch oder sonstiger Gase in Schwind- oder andere Risse zu schützen. Wenn es auch selbst unter den

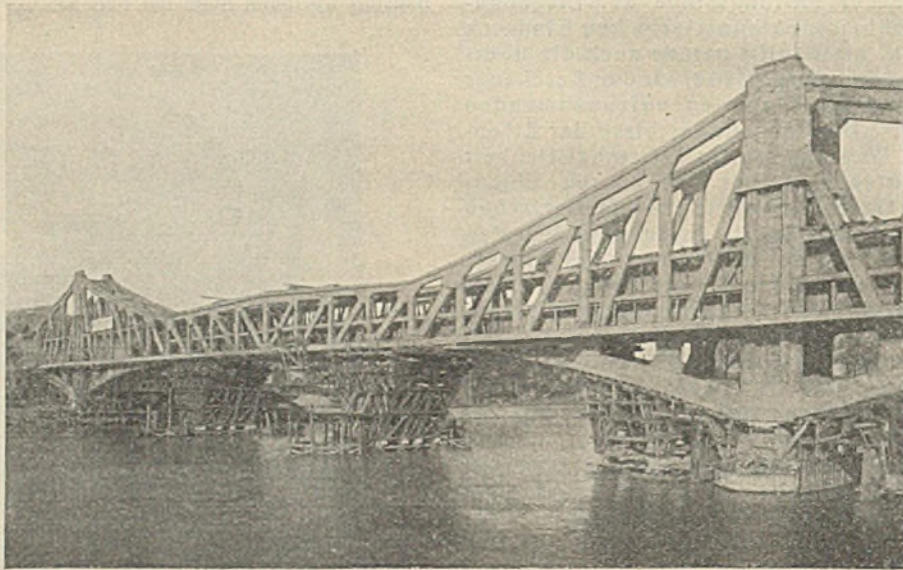


Abb. 2.



ungünstigsten Verhältnissen möglich ist, einen Stahlbau leicht zu überwachen und auftretende Schäden leicht und sofort zu beheben, so werden die erwähnten ungünstigen Einflüsse bei Eisenbetonbauten meist ziemlich spät erkenntlich und teure Reparaturen notwendig sein, wenn beispielsweise der Beton, durch Rauchgase mürbe gemacht, abplatzt. Jedenfalls ist es leichtfertig, Eisenbetonbauten nicht zu überwachen und zu unterhalten. Vermutlich ist es Herrn Habicht nicht bekannt, welche dauernde Überwachung, kostspielige Reparaturen und Verstärkungen infolge Ribbildung, Rostens der Bewehrung, Sprengwirkung des Rostes an der von ihm als Beispiel gebrachten Rhône-Brücke in Chippis bereits bis heute notwendig geworden sind! Abgesehen von obigen Andeutungen würde sicher mancher Eisenbetonbau und besonders manche Brücke in ästhetischer Beziehung auch bei näherer Betrachtung gewinnen, wenn er instand gehalten, verputzt und auftretende Risse und Ausblühungen nicht allzu deutlich sehen lassen würde.

Zu 2: Was die Lebensdauer von Bauwerken allgemein und von Brückenbauten im besonderen anlangt, so sind zunächst im Eisenbetonbau noch keine solchen Erfahrungen vorhanden wie im Stahlbau. Viele große eiserne bzw. stählerne Brücken aufzuzählen, die noch aus den ersten Zeiten des Eisenbaues stammen und noch heute ihre Aufgabe erfüllen, würde zu weit führen; bei Eisenbetonbauten liegen so lange Erfahrungen noch nicht vor. Zum mindesten ist es im Interesse des Eisenbetonbaues, wenn die Erfahrungen bei manchen älteren Bauwerken nicht schon jetzt verallgemeinert werden. Wichtiger als die Frage der Lebensdauer (diese spielt bei Ingenieurbauwerken heute keine bedeutende Rolle) ist aber dagegen die Anpassungsfähigkeit eines Bauwerkes an geänderte Forderungen. Stahlbauten ermöglichen im Gegensatz zu Eisenbetonbauten durch glatte

Veränderung ihrer Gliederung eine Anpassung an neue Aufgaben; Stahlbauten gestatten einen vollkommenen Abbruch und Wiederaufbau des Bauwerkes an anderer Stelle, sie ermöglichen es auch, rasch nach den Seiten oder in die Höhe erweitert zu werden, wodurch ihr ideelles Lebensalter, d. i. die Zeit ihrer Verwendungsmöglichkeit, noch viel länger wird, als dies bei einem Eisenbetonbauwerk auch nur angenähert der Fall sein kann.

Zu 3: Die sogenannte wachsende Widerstandsfähigkeit der Eisenbetonbauten infolge einer noch jahrelang nachwirkenden Veränderung des Baustoffes wird kaum einen vorsichtigen Konstrukteur dazu verleiten, ganz allgemein von einer Vergrößerung der Tragfähigkeit zu sprechen, da derartige Veränderungen auch das elastische Verhalten wesentlich beeinflussen und durch Veränderung der Deformationen auch wesentliche kaum nachprüfbare Änderungen im Spannungsbilde auftreten müssen.

Zu 4: Da wir heute allen Berechnungen nach die räumliche Kapazität der Lichtraumprofile für unsere Brücken so ziemlich erreicht, wenn nicht bei großen Stützweiten sogar überschritten haben, so dürften zunächst bei Brückenverstärkungen nur Verbreiterungen der Fahrbahn, Anordnung von neuen Geschossen usw. in Frage kommen. Die notwendige wirtschaftliche Dimensionierung der Eisenbetonbauten wird es trotz des überwiegenden Eigengewichtes nicht ermöglichen, derartige Mehrbelastungen ohne bauliche Veränderungen aufzunehmen, wenn eine solche Mehrbelastung nicht bereits beim Entwurf mit berücksichtigt worden ist. Aber auch bei Vermehrung von Raddrücken für Eisenbahnbrücken wird bei einer genau berechneten Eisenbetonbrücke kaum für alle Teile ein Auskommen ohne Verstärkung oder ohne Erhöhung der zulässigen Spannungen zu finden sein, wenn dieser Bau nicht im vorhinein überdimensioniert worden ist. Nochmals erwähne ich die von Herrn Habicht gebrachte Bogenbrücke von Chippis, bei der nach einer eingehenden Untersuchung festgestellt werden mußte, daß die Lasten der Brücke auf keinen Fall auch nur um ein geringes verändert werden dürfen, ohne das Bauwerk zu gefährden! Daß der Stahlbau dagegen bei notwendig werdenden Verstärkungen weitestgehenden Möglichkeiten Raum gibt, haben die Ver-

stärkungsarbeiten an tausenden von stählernen Brücken gezeigt, die schon vielfach vier und mehr Jahrzehnte ihren Dienst tun und doch durch geringfügige Umbauten wiederum voll ihre Aufgabe auf Jahrzehnte hinaus erfüllen werden.

Es wäre sicher ein Ruhmesblatt für den Stahlbau, festzustellen, welches Volksvermögen auf diese Weise gerettet wurde. Der Eisenbetonbau hat hierzu keine Parallele von auch nur angenähertem Ausmaße aufzuweisen. Nicht zu übersehen ist eine andere Tatsache, die weniger im Brückenbau als im eigentlichen Ingenieurbau der Stahlbauweise einen besonderen Vorteil sichert: Der durchaus homogene Baustoff gestattet, bei Umänderungsarbeiten an Stahlbauten oder bei Wiederverwendung die einzelnen Teile einer ganz anderen Beanspruchung zu unterwerfen, als die ursprüngliche war. Im Eisenbetonbau scheidet eine solche Forderung in den meisten Fällen aus.

Zu 5: Zu diesem Punkte sei zunächst das größere Eigengewicht betrachtet: Sollte hier nicht beabsichtigt sein, aus der Not eine Tugend zu machen? Bei Balkenbrücken ist gerade das große Eigengewicht, das schon bei geringer Nutzlast dem Eisenbetonbau bald die Möglichkeit nimmt, wirtschaftlich zu bauen. Bei der neuen Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim ist es dem Eisenbetonbau unter Einhaltung der Ausschreibungsbedingungen nicht gelungen, eine Balkenbrücke in Vorschlag zu bringen. Aber auch bei anderen Bauformen ist die Eisenbetonbauweise mit allen Mitteln bemüht, eine Herabsetzung des Eigengewichtes zu erreichen, um die Wirtschaftlichkeitsgrenze erhöhen zu können. Jedenfalls ist bei Bogenbrücken das große Eigengewicht kaum als vorteilhaft zu bezeichnen, wenn infolge des entsprechenden Schubes kostspielige und schwierige Fundierungen notwendig werden.

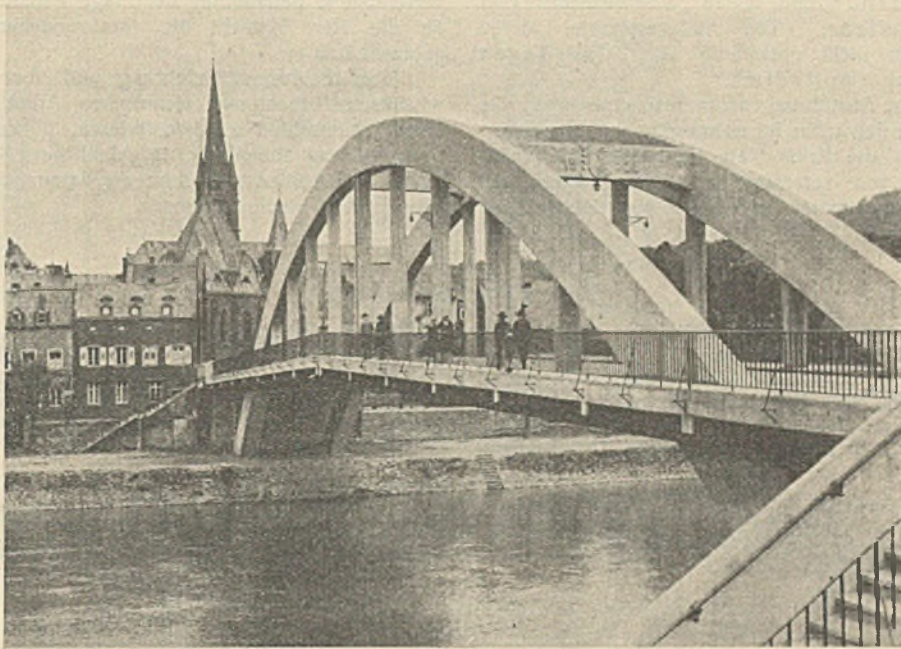


Abb. 3.

Das größere Eigengewicht einer Eisenbetonbrücke gegenüber einer entsprechenden Stahlbrücke kann für die Schwingungen einen Vorteil bedeuten, wenn dieser nicht durch die geringere Elastizität des Baustoffes wettgemacht wird; abgesehen hiervon sind für die dynamischen Beanspruchungen durchaus nicht allein die Größe des Eigengewichtes maßgebend, da diese von noch ganz anderen Umständen und Beziehungen abhängen. Daß sich dynamische Wirkungen beim Eisenbetonbau durchaus nicht immer so günstig verhalten wie beim Stahlbau, dürften im übrigen die vollkommen gescheiterten Versuche mit Betonschiffen und Betonisenbahnwagen zur Genüge bewiesen haben, und aus den gleichen Gründen ist man auch mit den Betonschwellen nicht weiter gekommen.

Es ist nicht uninteressant zu erwähnen, daß Herr Habicht als Folge des so warm angepriesenen großen Eigengewichtes aber nicht nur eine Verringerung der Schwingungen, sondern auch die Möglichkeit der Aufnahme größerer Nutzlasten, eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Wind, strömendes Wasser, Schiffsstöße usw. betont. Kommentar dürfte wohl überflüssig sein!

Zu 6: Es ist nicht zu umgehen, die von Herrn Habicht zu diesem Punkt erdachte Beweisführung, daß das Eintauchen des Kämpfers einer Betonbogenbrücke in das Hochwasser weniger schädlich ist als bei einer Stahlbrücke, kurz wiederzugeben. Herr Habicht schreibt: „Gerade diese durch das große Gewicht der Betonbrücken bedingte Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Angriffe des strömenden Wassers gestattete es, bei Betonbrücken auch Anordnungen zuzulassen, bei denen die Kämpfer um ein gewisses Maß in das Hochwasser eintauchen, ohne damit irgendwelche besonderen Gefahren heraufzubeschwören. Dies um so weniger, als im allgemeinen das Eintauchen erst bei einem solchen Stand des Hochwassers eintreten wird, bei dem die Kraft des Hochwassers durch Überflutung der Vorländer bereits wesentlich gemildert sein wird.“ Weiter besagt die Erläuterung, um das Eintauchen dieser Punkte beim Eisenbetonbau zu rechtfertigen, daß bei Stahlbrücken dieser Auflagerpunkt,



„bei dem ein Baustoff, der Stahl, zu einem anders gearteten Baustoff, dem Stein, übergeht“, ganz „besondere Gefahrenquellen“ bildet und die konstruktive Ausbildung dieser Punkte „kompliziert“ bzw. „ein empfindlicher Mechanismus“ ist. (Hat sich Herr Habicht schon einmal einen so empfindlichen Mechanismus angesehen?) Jedes Eindringen eines Fremdkörpers in das Stahlager „muß dessen Funktionen entweder unmittelbar unterbinden oder doch allmählich durch Zersetzung des Materials seine Zerstörung herbeiführen“.

Daß ferner bei Stahlbrücken „in der Nähe der Auflager ein enges Netzwerk mit zahlreichen scharfkantigen und winkligen Einzelgliedern entsteht, das besonders geeignet ist vom Hochwasser mitgeführtes Schwemmaterial aufzufangen und durch den dadurch immer größer werdenden Stau auf die verhältnismäßig leichte eiserne Konstruktion eine Katastrophe einzuleiten“, ist nach Herrn Habicht selbstverständlich. Im Gegensatz dazu sind die Verhältnisse bei Betonbrücken viel günstiger. Die eintauchenden „nur glatten ebenen“ Flächen leisten dem Wasserabschluß „nur wenig Widerstand“ und lassen „Schwemmaterial ohne weiteres vorbeistreichen“. Die Auflagerpunkte, deren Kenntlichmachung äußerlich gar nicht notwendig ist, „sind gegen Überflutung in keiner Weise empfindlich.“

Eine Entgegnung zu diesen Ausführungen, insbesondere über die Definition eines Stahlagers, halte ich nicht für notwendig, für den wasserbautechnischen Teil möchte ich die Kritik dem Flußbauer überlassen. An den in allerneuester Zeit von verschiedenen Seiten angeführten Beispielen durch Hochwasser eingestürzter Betonbogen mit tiefliegenden

Kämpfern geht Herr Habicht anscheinend vorbei, ohne seine Theorie daran genauer zu erproben. Im übrigen kann der Stahlbrückenbau unter sonst gleichen Verhältnissen infolge der überlegenen Eigenschaften des Baustoffes das Eintauchen der Widerlager vermeiden.

Wenn ich zum Schluß meiner Ausführungen noch auf die von Herrn Habicht angedeutete unterschiedliche Behandlung der Bemessung der Sicherheitsgrade im Stahl- und im Eisenbetonbau zurückkomme, so vermute ich, daß ihm die Mehrzahl seiner Fachgenossen auch hier wird nicht voll zustimmen können, da solche Vergleiche sehr von der Art der Baustoffherstellung und der Bauausführung abhängig sind; es wäre doch zweckmäßig, bei der Berührung dieser Frage im Hinblick auf die ständigen und immer wiederkehrenden Einstürze im Betonbau etwas vorsichtiger zu sein.

Zum Schluß richtet Herr Habicht an die Adresse der Stahlbaufirmen und ihren Verband die freundliche Mahnung, durch technische Verbesserungen des Baustoffes und der Arbeitsmethoden „so wie es der Betonbau bestrebt ist“ bemüht zu sein, in den vorliegenden Fragen eine Änderung zu erzielen. Gemeint ist hier die vom Stahlbau beklagte verschiedene Behandlung der Frage eintauchender Bogenbrückenkämpfer, für die Herr Habicht die im vorstehenden skizzierte Prachtlösung gebracht hat.

Über die famose Belehrung und über den Versuch, zwischen den wissenschaftlichen und technischen Arbeitsmethoden beider Bauweisen einen Unterschied zu konstruieren, dürfte man wohl am besten zur Tagesordnung übergehen, da glücklicherweise die Mehrzahl der Ingenieure hüben und drüben kein Interesse daran hat, den Streit in die technische Wissenschaft hineinzutragen.

**Verschiedenes.**

**Die Straßenbahnwagenhalle in Bochum.** Das in den nebenstehenden Abbildungen in Querschnitt und Innenansicht dargestellte Bauwerk ist ebenso wie die in Heft 20 des Jahrgangs 1928 beschriebene Halle in Essen-Schonnebeck eine Ausführung der Vereinigte Stahlwerke A.-G. in Dortmund und im Frühjahr 1925 für die Bochum-Gelsenkirchener Straßenbahn A.-G. in Essen gebaut. Seine Abmessungen

27,60 m im Mittelfeld, der Binderabstand 7,40 m. Die Abdeckung besteht aus Stegzementdielen, die Belichtung erfolgt durch Raupenoberlicht, die in jedem zweiten Feld in 50,5 m Länge quer über das Dach laufen und ihren Zweck ausgiebig erfüllen (Abb. 2). Für die Reinigung und Untersuchung der Wagen dienen Revisionsgruben.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion betrug 657 t.

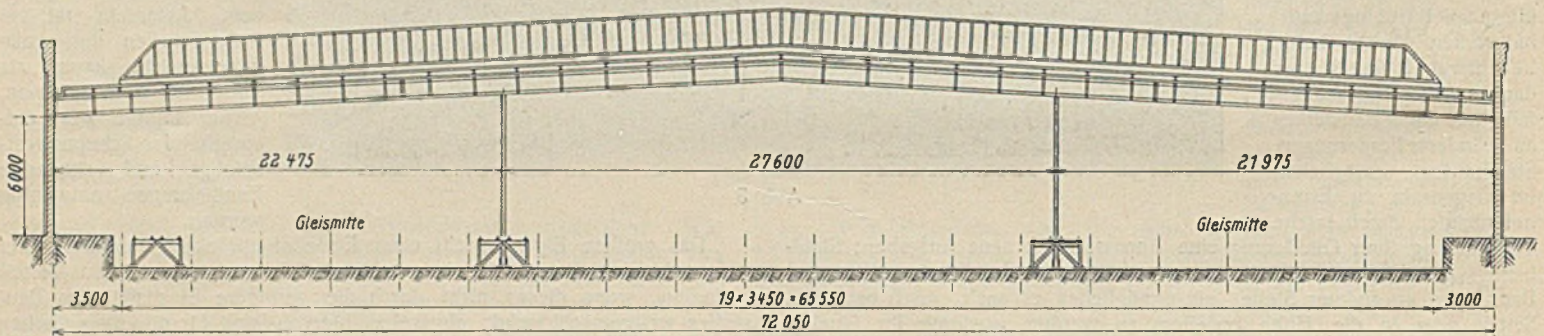


Abb. 1.

sind allerdings sehr erheblich größer, denn es hat eine Länge von 126 m, eine Breite von 72 m, bedeckt mithin eine Fläche von 9100 m<sup>2</sup>. Die Binder sind als durchlaufende Vollwandträger von 1 m Bauhöhe ausgebildet (Abb. 1), ihre Stützweite beträgt 22,475 m in den Endfeldern und

**Bemerkenswerte Blechträgerbrücken.** Zu dem unter dieser Überschrift in Heft 18 „Der Stahlbau“ veröffentlichten Aufsatz von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt wird uns zu der auf S. 215 beschriebenen und in den Abb. 9 bis 11 dargestellten „Wegeunterführung im Bereich der Reichsbahndirektion Stettin“ mitgeteilt, daß es sich um eine Wegeunterführung neben der Parnitz handelt und daß der Gesamtentwurf für dieses bemerkenswerte Bauwerk von der Reichsbahndirektion Stettin aufgestellt ist.

**Die Beanspruchung der Leitungsmaste bei Seilriß.** Durch Herrn Ing. R. Bertl-Berlin wurde ich darauf aufmerksam gemacht, daß in meinem unter obiger Überschrift in Heft 12, Jahrgang 1928 des „Stahlbau“ erschienenen Aufsatz in der Berechnung der „Nebenwirkungen infolge der außermittigen Vernietung der Füllungsstäbe“ ein Fehler unterlaufen ist. Es ist der Faktor  $\left(\frac{r-p}{r}\right)^2$  weggelassen, dementsprechend lautet die Grundgleichung

$$\int \frac{M^2}{EJ} \cdot dx = \frac{r}{3EJ} \left(\frac{Pp}{2}\right)^2 \cdot \left(\frac{r-p}{r}\right)^2.$$

Derselbe Faktor  $\left(\frac{r-p}{r}\right)^2$  ist in den Gl. 10, 11 u. 18 auf den rechten Seiten beizufügen. Kammüller.

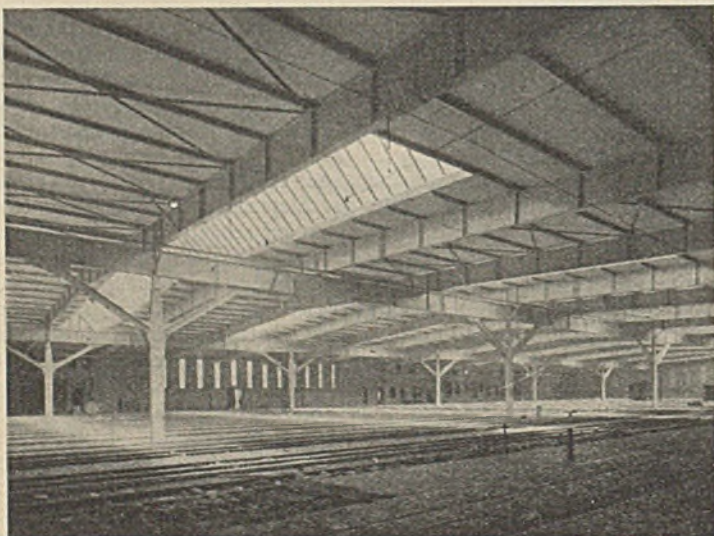


Abb. 2.

**INHALT:** Stählerne Fernleitungen für Hüttenwerke. — Beitrag zur Berücksichtigung des Glebelanschlusses bei prismatisch gewölbten Netzwerken aus biegefesten Stabzügen. — Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues. — Verschiedenes: Straßenbahnwagenhalle in Bochum. — Bemerkenswerte Blechträgerbrücken. — Beanspruchung der Leitungsmaste bei Seilriß.