DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

6. Jahrgang | BERLIN, 28. April 1933 | Heft 9

Berechnung und bauliche Durchbildung stark gekröpfter Tiefladewagen auf Grund ausgeführter statischer und dynamischer Messungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat W. Rosteck, Berlin.

Ein stark gekröpfter Tiefladewagen ist erstmalig statisch und dynamisch untersucht worden. Die Ergebnisse werden hier kurz beschrieben und neue Grundsätze für Berechnung und Bau derartiger Fahrzeuge angegeben.

Für die Beförderung besonders schwerer und sperriger Güter, z. B. Transformatoren, Maschinen- oder sonstigen Konstruktionsteilen, besitzt die Deutsche Reichsbahn einen Park von Spezialwagen. Diese Wagen müssen außer den verschiedenartigen Wünschen und Bedürfnissen der Verfrachter vor allem den betrieblichen Anforderungen der Reichsbahn genügen. Die Gewähr ausreichender Sicherheit für den Lauf solcher Schwerlastfahrzeuge und für das zu befördernde Versandgut sind daher Haupterfordernisse, die beim Bau derartiger Spezialwagen vorweg beachtet werden müssen. Es hat sich dabei als notwendig herausgestellt, die bisher übliche Berechnung durch Versuchsmessungen zu ergänzen.

Die ersten Messungen sind von dem Reichsbahn-Zentralamt für Bau- und Betriebstechnik an einem stark gekröpften Tiefladewagen vorgenommen worden. Wegen der besonderen Bedeutung, die diesen Untersuchungen beizumessen ist, soll im folgenden näher auf das Ergebnis und die für den Bau neuer Fahrzeuge sich ergebenden Folgerungen eingegangen werden.

Untersucht wurde zunächst nur der von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg (MAN) gebaute Tiefladewagen „Köln 12 951", dessen hauptsächlichste Abmessungen Abb. 1 zeigt.

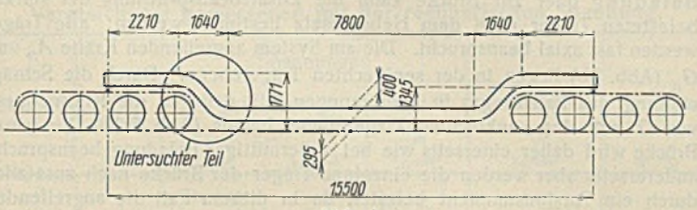


Abb. 1.

Die vier Längsträger des Tragwerkes sind aus Baustahl St 52 hergestellt. Abweichend von dem bisher üblichen Rechnungsverfahren wurden der Berechnung des Tiefladewagens erstmalig die Vorschriften für Eisenbauwerke (BE) zugrunde gelegt; das Tragwerk wurde dabei als Brücke angesehen von 15,5 m Stützweite, entsprechend dem Abstande der Drehzapfen der beiden Drehgestelle, und demgemäß der dynamische Stoßzuschlag nach Tafel 3, Spalte III, der BE zu $\varphi = 1{,}46$ gewählt. Um jedoch unbedingt sicher zu gehen, daß die zulässige Beanspruchung des Tragwerkes auch den dynamischen Einflüssen des Betriebes genügt, war das Ladegewicht des Tiefladewagens bei Beförderung in gewöhnlichen Güterzügen bis zur endgültigen Abnahme von 60 auf 40 t herabgesetzt. Es kam daher zunächst darauf an, durch eingehende Meßversuche an dem beladenen Fahrzeug nachzuweisen, daß der Einstellung des Wagens in alle Güterzuggattungen, und zwar mit vollem Ladegewicht (60 t), keine Bedenken entgegenstehen.

Neben diesen rein dynamischen Versuchen sind aber gleichzeitig noch statische Messungen vorgenommen worden, um die Spannungsverteilung, besonders im gekröpften Teil des Tragwerkes, näher kennen zu lernen (Abb. 1). Bei allen Versuchen diente als Nutzlast ein Transformator von etwa 60 t Gewicht, mit dem der Tiefladewagen durch wiederholtes Auf- und Absetzen wechselweise be- und entlastet wurde. Dabei wurden an verschiedenen Stellen der Längsträger die auftretenden Spannungsänderungen und gleichzeitig die Durchfederungen in Trägermitte und an den Auflagerenden gemessen.

Außerdem sind zur Feststellung der Flanschabbiegungen in den gekröpften Trägerteilen noch Neigungsmessungen durchgeführt worden. Die Spannungen wurden mit Tensometern, System Huggenberger, die Durchbiegungen mit einem Zeiß-Nivellierinstrument, die Winkeländerungen mit Klinometern (Neigungsmessern) gemessen. Sie wurden sowohl bei mittiger als auch außermittiger Belastung des Tiefladewagens vorgenommen. Bei der außermittigen Beladung des Wagens war der Schwerpunkt des Transformators um etwa 5 cm senkrecht zur Wagenlängsachse verschoben.

Für die Durchführung der dynamischen Messungen mit den Kohledruckdehnungsmessern des Reichsbahn-Zentralamts wurde ein besonderer Versuchszug zusammengestellt, bestehend aus Lokomotive, zwei Meßwagen, dem Tiefladewagen und einem Packwagen am Schluß. Da während der Fahrt nur an sechs verschiedenen Stellen der Längsträger gleichzeitig gemessen werden konnte, mußte bei der Auswahl der Meßstellen besonders darauf geachtet werden, daß auftretende lot- und waagerechte Schwingungen auch gleichzeitig erfaßt wurden.

Im folgenden sollen nun die Ergebnisse aus den Messungen in Beziehung zu der Rechnung gebracht werden.

Durchbiegungen f in mm (Mittelwerte).

1	2	3	4	5
	Mittige Belast. gemessen f_m	rechn.	Außermittige Belast. gemessen f_e	Zunahme für außermitt. Belast. $\frac{f_e - f_m}{f_m} \cdot 100$ in %
Fahrgestell .	15,1	—	16,45	9
Träger A . .	31,4	34	33,90	8
			im Mittel = 8,5	

Die statisch gemessenen Durchbiegungen (vgl. vorstehende Tabelle) stimmten mit den rechnerisch ermittelten Werten gut überein, um damit auf das dynamische Verhalten des Wagens während der Fahrt schließen zu können. Theoretisch kommt es darauf an, alle größeren Schwingungsvorgänge (gegenseitige Aufschaukelungen) u. dgl. möglichst auszuschalten, das heißt das Resonanzgebiet zu meiden. Innerhalb dieses Bereiches können sonst erhebliche Zusatzbeanspruchungen auftreten, die auf die Dauer den Bruch des schwingenden Teiles zur Folge haben können. Die Eigenfrequenzen schwingungsfähiger Systeme lassen sich nach der einfachen Gleichung für dämpfungsfreie Schwingungen

$$n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{c}{m}}$$

berechnen, worin „c" die Federkonstante[1]) und „m" die Masse des schwingenden Systems sind.

Unter der Einwirkung des Transformatorgewichtes federt sowohl das Tragwerk als auch das Fahrgestell des Tiefladewagens um je einen bestimmten Betrag „f" durch (Abb. 2)

m_1 = reduzierte Masse des Tragwerkes
m_2 = Masse des Transformators.

Hieraus lassen sich die Federkonstante für das Fahrgestell zu:

$$C_F = \frac{P}{f} = \frac{60}{1{,}51} = 39{,}7 \text{ t/cm}$$

[1]) Die Federkonstante „c" ist eine in der Schwingungslehre gebräuchliche Größe für die Formgebung des elastischen Schwingungssystems; sie ist diejenige Kraft, die die elastische Formänderung 1 cm hervorruft.

und entsprechend für das Tragwerk zu: $C_T = \frac{60}{3{,}14} = 19{,}1$ t/cm ermitteln.

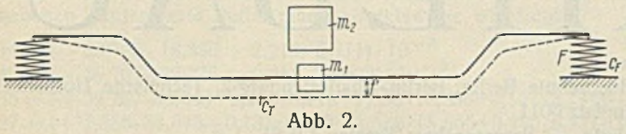


Abb. 2.

Die schwingende Masse „m" setzt sich in vorliegendem Fall aus der Masse des Transformators $G_1 = 60$ t und der reduzierten Masse des Trägers $G_2 \simeq 2/3 \cdot 32$ t $= 21{,}33$ t zusammen.

$$m = \frac{G_1 + G_2}{g} = \frac{1}{981}\left(60 + \frac{2}{3} \cdot 32\right) = 0{,}0803 \text{ t sek}^2/\text{cm}.$$

Unter dem Begriff „reduzierte Masse"[2]) ist die unter dem Einfluß der Erdbeschleunigung stehende Masse des Trägers zu verstehen, die man sich schwingend so in Trägermitte vereinigt denkt, daß sie die auf die ganze Trägerlänge verteilte Gewichtsmasse in ihrem Arbeitsvermögen ersetzt (kinetische Energie).

Mit diesen Werten erhält man aus obiger Gleichung die sekundlichen Eigenschwingungszahlen, und zwar:

1. Für das Fahrgestell zu:

$$n_F = \frac{1}{2 \cdot 3{,}14}\sqrt{\frac{39{,}7}{0{,}0803}} = 3{,}50\ H^{3}).$$

2. Für das Tragwerk zu:

$$n_T = \frac{1}{2 \cdot 3{,}14}\sqrt{\frac{19{,}1}{0{,}0803}} = 2{,}45\ H.$$

Das Ergebnis zeigt, daß die Eigenfrequenzen von Fahrgestell und Tragwerk weit genug auseinander liegen (~ 45 %). Nennenswerte gegenseitige Aufschaukelungen können auch bei wechselnder Beladung nicht auftreten, da jeweils die schwingende Masse für das Fahrgestell und das Tragwerk gleich groß ist.

In den stark gekröpften Trägerteilen treten aber (vgl. W. Gehler, „Der Rahmen" S. 271, 3. Aufl.) noch erhebliche Abtriebskräfte auf, die ein Abbiegen in den Gurtungen bewirken (Abb. 3).

Infolgedessen dürfen die abstehenden Gurtflansche zur Aufnahme der Momente nicht voll herangezogen werden. Diese Abtriebskräfte lassen sich näherungsweise aus den durch Versuch ermittelten Flanschabbiegungen, und zwar wie folgt, ermitteln.

Der Winkel zwischen zwei Tangenten der Biegelinie errechnet sich aus der allgemeinen Beziehung:

$$\alpha = \frac{1}{EJ}\int M_x\, d_x$$

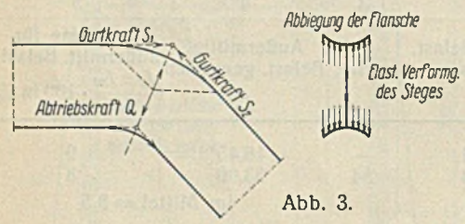


Abb. 3.

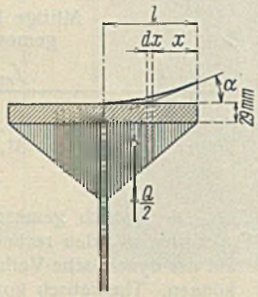


Abb. 4.

oder bei Annahme einer dreieckförmigen Verteilung der Abtriebskräfte über dem Querschnitt zu:

$$\alpha = \frac{\frac{1}{2} Q\, l^2}{12\, EJ} \quad \ldots \text{ (Abb. 4).}$$

Zur Vereinfachung der Rechnung wird ferner vorausgesetzt, daß der Einfluß dieser Kräfte auf eine Trägerlänge von 1 cm konstant ist. Die Größe der halben Abtriebskraft läßt sich dann näherungsweise aus vorstehender Gleichung berechnen zu: $\frac{Q}{2} = \frac{\alpha \cdot 12\, EJ}{l^2}$; darin sind

α = Biegewinkel, gemessen zu rd. 200 sek oder ausgedrückt im Bogenmaß = 0,00097,

E = Elastizitätsmodul = 2 100 000 kg/cm²,

J = Trägheitsmoment für die angenommene Trägerlänge von 10 cm $= \frac{2{,}9^4 \cdot 10}{12} = 2$ cm⁴ (Abb. 4) und

l = halbe Länge des tragenden Flanschquerschnitts = 15,5 cm.

Diese Werte eingesetzt, ergibt angenähert die Größe der halben Abtriebskraft: $= \frac{0{,}00097 \cdot 12 \cdot 2\,100\,000 \cdot 20}{15{,}5^2} = 200$ kg/cm, woraus sich die Zusatzbeanspruchungen der Halsniete berechnen lassen. Die Richtigkeit der Berechnungsannahmen läßt sich größenordnungsmäßig noch folgendermaßen beweisen:

[2]) Die „reduzierte" Masse ist wegen der vorhandenen Gewichtshäufung im mittleren Trägerteil zu $^2/_3$ des gesamten Trägergewichts angenommen.

[3]) 1 H = 1 Hertz = 1 Schwingung je Sekunde.

Die Gurtkraft S und die Abtriebskraft Q verhalten sich bei dem vorliegenden Kröpfungsverhältnis etwa wie 1,2 : 1 (s. Abb. 3) und dementsprechend auch ihre halben Größen. Bei Annahme der im Mittel zu rd. 700 kg/cm² gemessenen Scheitelspannung wird dann die halbe Gurtkraft etwa:

$$\frac{S}{2} = \frac{2}{3} \cdot 700 \cdot 15{,}5 \cdot 2{,}9 = 21\,000 \text{ kg}^{4})$$

und infolgedessen die halbe Abtriebskraft auf eine Trägerlänge von 1 cm im Scheitel des Bogens

$$\frac{Q}{2} = \frac{21\,000 \cdot 1}{1{,}2 \cdot 100} = 175 \text{ kg/cm}^{5}), \text{ gegenüber}$$

$$\frac{Q}{2} = 200 \text{ kg/cm (vgl. oben).}$$

Dabei ist noch zu beachten, daß die Abtriebskräfte nach dem Krümmungsscheitel zu von Null aus anwachsen. Die getroffenen Annahmen sind also größenordnungsmäßig richtig. Es hat sich weiter noch gezeigt, daß die im Schnitt 1a (Abb. 6) festgestellten Abbiegungen im Obergurt merklich größer als im Untergurt waren.

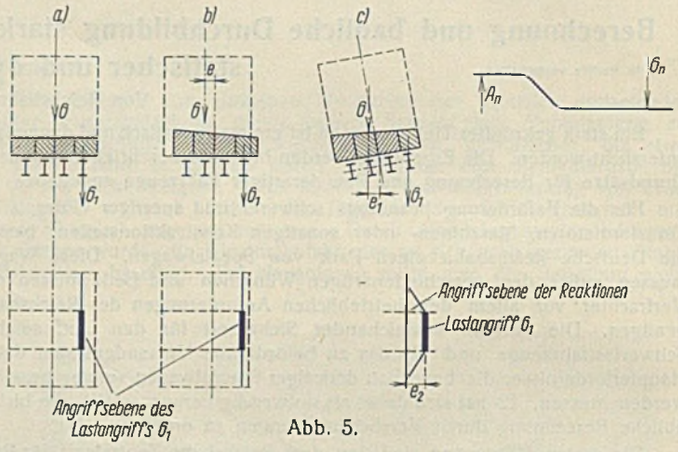


Abb. 5.

Neben der „mittigen" und „außermittigen" Belastung im geraden Gleis kommt im Betrieb noch ein dritter Belastungsfall, die Schrägstellung in Krümmungen, hinzu. Obgleich bei der Schrägstellung die Brücke durch Verlegung des Schwerpunktes außermittig belastet wird, so ist doch statisch die Schrägstellung mit der außermittigen Beladung nicht vergleichbar. Die verschiedenen möglichen Belastungsfälle sind in Abb. 5 zusammengestellt worden. Bei außermittiger Beladung quer zur Brücke kann die Zusatzbeanspruchung der stärker belasteten Träger nach dem Hebelgesetz bestimmt werden; alle Träger werden fast axial beansprucht. Die am System angreifenden Kräfte A_n und G_n (Abb. 5b) liegen in der senkrechten Trägerebene. Durch die Schrägstellung des Fahrzeuges in Krümmungen fällt dagegen die Kraftrichtung von G aus der senkrechten Trägerebene heraus (Abb. 5c). Die ganze Brücke wird daher einerseits wie bei außermittiger Beladung beansprucht, andererseits aber werden die einzelnen Träger der Brücke noch zusätzlich durch ein Torsionsmoment belastet, da in diesem Fall die angreifenden äußeren Kräfte A_n und G_n in zwei verschiedene Ebenen zu liegen kommen. Die Träger verhielten sich jedoch gegenüber den auftretenden Torsionskräften sehr weich und nachgiebig, so daß die Zusatzbeanspruchungen hieraus nicht groß sind. In der Abb. 6 ist die Spannungsverteilung in der Kröpfung dargestellt. Bei der Auswertung der Meßergebnisse ist hier auf den zweiachsigen Spannungszustand in der Kröpfung, der einerseits durch die Biegebeanspruchungen des ganzen Trägers und andererseits durch die Flanschabbiegungen in der Kröpfung infolge der Abtriebskräfte entsteht, keine Rücksicht genommen worden.

Im einzelnen ist noch zu den Meßergebnissen folgendes zu bemerken:

Eine seitliche Verschiebung der Last P um rd. 5 bis 6 cm quer zur Längsachse des Tragwerkes ergab im mittleren waagerechten Teil bei den Randträgern nur Spannungsänderungen von etwa 5 %. Ferner betrug im Schnitt 3a (Abb. 6) die Zusatzbeanspruchung der Längsträger in einem um 11 cm überhöhten und stark gekrümmten Gleis bei stillstehendem Fahrzeug nur etwa 2 % der statisch ermittelten Spannungen aus Verkehrslast.

In den gekröpften Trägerteilen (Schnitt 2a) nahm die Spannung des Randträgers bei außermittiger Beladung bis zu 11,3 % (im mittleren waagerechten Teil dagegen nur um rd. 5 %) zu. Nach den Durchbiegungen hätten die Beanspruchungen des Trägers um rd. 8 % wachsen müssen. Die außermittige Beladung wirkt sich demnach im mittleren Teil etwas günstiger, in der Kröpfung dagegen etwas ungünstiger aus, als nach den Durchbiegungen anzunehmen war.

[4]) Parabolischer Abfall der Spannungen nach den Gurtflanschenden zu angenommen.

[5]) Gleichmäßige Kraftverteilung auf 100 cm Trägerlänge angenommen.

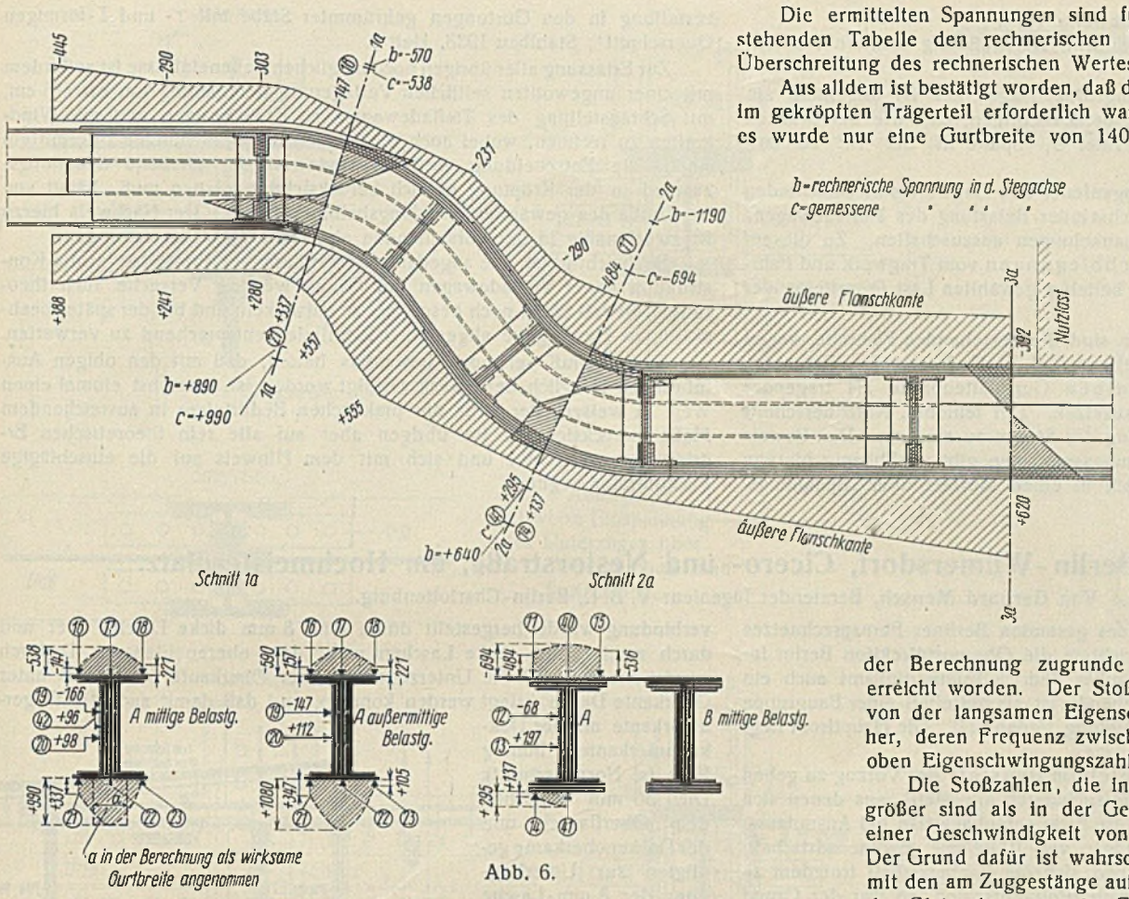


Abb. 6.

Wiederum hat sich auch hier gezeigt, daß die am meisten gespannten Stellen stets an der Innenseite der Kröpfung liegen (Abb. 6), und daß ferner die Spannungsverteilung in gekrümmten Trägern nicht eben ist, sondern dem Gesetz einer Hyperbel folgt. Die größten Beanspruchungen des Gurtes traten im gekrümmten Teil in Stegnähe auf, nach außen fällt die Spannung fast bis auf Null ab.

Vergleich der gemessenen mit der rechnerischen Spannung.

Schnitt	Meßpunkt	Spannungen gemessen σ_m kg/cm²		Mittel σ_m kg/cm²	rechnerisch σ_R kg/cm²	$\sigma_m \lesseqgtr \sigma_R$ ± %
3a	1	— 392		449	562	— 20
	4	— 525				
	7	— 470				
	8	— 408				
	3		+ 620	573	622	— 8
	5		+ 636			
	6		+ 512			
	10		+ 523			
2a	40	694			1190	— 42
	41		295		640	— 52
1a	17	568			570	—
	22		990		890	+ 11

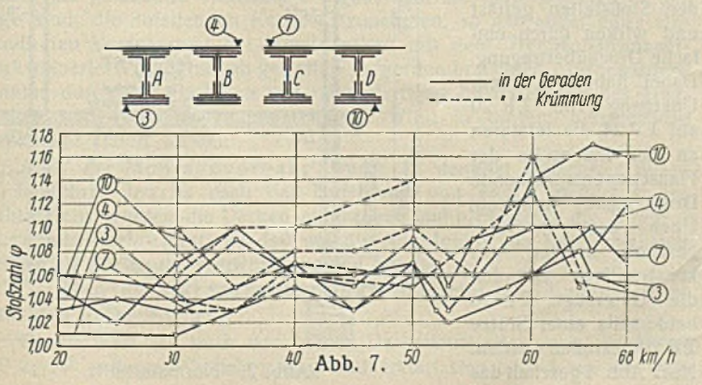


Abb. 7.

Die ermittelten Spannungen sind für einige Meßstellen in der vorstehenden Tabelle den rechnerischen Werten gegenübergestellt. Eine Überschreitung des rechnerischen Wertes trat nur in einem Falle ein.

Aus alldem ist bestätigt worden, daß die vorgenommene Stegverstärkung im gekröpften Trägerteil erforderlich war und der Anteil der Flansche — es wurde nur eine Gurtbreite von 140 mm statt 310 mm in Rechnung gestellt — an der Aufnahme der Momente richtig eingeschätzt worden ist.

Während der Versuchsfahrt von Nürnberg nach Neumarkt (Oberpfalz) und zurück sind bei verschiedenen Geschwindigkeiten in der Geraden und in Krümmungen die dynamischen Zusatzbeanspruchungen gemessen worden.

Die in Abb. 7 angegebenen Stoßzahlen sind erreichte Höchstwerte für die jeweilige Geschwindigkeit. Sie sind in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit bildlich dargestellt worden.

Obwohl bei $V = 60$ bis 65 km/h eine Art kritischer Geschwindigkeit vorzuliegen scheint, ist in keinem Fall die der Berechnung zugrunde gelegte Stoßzahl von $\varphi = 1{,}46$ erreicht worden. Der Stoßbeiwert rührt zum größten Teil von der langsamen Eigenschwingung der belasteten Brücke her, deren Frequenz zwischen 2,38 und 2,50 H liegt (siehe oben Eigenschwingungszahl der Brücke).

Die Stoßzahlen, die in der Krümmung durchweg etwas größer sind als in der Geraden, erreichen nur einmal bei einer Geschwindigkeit von $V = 60$ km/h einen Höchstwert. Der Grund dafür ist wahrscheinlich rein äußerlich und steht mit den am Zuggestänge auftretenden Zugkraftschwankungen, der Gleisanlage usw. im Zusammenhang.

Zusammenfassend läßt sich sagen:

1. Die statischen Versuche haben sowohl hinsichtlich der gemessenen Durchbiegungen als auch der statisch ermittelten Spannungen im allgemeinen ausreichende Übereinstimmung mit der Rechnung ergeben.

2. Durch die Versuchsmessungen ist erwiesen, daß sich in den gekröpften Trägerteilen die abstehenden Gurtflansche tatsächlich nur wenig an der Aufnahme der Biegemomente beteiligen; infolgedessen dürfen auch die Gurtungen bei der Berechnung nicht mit ihrem vollen Querschnitt in Ansatz gebracht werden.

3. Im Bereich der Kröpfungen ist der Spannungsverlauf nicht eben. Nach den Versuchsergebnissen verhalten sich die Randspannungen in der Stegzone etwa umgekehrt proportional wie die zugehörigen Kröpfungshalbmesser.

$$\frac{r_a}{r_i} \cong \frac{\sigma_i}{\sigma_a} = \frac{117}{75} = 1{,}56 \cong \frac{990}{538} = 1{,}84 \text{ (Abb. 8);}$$

setzt man $\sigma_0 = \frac{M}{W} \cong \frac{\sigma_i + \sigma_a}{2}$, so lassen sich die wirklichen Gurtspannungen wie folgt berechnen:

$$\sigma_i = \frac{2\sigma_0 \cdot r_a}{r_a + r_i}; \quad \sigma_a = \frac{2\sigma_0 \cdot r_i}{r_a + r_i}.$$

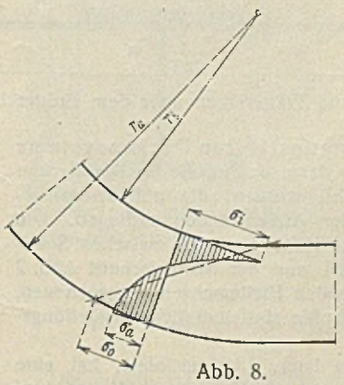


Abb. 8.

4. Die Schrägstellung in den Krümmungen ergab nur eine Zusatzbeanspruchung von rd. 2 %, dagegen ist bei einer seitlichen Verschiebung der Last um 5 bis 6 cm der Spannungszuwachs am Randträger mit 5 bis 11 % etwas größer.

5. Bei den mit Geschwindigkeiten bis zu $V = 70$ km/h durchgeführten Versuchen ergaben sich bei $V = 65$ km/h, der kritischen Geschwindigkeit, die größten Stoßbeanspruchungen, und zwar bis zu 17 % der Grundspannungen. — Das Ergebnis der Untersuchungen war im ganzen so, daß der Einstellung des Tiefladewagens in alle Güterzugarten keine Bedenken entgegenstehen.

Für die Berechnung und bauliche Durchbildung von Tiefladewagen mit stark gekröpftem Tragwerk lassen sich auf Grund der vorgenommenen Messungen noch folgende allgemeine Richtlinien aufstellen. Der Berechnung sind als maßgebend zugrunde zu legen:

1. die Vorschriften für Eisenbauwerke (BE),
2. die Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE).

Bei der statischen Berechnung des Tragwerkes ist allgemein ein dynamischer Stoßzuschlag „φ" zu berücksichtigen, der wie bei Brücken von derselben Stützweite der Tafel 3, Spalte III der BE zu entnehmen ist.

Die „Federkonstanten" von Wagenfeder und Tragwerk sind verschieden groß zu wählen, um auch bei wechselnder Belastung des Tiefladewagens nennenswerte gegenseitige Aufschaukelungen auszuschalten. Zu diesem Zweck genügt es jedoch, die Durchbiegungen vom Tragwerk und Fahrgestell unter der Einwirkung einer beliebig gewählten Last P_x miteinander zu vergleichen.

In den gekröpften Trägerteilen sind die abstehenden Flansche wegen der Wirksamkeit von „Abtriebskräften" (vgl. W. Gehler, „Der Rahmen", 3. Aufl., S. 271) nur mit der halben Gurtplattenbreite als tragender Querschnitt in die Rechnung einzusetzen. Der fehlende Nutzquerschnitt ist durch entsprechende Verstärkung des Steges zu ersetzen. Den Beweis für die Richtigkeit dieser Berechnungsannahmen gibt unabhängig hiervon H. Bleich, Wien, rein theoretisch in einem Aufsatz über „Spannungsverteilung in den Gurtungen gekrümmter Stäbe mit T- und I-förmigen Querschnitt", Stahlbau 1933, Heft 1.

Zur Erfassung aller übrigen noch möglichen Nebeneinflüsse ist außerdem mit einer ungewollten seitlichen Verlagerung der Ladung um etwa 5 cm, mit Schrägstellung des Tiefladewagens in Krümmungen und mit Windkräften zu rechnen, wobei auch die Torsionsbeanspruchungen zu ermitteln sind. Die Entscheidung darüber, inwieweit der unebene Spannungszustand in der Kröpfung an sich berücksichtigt werden muß, hängt von der Größe des gewählten Kröpfungshalbmessers ab. Der Nachweis hierzu ist zweckmäßig in der vorstehenden einfachen Weise zu erbringen.

Beabsichtigt ist, die angedeuteten vorläufigen Grundsätze für die Konstruktion neuer Tiefladewagen auf Grund weiterer Versuche auch theoretisch, soweit nötig, noch besonders zu entwickeln und bei der später beabsichtigten Herausgabe allgemeiner Richtlinien entsprechend zu verwerten.

Zum Schluß sei noch besonders betont, daß mit den obigen Ausführungen lediglich der Zweck verfolgt worden ist, zunächst einmal einen Weg zu weisen, der zwar die praktischen Bedürfnisse in ausreichendem Maße berücksichtigt, im übrigen aber auf alle rein theoretischen Erörterungen verzichtet und sich mit dem Hinweis auf die einschlägige Fachliteratur begnügt.

Postneubau Berlin-Wilmersdorf, Cicero- und Nestorstraße, am Hochmeisterplatz.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Gerhard Mensch, Beratender Ingenieur V. B. I., Berlin-Charlottenburg.

Im Rahmen der Umstellung des gesamten Berliner Fernsprechnetzes auf den Selbstanschlußbetrieb errichtete die Oberpostdirektion Berlin im Jahre 1931 einen Neubau, der außer dem Selbstanschlußamt auch ein Postamt aufnehmen soll. Das Gebäude ist als Mittelteil einer Baugruppe gedacht, die erst später ihre Vollendung finden soll. Die Hauptfront liegt nach dem Hochmeisterplatz zu.

Für die Entscheidung, welchem Baustoff der Vorzug zu geben wäre, wurden eingehende Voruntersuchungen angestellt, aus denen sich ergab, daß im vorliegenden Falle die Eisenbetonbauweise bei Ausnutzung der zulässigen Höchstbeanspruchungen von 70 kg/cm² gewisse wirtschaftliche Vorteile ergeben hätte. Wenn sich die Bauherrschaft trotzdem zu der Ausführung in Stahlskelettkonstruktion entschloß, so war der Grund in erster Linie darin zu suchen, daß bei der gewählten Bauweise geringere Abmessungen der tragenden Teile und völlig ebene Deckenuntersichten ohne besondere Unterspannungen möglich waren, und daß die größtmögliche Freiheit bei späteren Umbauten und Veränderungen gewährleistet wurde.

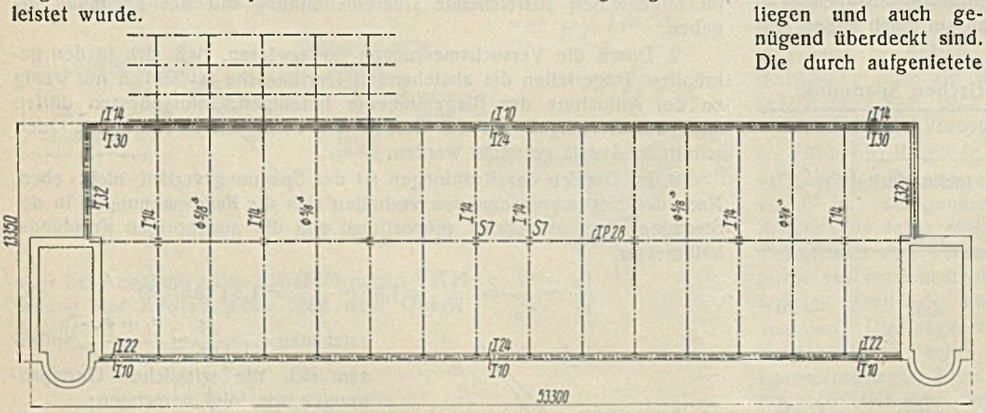


Abb. 1. Grundriß und Trägerlagen über dem Erdgeschoß.

Die weiterhin zur Ermittlung des günstigsten Deckensystems vorgenommenen Untersuchungen führten dazu, daß für die Geschoßdecken weitgespannte Ackermanndecken gewählt wurden, die auf Stahlunterzügen in der Mittelstützenreihe und den Außenwänden aufliegen. Die Dachdecke wurde dagegen als gestelzte Hohlsteindecke zwischen Stahlträgern ausgeführt. Der Grundriß Abb. 1 und der Normalschnitt Abb. 2 erläutern die Gesamtanordnung. Die in den Pfeilerachsen vorgesehenen, nach den Mittelunterzügen laufenden Profile sind lediglich Aussteifungsträger bzw. Rundeisenverankerungen.

Der Stahlskelettbau ist 47,3 m lang, 13,35 m breit, hat eine mittlere Traufenhöhe von 22,3 m und weist ein Kellergeschoß und fünf Obergeschosse auf. Die Nutzlasten betragen über dem Kellergeschoß 500 kg/m², über dem Erdgeschoß 700 kg/m² und über dem 1. bis 3. Geschoß 600 kg/m². Die Mittelunterzüge des Stahlskeletts und die Dachträger sind als teilweise eingespannte Träger ausgebildet. Die in 6 m Abstand angeordneten Mittelstützen sind in jedem Geschoß gestoßen worden, um die Ausbildung der kontinuierlichen Einspannungen zu ermöglichen. Die konstruktive Ausbildung ist in Abb. 3 u. 4 dargestellt.

Die erstere zeigt den beiderseitigen Anschluß eines Unterzuges I P 26 über dem 2. Obergeschoß an eine Stütze aus I P 24. Die obere Zugverbindung wurde hergestellt durch eine 8 mm dicke Lasche über und durch zwei 12 mm dicke Laschen unter dem oberen Flansch. Dadurch wurde erreicht, daß die Unterzüge mit ihrer Oberkante bis 30 mm unter Oberkante Decke gelegt werden konnten, und daß damit auch die Trägerunterkante mit der Deckenunterkante bündig liegt (s. Normalschnitt). Die 30 mm zwischen dem Oberflansch und der Deckenoberkante genügten zur Unterbringung der 8 mm-Lasche und der Schraubenköpfe, die dann in der Asphaltschicht zur Aufnahme des Linoleums liegen und auch genügend überdeckt sind. Die durch aufgenietete Laschen verstärkten Unterflansche legen sich gegen Druckstücke. Die Stützenprofile sind an den Stoßstellen gefräst und wirken durch einfache Druckübertragung. Dabei haben bei dem Übergang von I P 20 auf I P 24 die letzteren an der Innenseite der Flanschen entsprechende Druckstücke erhalten. Über dem 3. Obergeschoß mußten aus konstruktiven Gründen die Unterzüge I P 26 beiderseits einer Stütze I P 20 gestoßen werden. Nach Abb. 4 geschah das

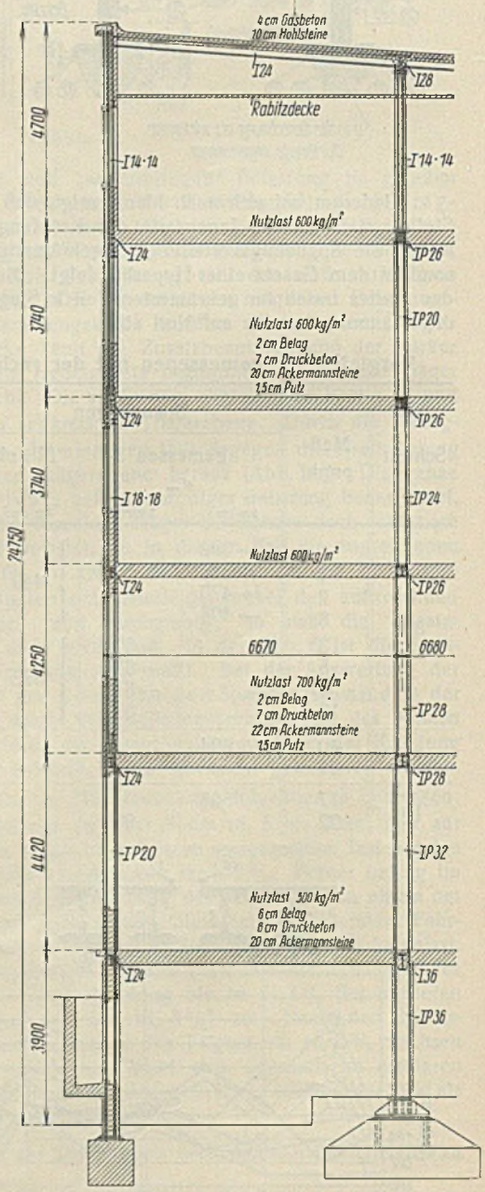
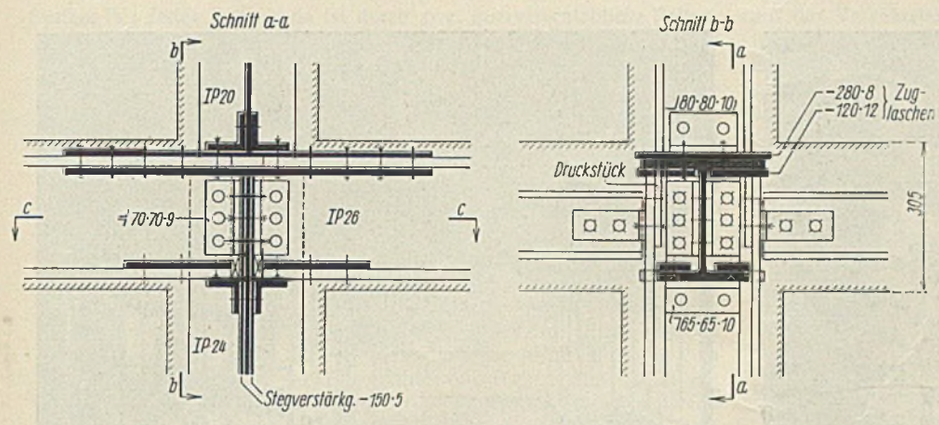


Abb. 2. Normalschnitt.



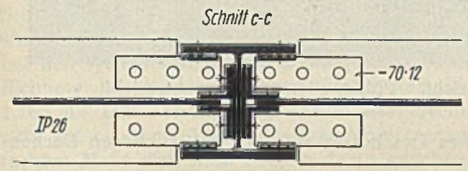
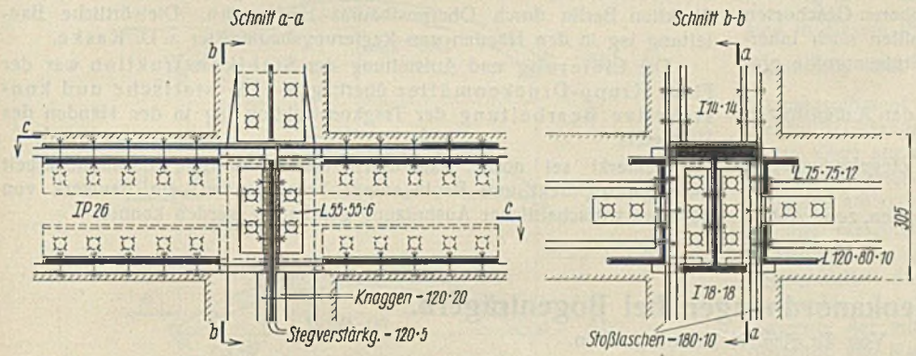


Abb. 3.
Teilweise Einspannung des Unterzuges über dem 2. Obergeschoß und Stützenstoß.



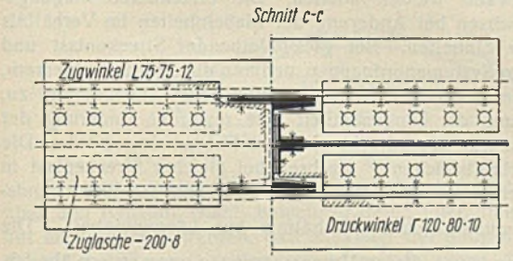


Abb. 4.
Teilweise Einspannung des Unterzuges über dem 3. Obergeschoß und Stützenstoß.

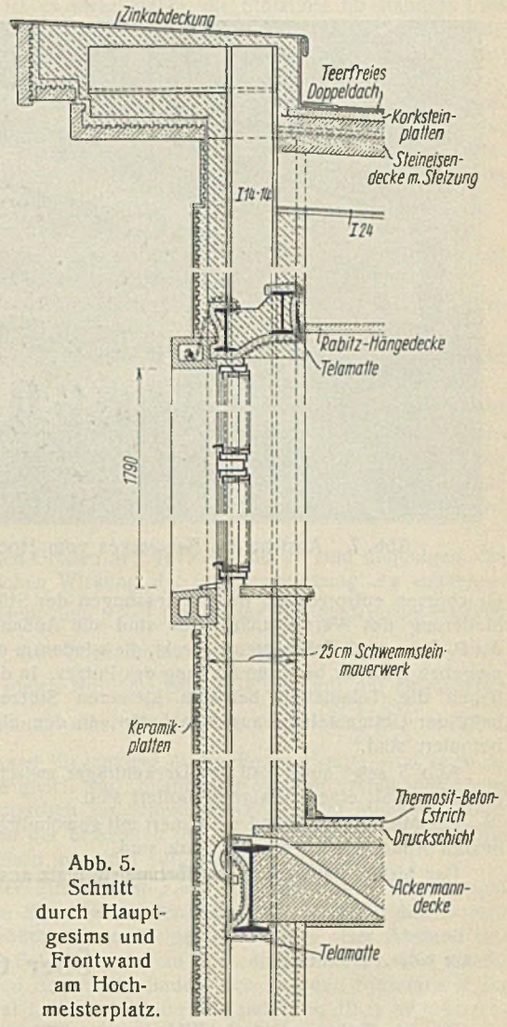


Abb. 5.
Schnitt durch Hauptgesims und Frontwand am Hochmeisterplatz.

durch seitlich an der Stütze vorbeigeführte Stoßwinkel. Die Frontwandstützen liegen in 3 m Abstand in jedem Fensterpfeiler.

Die Aussteifung gegen Winddruck konnte dank der Gesamtanordnung des Gebäudes in besonders einfacher und klarer Weise ohne nennenswerte Kosten erreicht werden. Die Übertragung der auf die Längsseiten wirkenden waagerechten Kräfte übernehmen die als waagerechte starre Scheiben wirkenden Geschoßdecken, die zwischen den an den Giebelseiten liegenden Treppenhäusern gespannt sind und ihre Auflagerkräfte an diese abgeben. Die statische Untersuchung der Treppenhäuser als gemauerte Hohlkörper ergab, daß sie ohne weiteres in der Lage sind, die anfallenden Kräfte aufzunehmen, so daß außer einer einwandfreien Verankerung der Massivdecken mit dem Treppenhausmauerwerk keinerlei Vorkehrungen getroffen zu werden brauchten. Insbesondere konnten durch das Fortfallen von rahmenartigen Aussteifungen des Tragwerkes und von Zusatzmomenten aus Wind in diesem beträchtliche Ersparnisse erzielt werden.

Auch der Montagevorgang wurde in denkbar einfachster Weise durchgeführt. Jeweils nach der Errichtung von zwei Geschossen des Stahlskeletts wurden die Decken eingezogen und gleichzeitig die Treppenhauswände hochgeführt, so daß auf die Anordnung von behelfsmäßigen Verbänden überhaupt verzichtet werden konnte.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 140,5 t oder für 1 m³ umbauten Raum 9,3 kg.

Dieser Wert ist trotz der hohen Deckennutzlasten von im Mittel 600 kg/m² außergewöhnlich gering und erklärt sich teils durch die konstruktive Durchbildung und teils durch den Umstand, daß die Stahlkonstruktion zur Windaussteifung nicht herangezogen zu werden brauchte, sondern daß dafür die gemauerten Treppenhäuser ohne Mehrkosten ausreichten. Würde man statt der weitgespannten Ackermanndecken Stahldeckenträger mit Decken von geringerer Spannweite verwendet haben, so hätte sich der vorgenannte Wert auch nur um 3 kg/m³ umbauten Raum erhöht.

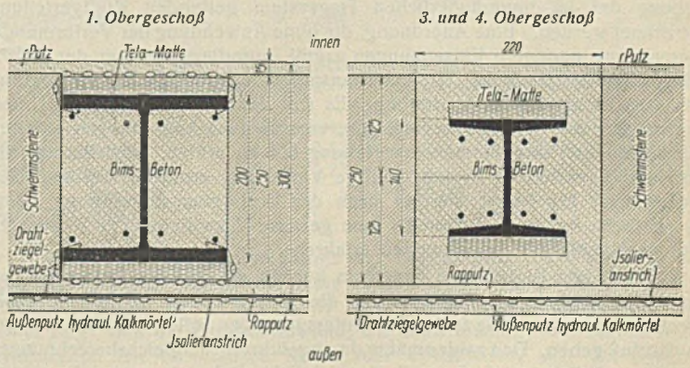


Abb. 6.
Waagerechter Schnitt durch die Außenwand der Hoffront.

Die Ausfachung der Stahlskelett-Außenwände erfolgte zum geringen Teil durch Imperatorleichtsteine, zum anderen Teil durch Schwemmsteinmauerwerk, beide von 25 cm Stärke. Die Wand nach dem Hochmeisterplatz zu ist außen mit Keramikplatten bekleidet und die nach der Hofseite zu hat zuerst einen Rapputz erhalten mit Isolieranstrich und darauf einen Putz aus hydraulischem Kalkmörtel. Zwischen diesem und dem Isolieranstrich ist noch ein Ziegeldrahtgewebe angebracht worden.

Abb. 5 u. 6 lassen die Einzelheiten dieser Konstruktion erkennen und zeigen auch die Ummantelung der Außenstützen in den verschiedenen

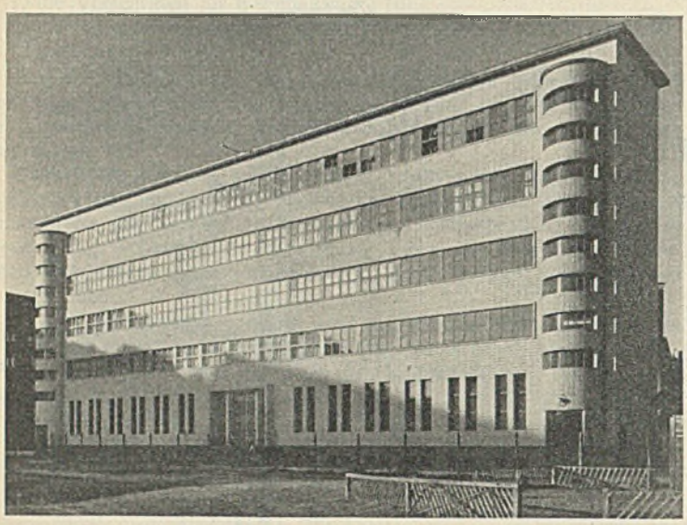


Abb. 7. Ansicht des Bauwerkes vom Hochmeisterplatz.

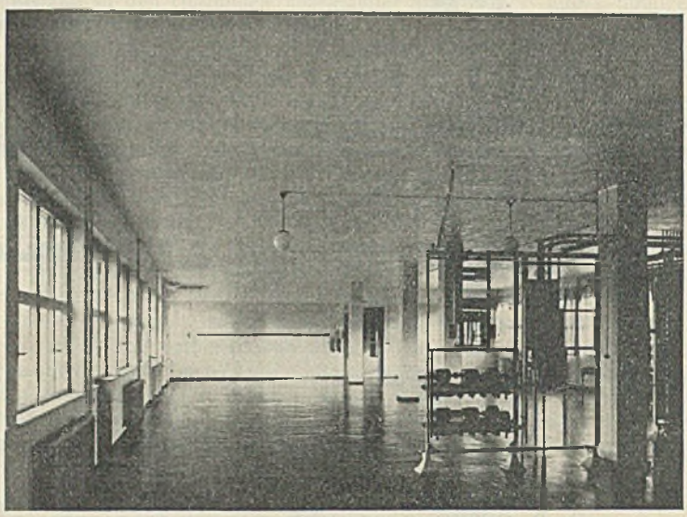


Abb. 8. Innenansicht. Völlig ebene Deckenuntersicht.

Geschossen entsprechend den Abmessungen der Stützenprofile. Zur Verhinderung des Wärmedurchganges sind die Außen- und Innenflanschen der P-Träger mit Telamatten bedeckt, die wiederum mit Drahtziegelgewebe umgeben sind zur besseren Haftung des Putzes. In den oberen Geschossen liegen die Telamatten bei den kleineren Stützenprofilen noch innerhalb der Ummantelung aus Bimsbeton, in den alle Stützenprofile einbetoniert sind.

Abb. 5 zeigt auch, daß die Deckenträger zwischen den Außenstützen gleichfalls mit einer Telamatte isoliert sind.

Die Mittelstützen sind ummauert mit gewöhnlichem Ziegelmauerwerk, dessen Außenschalen $6^1/_2$ cm stark sind.

Das fertige Bauwerk, vom Hochmeisterplatz aus gesehen, zeigt Abb. 7 und eine Innenansicht eines Geschosses mit der völlig ebenen Deckenuntersicht Abb. 8.

Der Entwurf und die Ausführung erfolgten durch die Oberpostdirektion Berlin durch Oberpostbaurat Hoffmann. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen von Regierungsbaumeister a. D. Kaske.

Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion war der Firma Krupp-Druckenmüller übertragen. Die statische und konstruktive Bearbeitung der Tragkonstruktion lag in den Händen des Verfassers.

Bemerkt sei noch, daß durch die rechtzeitige Zusammenarbeit zwischen Architekt und Bauingenieur beim Entwurf ein Bauwerk von höchster wirtschaftlicher Ausnutzung geschaffen werden konnte.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Gelenkanordnungen bei Bogenträgern.

Von Dr.-Ing. K. Hoening, Köln.

Der elastische, auf feste Widerlager gestützte Bogenträger wird im Brückenbau überall dort seine Bedeutung bewahren, wo der Baugrund die Aufnahme von waagerechten Kräften zuläßt. Seine Berechnung bietet im allgemeinen keine Schwierigkeiten, solange die elastischen Formänderungen in so engen Grenzen bleiben, daß ihr Einfluß auf die Größe der Biegungsmomente und die Knicksicherheit des Bogens in der Trägerebene vernachlässigt oder in einfacher Weise abgeschätzt werden kann. Die Größe der Zusatzmomente infolge der Formänderung kann als Funktion derjenigen Durchbiegungen aufgefaßt werden, die unter Zugrundelegung der im unveränderlichen Tragsystem geltenden Kraftverteilung errechnet werden. Eine Anordnung, die ohne Anwendung der Verformungsberechnung geringere Einsenkungen ergibt, unterliegt weniger der Gefahr einer unzulässigen Steigerung der Beanspruchungen infolge der Verformung als eine nachgiebigere Anordnung. Es soll daher in den folgenden Untersuchungen, die den Zweck verfolgen, verschiedene Anordnungen auf ihre Steifigkeit und ihre Momentenverteilung hin zu prüfen, zunächst nur die für das unverformte System gültige Verteilung ermittelt werden. Die gefundenen Ergebnisse werden nach der Verformungsberechnung keine wesentliche Änderung, allenfalls eine gewisse Verschiebung zu Ungunsten der nachgiebigeren Anordnungen erfahren.

Durch den Einbau von Gelenken können die bei der Belastung auftretenden Biegungsmomente sowie die Einsenkungen in hohem Maße beeinflußt werden. Die folgenden Untersuchungen sollen hierüber näheren Aufschluß geben. Den zahlenmäßig durchgeführten Vergleichsberechnungen werden möglichst einfache und übersichtliche Beispiele zugrunde gelegt. Der Gang der Berechnungen selbst bietet nichts wesentlich Neues. Es werden daher in der Hauptsache die Ergebnisse mitgeteilt und in Tabellen gegenübergestellt.

Die bleibende Last soll gleichmäßig über die Brückenlänge verteilt, die Verkehrslast als einheitliche Streckenlast angenommen werden. Die Bogenachse wird als parabelförmig, die Bogenquerschnitte als über die ganze Bogenlänge gleichbleibend vorausgesetzt. Der Einfluß veränderlicher Querschnittsflächen und Trägheitsmomente ist in den meisten Fällen nicht groß und für die Wahl des Systems nicht ausschlaggebend.

Zwecks Verallgemeinerung der Rechnungsergebnisse kann von der Annahme eines bestimmten Maßstabes ganz abgesehen werden. Wenn im folgenden die Längen in m und die Belastungen in t, Streckenlasten in t/m angegeben werden, so ist darauf hinzuweisen, daß die Maßeinheiten an sich beliebig gewählt werden können. Die errechneten Biegungsmomente in t · m wachsen bei Änderung der Maßeinheiten im Verhältnis des Produktes dieser Einheiten. Bei gleichbleibender Streckenlast und geometrisch ähnlichen Systemanordnungen nehmen die Kräfte in linearem, die Biegungsmomente in quadratischem Verhältnis der Längeneinheit zu, weil eine Vergrößerung der Längeneinheit eine reziproke Änderung der Streckenlast p, die in t/m ausgedrückt wird, zur Folge haben würde. Die erforderlichen Querschnittsflächen F wachsen bei gleicher Streckenlast in linearem, die Trägheitsmomente Fi^2 in kubischem und die Widerstandsmomente $\frac{Fi^2}{e}$ in quadratischem Verhältnis zur Längeneinheit. Die Biegungslinien bleiben unter diesen Voraussetzungen geometrisch ähnlich. Auf dieser Grundlage ist es also möglich, unabhängig von der zufälligen Wahl des Ausführungsmaßstabes die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen auch auf solche Bauwerke zu übertragen, deren Größenmaßstab ein beliebiges Vielfaches der hier untersuchten Beispiele ist. Der Einfluß einer Änderung des Verhältnisses der Pfeilhöhe des Bogens sowie der Querschnittshöhe zur Stützweite wird besonders untersucht.

Die Vergleichsergebnisse lassen somit eine verallgemeinerte Anwendung zu und können dem Konstrukteur einen Anhalt für die zweckmäßige Wahl der Gelenkanordnung und die Grenzen der Brauchbarkeit der einzelnen Systeme geben, so daß eine überschlägige Beurteilung ohne langwierige Vorberechnungen möglich ist.

Für die Kämpferlagerung werden vier verschiedene Anordnungen in Betracht gezogen, von denen die an letzter Stelle (als System IV) beschriebene bisher allerdings noch keine Anwendung gefunden hat. Sie dient zur Vervollständigung des Vergleichsbildes, das ihre Vor- und Nachteile wird erkennen lassen. Der Zweck dieser Anordnung ist, sichtbare Gelenke im Bogenträger, die baulich und ästhetisch oft nicht günstig wirken, zu vermeiden, ohne deren statische Vorteile aufzugeben. — Jedes Lagerungssystem kann mit oder ohne Scheitelgelenk im Bogenträger verwendet werden, so daß sich im ganzen acht Vergleichssysteme ergeben.

Die Anordnungen der Lagerung sind wie folgt gekennzeichnet:

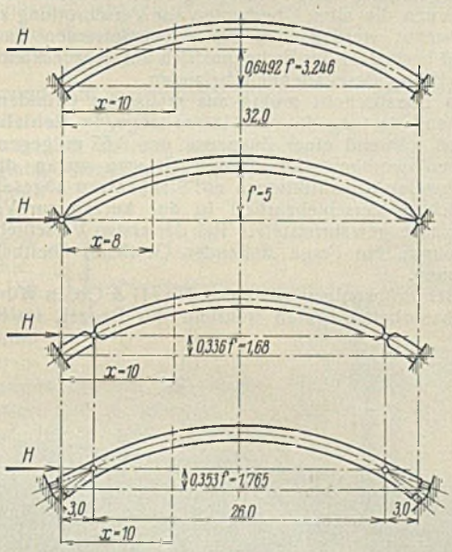
System I: Biegungssteif gelagerte Bogenkämpfer.

System II: Gelenkig gelagerte Bogenkämpfer.

System III: Gegen die Kämpfer verschobene Gelenke in der Bogenachse, derart, daß die Bogenenden als biegungssteif gestützte Kragarme, der mittlere Teil als gelenkig gelagerter Bogenträger wirken.

System IV: Jedes Bogenende ist durch zwei querverschiebliche Rollen- oder Pendellager gestützt, deren Stützlinien sich in einem Punkt der Auflager-Mittelkraft schneiden, der kinematisch als Gelenk wirkt und innerhalb der Stützweite liegen soll. Er ist folgerichtig nicht in die Bogenachse, sondern auf die Kämpfertangente an die Bogenstützlinie, die möglichst mit der Bogenachse zusammenfallen soll, zu verlegen. Bei dieser Anordnung ist es zweckmäßig, die Kämpferpunkte selbst nicht durch die Brückenbahn und den Verkehr zu belasten, sondern die Fahrbahnträger der Endfelder als Schleppträger unmittelbar auf die festen Widerlager zu stützen, weil die Kämpferpunkte selbst in senkrechter Richtung nachgiebig sind. Nahe dem kinematischen Drehpunkt wird dagegen diese Nachgiebigkeit sehr gering. Durch die Anordnung der Schleppträger wird die Richtung der Bogenstützkraft derart beeinflußt, daß ihr Berührungspunkt mit der Bogenachse um die halbe Feldweite vom Kämpferpunkt nach der Bogenmitte hin rückt. Dies ist in der Systemanordnung berücksichtigt. (Die Anordnung ist einer Patentanmeldung entnommen.)

In den Abb. 1 bis 4 sind die Lagerungssysteme dargestellt. Die Stützweiten sind zu 32 m, die Bogenhöhen zu 5 m angenommen. Die Verschiebung der Gelenk- oder Drehpunkte gegen die Kämpfer beträgt bei den Systemen III und IV in waagerechter Richtung 3 m; in senkrechter Richtung ist die Verschiebung bei System III 1,68 m, bei System IV 1,765 m. Das Verschiebungsmaß in waagerechter Richtung ist mit Rücksicht auf einen möglichst günstigen Momentenausgleich gewählt, die senkrechten Maße sind nach obigem damit gegeben.



In baulicher Hinsicht werde zunächst keine bestimmte Voraussetzung über den Baustoff, Stahl, bewehrter Beton oder Stein, gemacht. Es muß nur angenommen werden, daß entweder der Baustoff auf Zug und Druck die gleiche Elastizitätsziffer hat, oder daß, wenn dies nicht zutrifft, die Stützlinie überall stets im Querschnittskern verläuft. Die Elastizitätsmaße auf Zug und Druck können verschieden sein, wenn z. B. bei bewehrtem Beton in der Zugzone Risse auftreten, wodurch die Elastizität des Betons teilweise unwirksam wird, oder wenn bei verankerten Stützlagern die elastische Dehnung der Anker ein Anheben der Lager und damit zusätzliche Formveränderungen des Bogens zuläßt. In diesen Fällen ist das wirkliche Elastizitätsmaß nicht durch einfache Superposition von Einzelwirkungen, ständiger Last, Verkehrslast, Wärmeänderung, Windkraft und Ausweichen der Widerlager, sondern nur durch umständliche Versuchsrechnungen zu ermitteln, wobei alle Kraftwirkungen gleichzeitig erfaßt werden müßten. Solche Anordnungen müssen hier natürlich außer Betracht bleiben.

Allgemein ist zu sagen, daß die biegungssteife Flächenlagerung die einfachste und billigste Lösung ist, solange die Stützlinie im Kern des Auflagerquerschnitts bleibt. Ein Gelenk hat die Wirkung, die Stützlinie in einen bestimmten Punkt zu fesseln. Es erfordert die Zusammenfassung der Bogenkraft in einen besonderen Lagerkörper und damit in der Regel größere Aufwendungen an Baustoff.

Vorausgesetzt wird, daß alle Gelenke so angeordnet sind, daß die Stützlinie für ständige Last mit der Bogenachse zusammenfällt. Bei allen einfach statisch unbestimmten Systemen kann dies durch Einschaltung eines Montage-Scheitelgelenkes erreicht werden. Nur bei den mehrfach statisch unbestimmten Systemen I sind besondere Maßnahmen, wie Anheben oder Vorspannen des Bogens beim Einbauen des Schlußgliedes, also Berechnung und Messung von Spannkräften oder Biegungsordinaten, erforderlich. Zum Ausgleich der positiven und negativen Biegungsmomente aus der Verkehrslast ist es zweckmäßig, die Stützlinie für ständige Last im Scheitel soweit unter die Bogenachse zu legen, daß das entstehende Biegungsmoment etwa dem negativen Werte desjenigen Momentes entspricht, das die halbe Verkehrslast im Bogenscheitel hervorruft. Jede andersartige Abweichung der Stützlinie für ständige Last von der Bogenachse, insbesondere das Freisetzen des Bogens und das Aufbringen der bleibenden Belastung ohne Fesselung der Stützlinie, hat erhöhten Baustoffaufwand, zusätzliche Momente infolge der Verformung und erhöhte Knickgefahr zur Folge.

Der zahlenmäßige Vergleich der einzelnen Systeme erstreckt sich:

1. auf die Einspannmomente an der Kämpferfuge, die größten Bogenmomente und die Scheitelmomente,
2. die größten Formänderungen der Bogenträger infolge der Verkehrslast.

Die Größe der Verkehrslast wird zu $p = 1$ t/m angenommen. Der Einfluß der Querkraft im Bogen bleibt als unerheblich außer Betracht.

Die Wirkung der Verkehrslast auf den Bogenträger wird in zwei Einzelwirkungen zerlegt. Die erste entsteht bei unveränderlicher Bogenlänge s, also ohne Rücksicht auf die Verkürzung durch die im Bogen wirkende Achsialkraft. Die so bestimmten Momente werden mit M', der Bogenschub mit H', die Achsialkraft im Bogen mit S' und die Einsenkungen mit δ' bezeichnet.

Die entsprechenden Größen M'', H'', S'' und δ'' sind diejenigen, die unter der ausschließlichen Wirkung der Bogenverkürzung Δs entstehen.

Bei der Vollbelastung mit $p = 1$ t/m ist für alle Systemanordnungen $H' = \frac{1 \cdot 32^2}{8 \cdot 5} = 25{,}6$ t. Alle Bogenmomente M' und alle Einsenkungen δ' sind in diesem Falle gleich Null, die Stützlinie fällt mit der Bogenachse zusammen. Bei Belastung einer Bogenhälfte ist $H' = \frac{1 \cdot 32^2}{2 \cdot 8 \cdot 5} = 12{,}8$ t. Biegungsmoment M' und Einsenkung δ' im Bogenscheitel sind auch in diesem Belastungsfalle gleich Null, unabhängig von der Systemanordnung, sofern diese nur symmetrisch zur Scheitelachse ist. Die Momentenlinien und die Biegungslinien der belasteten und der unbelasteten Trägerhälfte verlaufen antisymmetrisch und sind entgegengesetzt gleich.

Bei verschieblicher Streckenlast $p = 1$ t/m erhält man für die acht in Betracht gezogenen Systeme an den Kämpfern sowie in den Bogenträgern selbst die Größtmomente M' gemäß Tafel 1. Der Abstand der Lastpunkte, d. h. die Feldweite, ist zu 2 m angenommen. Die Größtmomente der mittleren Bogenteile finden sich bei den Systemen II im Abstande von 8 m, bei I, III und IV im Abstande von 10 m vom Bogenkämpfer. Alle Momente M' können gleich große positive und negative Werte annehmen.

Tafel 1. Momente M' in tm.

A) Ohne Scheitelgelenk.

System	I	II	III	IV
Kämpfermomente . . .	∓ 16,78	0	∓ 14,73	∓ 17,09
Größtmomente M_{10} . .	± 9,76		± 10,50	± 11,48
bzw. M_8 . .		± 16,00		
Scheitelmomente . . .	± 5,94	± 7,84	± 5,86	± 5,90

B) Mit Scheitelgelenk.

System	I	II	III	IV
Kämpfermomente . . .	∓ 18,47	0	∓ 16,21	∓ 18,67
Größtmomente M_{10} . .	± 11,73		± 12,83	± 13,30
bzw. M_8 . .		± 16,00		
Scheitelmomente . . .	0	0	0	0

Ändert sich das Pfeilverhältnis des Bogens oder die Verteilung der Querschnitte und Trägheitsmomente über die Bogenlänge, so erfährt das Zahlenverhältnis der Momente M' nur geringfügige Änderungen. Die Tafel zeigt, daß der Baustoffaufwand, der zur Aufnahme der Momente M' erforderlich ist, im Ganzen keine sehr erheblichen, von der Systemanordnung abhängigen Verschiedenheiten aufweist.

Wesentlich andersartig ist die Wirkung einer Längenänderung des Bogens. Eine solche kann nicht nur durch die im Bogen vorhandene Achsialkraft S_p, sondern auch durch Wärmeänderung hervorgerufen werden. Diesen Wirkungen gleichartig ist auch der Einfluß einer Verschiebung der Widerlager, die durch Nachgeben der Gründungen infolge des Bogenschubes, durch den Druck eines Erddammes oder durch Gebirgsdruck hervorgerufen werden kann. Alle diese Wirkungen bestehen in einer Änderung des Bogenschubes, die mit H'' bezeichnet werden soll. H'' ist also zu zerlegen in H''_p infolge der elastischen Nachgiebigkeit unter der Verkehrslast, H_t infolge von Wärmeänderung und H_v infolge Widerlager-Verschiebung, wenn man von dem Einfluß des Winddruckes auf den Bogenschub hier absieht.

Die Achsialkraft im Bogen $S_p = S'_p \pm S''_p$ ist eine Funktion des Bogenschubes $H_p = H'_p \pm H''_p$. Damit die Werte H''_p und die hierdurch hervorgerufenen Biegungsmomente M''_p für die verschiedenen Systeme gegenübergestellt werden können, ist es zweckmäßig, die Bogenkräfte S_p für alle Systeme jeweils gleich anzunehmen. Diese Annahme trifft zwar nicht zu, doch sind die Verschiedenheiten bei den praktisch gebräuchlichen Ausführungsarten nicht erheblich. Der Einfachheit halber soll dem Vergleich diejenige Bogenverkürzung zugrunde gelegt werden, welche dem Bogenschub H'_p bei Halbbelastung des Bogens entspricht, d. h. $H_p = 12{,}8$ t, weil die Größtmomente im Bogen und an den Kämpfern praktisch durchweg bei Streckenbelastungen auftreten, die von der Halbbelastung nicht sehr verschieden sind. Der zusätzliche Bogenschub hierbei sei $H''_p/2$.

Die Wärmeänderung soll für Stahlbrücken zu $\pm 30°$, für Betonbrücken zu $\pm 20°$ angenommen werden. Das Maß für das Ausweichen der Widerlager wird zu $\frac{1}{10\,000}$ der Stützweite angenommen.

Um den Bogenschub H'' und die Biegungsmomente M'' zu bestimmen, die bei einer Änderung Δl der Sehnenlänge des Bogens auftreten, wird umgekehrt zunächst die Längenänderung Δl für $H'' = 1$ t berechnet. Für die Momente und Formänderungen des Bogens ist die Angriffshöhe des Bogenschubes maßgebend. Unter der Voraussetzung, daß keine Drehung der Bogenkämpfer stattfindet, ist beim gelenklosen Bogen die Angriffshöhe gleich der Höhe des elastischen Bogenschwerpunktes, in vorliegendem Beispiel 3,246 m über Mitte Kämpfer oder 1,754 m unter Mitte Scheitel. Beim Eingelenkbogen greift der Bogenschub im Scheitelgelenk, bei den übrigen Anordnungen in Höhe der Gelenke bzw. Drehpunkte an. Ist y die Ordinate der Bogenachse, bezogen auf die Angriffshöhe von H'', so ist $\Delta l_{H''=1} = \int \frac{y\,ds}{EJ}$, oder $EJ\,\Delta l_{H''=1} = \int y^2\,ds$. Hieraus erhält man

Ohne Scheitelgelenk:

für System	I	II	III	IV
$EJ\,\Delta l_{H''=1} =$	80,63	438,57	163,94	155,15.

Mit Scheitelgelenk:

für System	I	II	III	IV
$EJ\,\Delta l_{H''=1}$	185,15	∞	∞	∞

Daraus geht hervor, daß der gelenklose Bogen das weitaus steifste System ist, das einer Änderung der Sehnen- bzw. Bogenlänge den größten Widerstand entgegensetzt.

Ist nun die Längenänderung Δl gegeben, so erhält man den zugehörigen Bogenschub H'' durch Multiplikation von $EJ\,\Delta l$ mit dem reziproken Wert obiger Zahlen. (Schluß folgt.)

Verschiedenes.

Bahnbrücke über die Iller bei Buxheim (Allgäu). Die im Jahre 1889 dem Betrieb übergebene Bahnlinie der früheren bayerischen Staatsbahn Memmingen—Landesgrenze im bayerischen Allgäu führt im weiteren Anschluß über Leutkirch nach Lindau. Sie hatte seit Erbauung mehr den lokalen Bedürfnissen zu dienen. Der Schnellzugverkehr München—Lindau—Schweiz wurde innerhalb des bayerischen Netzes über die später zweigleisig ausgebaute Strecke über Kempten geführt. Seit Übergang der Bahnen an die Reichsbahn-Gesellschaft liegt es nahe, auch den Durchgangsverkehr auf die kürzere und fahrtechnisch günstigere Linie über Memmingen nach Lindau zu leiten, da der geringen Benutzung württembergischen Gebietes nichts mehr im Wege steht.

Dem geplanten Betrieb mit schweren Lokomotiven sind die seinerzeit erstellten Brücken dieser Linie wie auch andererorts nicht gewachsen. Aus diesem Grunde ergab sich die Notwendigkeit, die bei Buxheim über die Iller führende Bahnbrücke durch einen Neubau zu ersetzen.

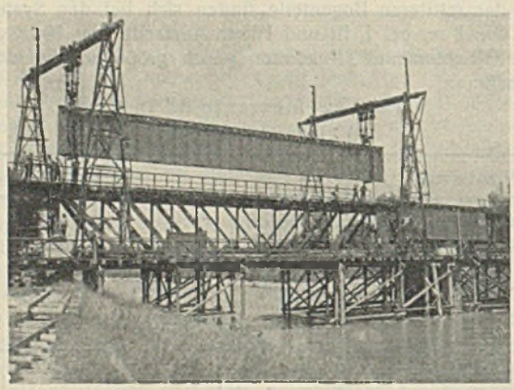


Abb. 1. Einbau der Hauptträger mittels zweier Portalkrane.

Dem Zuge der Zeit folgend hat sich die Reichsbahn für eine Vollwandkonstruktion entschieden. Die über drei Stützen durchlaufenden Hauptträger der zwei mittleren Überbauten haben je 36,4 m Stützweite und 3 m Stehblechhöhe, die ohne Längsstoß ausführbar ist. Für diese Brückenteile mit ihren Verlaschungen wurde als Baustoff Stahl St 52 gewählt. Die zugehörigen Aussteifungen sowie die in üblicher Weise durchgebildeten Quer- und Längsträger und Verbände, sowie die beiderseitigen 13 m Überbauten der Landöffnungen bestehen aus Stahl St 37. Als Nieten wurden in den großen Hauptträgern solche aus St 44 verwendet; sonst St-34-Nieten.

Zur Verminderung der Baustellennietungen wurden die über 74 m langen durchlaufenden Hauptträger nur zweimal gestoßen, und zwar an der Stelle des kleinsten Momentes. Es ergaben sich Trägerlängen von 30,6 m als Außen- und 13 m als Mittelstücke mit Einzelgewichten von 32 bzw. 15 Tonnen. Diese Trägerteile kamen paarweise auf Tiefwangenwagen mit Sonderzug zur Baustelle und wurden mit Hilfe zweier Portalkrane in kurzen Betriebspausen versetzt (Abb. 1).

Da die neue Brücke in die Achse der bestehenden kommen sollte und außerdem verschiedene Aufhöhungen an den Pfeilern nötig waren, mußten die alten Überbauten zur Aufrechterhaltung des eingleisigen Betriebes bei Beginn der Umbauarbeiten um 4,46 m flußabwärts verschoben werden. Der Unterbau war in der erforderlichen Breite vorhanden. Er wurde seinerzeit in weitsichtiger Weise gleich für zweigleisigen Betrieb ausgeführt.

Nach Fertigstellung und Umlegung des Betriebs auf die Neukonstruktion kamen die alten Überbauten zur Verschrottung zum Abbruch. Dazu muß erwähnt werden, daß die schweißeisernen Bauteile, deren Vernietung und besonders der Farbenanstrich der überdeckten Eisenflächen sich in einwandfreier Beschaffenheit befanden.

Im letzten Bauabschnitt mußte aus statischen Gründen wegen der Pfeiler-Fundamentbelastung die rund 100 m lange, im Betriebe befindliche Neukonstruktion während einer Zugpause um 0,57 m gegen die Pfeilermitte geschoben werden. Zu diesem Zwecke waren die insgesamt 353 Tonnen schweren Konstruktionen auf Stahlwalzen abgesetzt, was eine leichte und sichere Verschiebearbeit in der kurzen zur Verfügung gestandenen Zugpause gewährleistete. Bei der ersten Verschiebung konnten wegen der kleineren in Frage stehenden Gewichte Gleitbahnen in Anwendung kommen.

Die von der Brückenbauanstalt Gg. Noell & Co. in Würzburg durchgeführten Umbauarbeiten waren während der Bauzeit im Sommer 1932

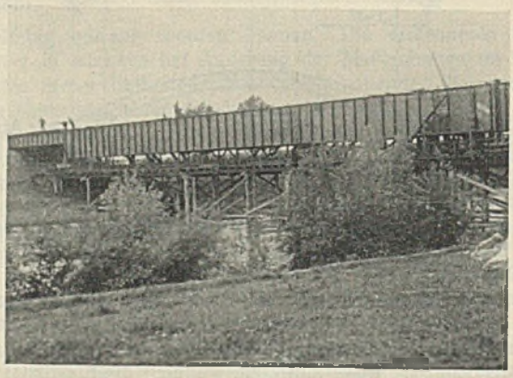


Abb. 2. Brücke kurz vor der Vollendung.

mit seinen außergewöhnlich heftigen und anhaltenden, teils wolkenbruchartigen Regenfällen öfter bedroht. Die mehrmals rasch und hoch ansteigende Iller brachte dabei viel Treibzeug, welches zu starken Verhängungen und gefährlichem Aufstau an der Rüstung führte. Das mit Schwierigkeiten in der felsigen Flußsohle (Flinz) erstellte Gerüst hielt den unerwarteten großen Gewalten mit nur geringfügigen Beschädigungen stand.

Zum Schluß möchte noch angefügt werden, daß die Befürchtung, die großen Flächen der neuen Vollwandbrücke könnten einen ungünstigen Einfluß auf das Gesamtbild des Bauwerkes ausüben, sich nicht bestätigt hat. Wie Abb. 2 zeigt, geben die notwendigen senkrechtstehenden Aussteifungen den hohen Tragwänden zugleich eine vorteilhafte, belebende Unterbrechung und eine gute Gesamtwirkung. — Es ist deshalb anzunehmen und zu wünschen, daß die Vollwandkonstruktionen wegen ihrer verschiedenen Vorteile weiterhin noch häufig zur Ausführung gebracht werden.

Karl Protzmann, Ingenieur, Würzburg.

INHALT: Berechnung und bauliche Durchbildung stark gekröpfter Tiefladewagen auf Grund ausgeführter statischer und dynamischer Messungen. — Postneubau Berlin-Wilmersdorf, Cicero- und Nestorstraße, am Hochmeisterplatz. — Über Gelenkanordnungen bei Bogenträgern. — Verschiedenes: Bahnbrücke über die Iller bei Buxheim (Allgäu).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.