

# 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 ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

6. Jahrgang

BERLIN, 12. Mai 1933

Heft 10

### Das Stahlskelett für den Erweiterungsbau der Berliner Universitäts-Frauenklinik.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Leonhard Berg, Berlin-Borsigwalde.

#### Konstruktive Voraussetzungen.

Die Anwendung der Stahlskelettbauweise für den drei- bis viergeschossigen Neubau der Universitäts-Frauenklinik bedarf näherer Begründung; sie ist nicht nur Folge der ausführungstechnischen Vorteile dieser Bauart, nicht ungeprüftes Zugeständnis an neuzeitliche Gestaltungsmöglichkeiten, die sie vermittelt, sondern Ergebnis methodischer Überlegungen aus den örtlichen Verhältnissen und aus der Bauaufgabe.

#### Baugrund und Wirtschaftlichkeit.

Entscheidend für die Wahl des Stahlskeletts war der moorige, erst in tieferen Lagen tragfähige Baugrund der Baustelle, der eine Ramm-pfahlgründung notwendig machte (Abb. 1). Um die Kosten dieser Gründung herabzudrücken und um die Sicherheit gegen spätere Setzrisbildungen zu erhöhen, durfte nur ein möglichst leichter Baukörper auf ihr errichtet werden. Obwohl der Bau im wesentlichen nur dreigeschossig ist und an der Ausfachung wie bei anderen Bauten gegenüber der massiven Ausführung nicht gespart werden konnte, war der wirtschaftliche Erfolg der Anwendung des Stahlskeletts an dieser Stelle einem Massivbau gegenüber gewährleistet durch nicht unbedeutende Ersparnisse bei der künstlichen Gründung. Nach Veröffentlichung im Ztrbl. d. Bauv., Heft 1/2 ds. Jahrg., betragen diese Ersparnisse bei den Gesamtbaukosten 60 000 bis 70 000 RM. Dieses Beispiel zeigt deutlich, daß die leider oft geübte Unsitte, die Wirtschaftlichkeit einer Bauweise aus der Vergleichsrechnung einzelner Bauteile zu beurteilen, zu Trugschlüssen führen kann. Nur die Gegenüberstellung der Gesamtbaukosten kann das richtige Bild ergeben.

#### Moderne Therapie.

Die neuzeitliche Medizin fordert die Ausnutzung der Heilkräfte von Sonne und Luft für die Genesung der Kranken. Wenn auch die sonst im heutigen Krankenhausbau üblichen Terrassen und Liegebalkone vor den Krankenzimmerfronten hier aus besonderen Gründen nicht angeordnet werden konnten, so ist dieser Forderung doch Rech-

nung getragen durch Auflösung der Südfront in breite und hohe Schiebefenster (Abb. 2). Konstruktiv bedeutet dies Zusammenfassung der Lasten in schmale Frontstützen, wie sie am ehesten der Skelettbau ermöglicht.

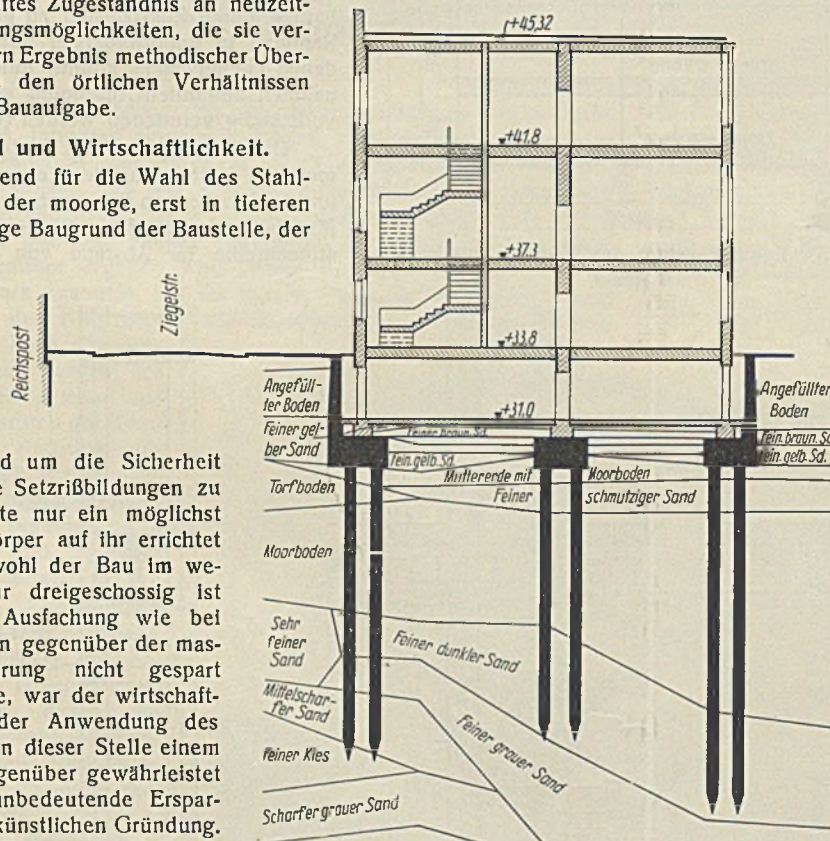


Abb. 1. Normalquerschnitt.  
Gründung: Pfahlbündel System Mast.

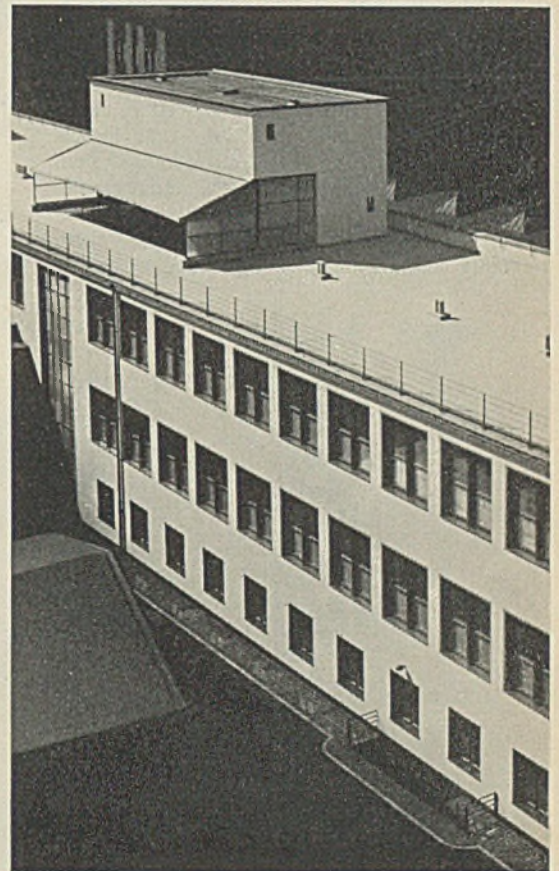


Abb. 2. Südfront.

In den beiden Obergeschossen Krankenzimmer, im Erdgeschoss Personalwohnräume.

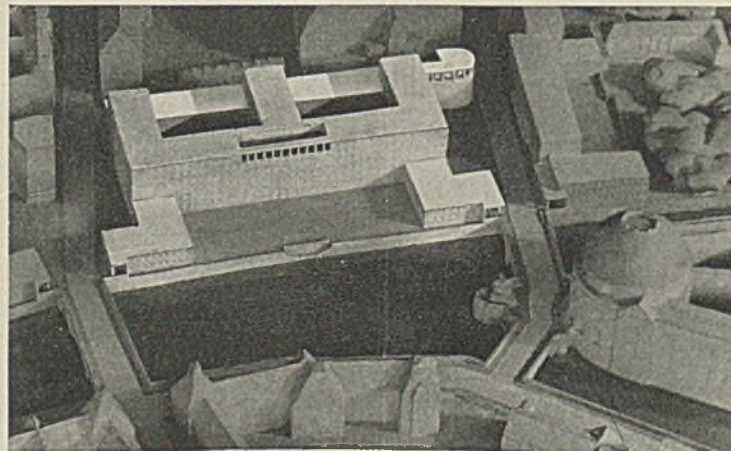


Abb. 3. Geplante Gesamtbebauung mit Einbeziehung des jetzt errichteten Bauteiles (weißes Dach).

#### Umbaumöglichkeit.

Die Stellung des neuen Baukörpers an der Ziegelstraße zwischen älteren Gebäuden berücksichtigt bereits die Durchführung einer künftigen, groß angelegten Spreeuferbebauung zur Sanierung der alten Kliniken. Der jetzt errichtete Baukörper wird dann durch An- und Überbauten in die neue Gesamtbebauung einbezogen werden (Abb. 3). Leichte und billige Umbaumöglichkeit war deshalb für die konstruktive Durchbildung des Baues wesentliches Erfordernis; auch das sprach für einen Stahlskelettbau.

#### Konstruktion.

Die Grundzüge der Konstruktionen für Gründung und Hochbau



(Abb. 4 u. 5). Im Binderabstand von 6,6 m werden diese Stützen quer zur Längsrichtung des Baues durch Unterzüge zu Rahmen verbunden, in die sich zur Aufnahme der Steineisendecken Kappenträger im Abstand von etwa 2 m wiederum parallel zu den Frontwänden einwinkeln. Die Querrahmen nehmen durch biegezugfeste Keilverbindungen der Mittelstützen mit den in ganzer Breite durchlaufenden Unterzügen die Windkräfte auf. — Für die innerhalb der Keilverbindungen auftretenden bedeutenden Querkkräfte wurde der erforderliche Querschnitt durch übliche Unterzugverstärkung geschaffen. Gleichzeitig bedingte die Ausbildung dieser Knotenpunkte in allen Geschossen das Doppelprofil der Mittelstütze aus zwei

Normalprofilträgern, während für die Frontwandstützen Breitflanschträger auch im Interesse einer genügenden Vormauerung bei geringer Wandstärke bevorzugt wurden (Abb. 6). Die Außenstützen sind nur über Keller gestoßen; bei der geringen Gebäudehöhe war mit einem Stützenstoß auszukommen. Das Frontmauerwerk wird hoheitig in jedem Geschoss durch mit dem Skelett verbundene Sturzträger aufgenommen, das der Straßenfront dagegen wird infolge der breiteren Fensterpfeiler, deren Mauerwerk ausreicht, um die kurzen Überlagsträger aufzunehmen, nur in Höhe der Kellerdecke einmal abgefangen. Die die Deckenkonstruktionshöhe bestimmenden Unterzüge wurden als Breitflanschträger gewählt; sie schränken zugunsten der Krankenräume die Konstruktionshöhen vorteilhaft ein, da sie gegenüber Normalprofilträgern gleicher Höhe größere Lasten übernehmen und größere Spannweiten überbrücken.

Für die Kappenträger wurden durchweg Normalprofile verwendet. Ihr Anschluß an die Unterzüge erfolgte in der durch die Preußischen Hochbaubestimmungen für „teilweise eingespannte Träger“ vorgeschriebenen Weise durch Zuglaschenverbindung des Oberflansches, Anschlußwinkel am Steg und Ankeilung des Unterflansches. Die rechtzeitige Berücksichtigung des Einbaues der Heizungsrohre führte dazu, die außenliegenden Kappenträger 20 cm hinter den Frontwänden anzuordnen; die rechts und links in geringem Abstand neben den Mittelstützen liegenden Kappenträger ermöglichen den zwanglosen Einbau der Lüftungskanäle und ergaben als Auflager einer doppelt ausgeführten Mittelwand die Durchleitung von Rohren aller Art in akustisch einwandfreier Weise.

Den Abschluß des Erweiterungsbaues nach der Monbijoustraße krönt der Gymnastiksaal, ein halbrunder überhöhter Glasaufbau hinter

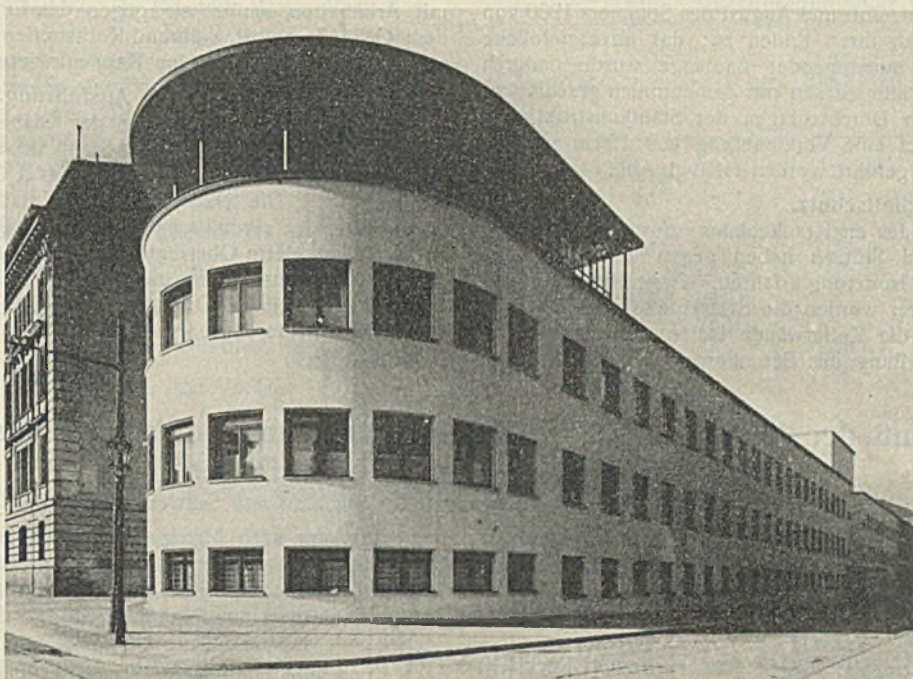


Abb. 7. Ansicht von der Monbijoustraße aus.

Nach der Straßenfront liegen keine Krankenräume.

die Festigkeitseigenschaften des Stahles in allen Teilen restlos ausgenutzt worden: Die Deckennutzlasten wurden einschließlich der Gewichte aus den Zwischenwänden mit 350 kg je m<sup>2</sup> für den Krankenhausbetrieb als ausreichend angenommen. Gestützt auf die neuesten Ergebnisse aus Theorie und Versuch wurden die Näherungsformeln für teilweise Einspannung nicht nur für die Kappenträger, sondern auch für die über drei Stützen durchlaufenden Unterzüge angewandt. Die dadurch mögliche Bemessung

nach  $M_{\max} = \frac{Ql}{11}$  führte zu einer nennenswerten Ersparnis an Gewicht

und Konstruktionshöhe. Nach Anweisung der Bauleitung waren alle Vorkehrungen zu treffen, die spätere Rissebildung verhindern. System und Konstruktion des Skeletts waren infolgedessen so auszubilden, daß die Formänderungen in geringen Grenzen bleiben mußten. Die Wahl statisch unbestimmter durchlaufender Träger über viele Stützen war dieser Forderung günstig. Auf Veranlassung von Herrn Regierungs- und Baurat Wolff vorgenommene Belastungsproben und Durchbiegungsmessungen<sup>1)</sup> am fertigen Skelett haben ergeben, daß sich die Durchbiegung bei „teilweise eingespannten Trägern“ unterstützt durch die Betonaussteifung für die Steineisendecken trotz ihres kleineren Querschnittes günstiger verhält als bei Trägern auf zwei Stützen. Dieses Ergebnis brachte eine nicht unwesentliche, dem Gebäude nutzbringende Aussteifung durch die Kappenträger mit sich. Der Anteil der Stahlkonstruktion einschließlich der losen Überlagsträger an den Kosten für 1 m<sup>3</sup> umbauten Raumes beträgt 5,55 RM.

#### Montage.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktionen erfolgte durch zwei Kolonnen mit leichten

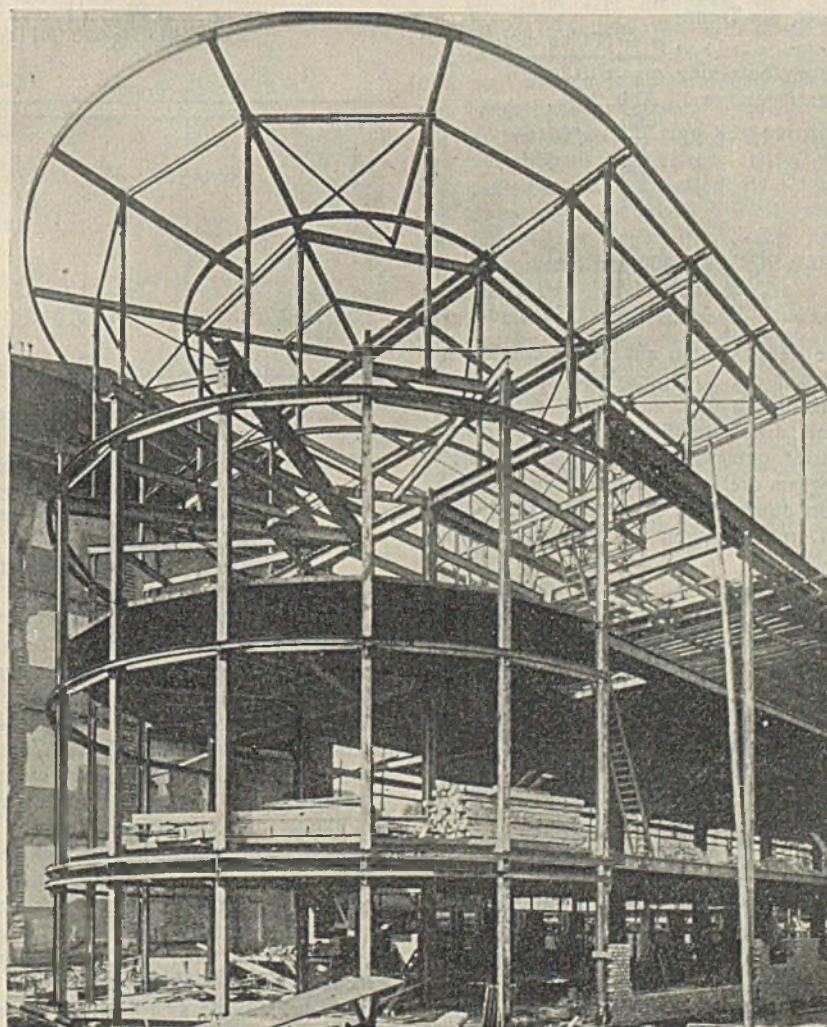


Abb. 8. Ansicht des Stahlskeletts bei Beginn der Ausfachung.

<sup>1)</sup> Siehe den Beitrag auf S. 76.

Schwenkern in den Monaten Juni, Juli und August des Sommers 1930 von der Mitte der Baustelle aus nach ihren Enden zu; das unvermeidliche Wachsen der Konstruktion bei zunehmender Baulänge wurde dadurch unschädlich gemacht. Alle Stahlteile wurden mit Zementmilch geschlämmt an die Baustelle gebracht. Ein Durchschlagen der Stahlkonstruktionen durch den Außenputz vermeidet eine Vormauerung von 12 cm vor die Stützen, die grundsätzlich durchgeführt worden ist (vgl. Abb. 6).

**Schallschutz.**

Die Bestimmung des Gebäudes als Krankenhaus erforderte besonders guten Schallschutz; Träger und Stützen haben gegen das Eindringen der Schallwellen eine sorgfältige Isolierung erfahren. Gegen Erschütterung und Schall vom Straßendamm her wurden die Stützenfüße auf Antivibrationsplatten (Abb. 6) gesetzt, gegen die Kellerwände isoliert eine senkrechte Lage Asphaltkorst. Eine Umhüllung des Betonkernes der Mittelstützen

mit Arkmatten schützt sie gegen das Eindringen der Schallwellen aus dem Gebäude selbst, während Korkstreifen unter und über den Zwischenwänden den Schall von den Kappenträgern fernhalten.

**Ausführung.**

Lieferung und Aufstellung des Stahlskeletts wurde unter Führung der Firma Thyssen, Eisen- und Stahl-Akt.-Ges., Berlin-Borsigwalde, durch diese zu 60%, durch die Firma Breest & Co., Berlin-Tempelhof, zu 40% durchgeführt. Die Nachprüfung der statischen Berechnung unterstand dem Leiter der „Preußischen Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen“, Herrn Oberregierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, dessen Mitarbeit die Anwendung der neuesten Berechnungsmethoden zu danken ist. Die technische Durchführung und Prüfung aller Konstruktionen leitete Herr Regierungsbaumeister Hetzelt von der Preußischen Bau- und Finanzdirektion.

**Über den Einfluß der Mitwirkung von Deckenplatten und Vouten auf die Verringerung der Durchbiegung von Deckenträgern.**

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. e.h.r. Hans Schmuckler, Beratender Ingenieur für Stahlbau und Schweißtechnik, Berlin-Frohnau.

Die Deckenträger des Stahlskeletts bei dem im voranstehenden Aufsatz beschriebenen Neubau der Universitäts-Frauenklinik Berlin wurden als teilweise eingespannte Träger ausgeführt. Ihre Berechnung erfolgte in ungünstiger Weise: durchweg mit  $M = \frac{Ql}{11}$ .

Die Ausführung der Decken zeigt Abb. 1; sie wurde mit Rücksicht auf möglichst weitgehende Verminderung der Schalleitung gewählt.

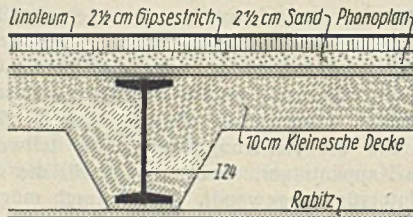


Abb. 1. Deckenausbildung.

Das Eigengewicht der Decke ist  $g = 320 \text{ kg/m}^2$ , als Nutzlast wurde einschließlich der Trennwände angenommen  $p = 350 \text{ kg/m}^2$ , demnach Gesamtbelastung  $q = 670 \text{ kg/m}^2$ .

Damit ergibt sich für die Deckenträger gemäß Abb. 2:

In den Mittelfeldern  $M = \frac{Ql}{11} = (0,670 \cdot 1,9 \cdot 6,60) \cdot \frac{660}{11} = 505 \text{ tcm}$

und für das gewählte I 24  $\sigma = \frac{505}{354} = 1,420 \text{ t/m}^2$ .

Für den Unterzug nach Abb. 3:

$M = [(0,670 + 0,030) \cdot 6,435 \cdot 6,60] \cdot \frac{643,5}{8} = 2400 \text{ tcm}$

und bei IP 34  $\sigma = \frac{2400}{2170} = 1,110 \text{ t/m}^2$ .

Um den Einfluß der Deckenplatte nebst Vouten auf die Verminderung der Durchbiegung festzustellen, wurden auf Anregung von Regierungsbaurat Wolff, dem die Gesamtbauausführung der Frauenklinik unterstand, Belastungsversuche durchgeführt und die Durchbiegung mittels Durchbiegungsmessern System „Tonindustrie“ gemessen. Der Apparat besitzt eine während des Versuches sich langsam drehende Trommel, auf welcher ein mit der zu prüfenden Konstruktion durch einen senkrechten Führungsstab verbundener Schreibstift die Durchbiegungen in doppelter Größe aufzeichnet.

Ein erster Durchbiegungsversuch wurde am 11. Juli 1930 durchgeführt, bevor die Decken eingebaut waren, bei welchem sich also die Einflüsse der Decken und Vouten nicht geltend machen konnten. Die Belastung bestand zunächst aus einem Bohlenbelag im Gewicht von  $35 \text{ kg/m}^2$ , auf den dann Hohlsteine mit je  $3,47 \text{ kg}$  Gewicht mit Zwischenräumen so aufgebracht wurden, daß eine Gewölbewirkung vermieden wurde.

Die Probelastung setzte sich zusammen aus:

Träger-Eigengewicht . . . . .	30 kg/m <sup>2</sup> ,
Bohlenbelag . . . . .	35 "
2 Schichten Deckenhohlsteine, 36 Stck., je 3,47 kg	250 "
zusammen 315 kg/m <sup>2</sup> ,	

was etwa dem Eigengewicht der fertigen Decke von  $320 \text{ kg/m}^2$  entspricht. Für die Nutzlast, die nur in dem mittleren von drei benachbarten Deckenfeldern aufgebracht wurde (Abb. 2 u. 3), sind drei Schichten Hohlsteine von  $3 \cdot 36 \cdot 3,47 = 375 \text{ kg/m}^2$  aufgebracht worden, also etwas mehr als die für den Bau vorgesehene Nutzlast von  $350 \text{ kg/m}^2$ .

Nach Abb. 4 wurden jeweils die Durchbiegungen eines Deckenträgers in der Mitte mit Apparat I und gleichzeitig die Senkungen der Unterzüge an den Anschlußstellen des Deckenträgers mit den Apparaten II und III

gemessen, um nach Abzug der Senkungen die wahren Durchbiegungen des Deckenträgers zu erhalten. Die ermittelten Werte sind in der Tafel eingetragen. Nach der vollständigen Entlastung ging die Durchbiegung des Deckenträgers um 10 mm zurück, so daß 5 mm als bleibende Durchbiegung zurückblieben. Dieser verhältnismäßig große Betrag ist offensichtlich auf das übliche Spiel in den bei

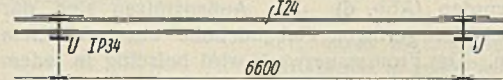


Abb. 2.

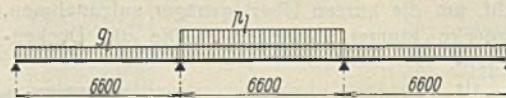


Abb. 3.

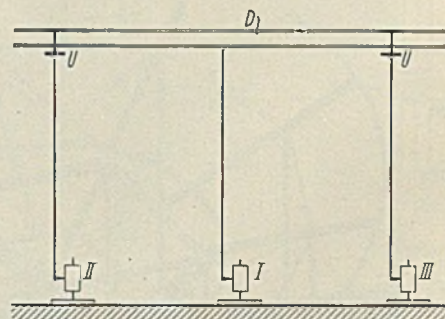


Abb. 4. Anordnung der Meßgeräte.

Stahlskelettbauten stets zur Anwendung kommenden Schraubenverbindungen, ferner auf die daraus herrührenden Verschiebungen in den Anschlüssen der oberen Zuglaschen der teilweise eingespannten Träger zurückzuführen.

Bei einem zweiten Durchbiegungsversuch, welcher am 9. September 1930 stattfand, waren die Deckenplatten nebst Vouten bereits eingebaut und hatten ausreichend abgebunden. Die Deckeneigengewichtslasten wurden durch Hintermauerungssteine vervollständigt, ebenso wurden solche als Nutzlast auf das Mittelfeld aufgebracht.

Die Belastung setzte sich wie folgt zusammen:

Träger . . . . .	30 kg/m <sup>2</sup> ,
Kleinesche Decke, 10 cm stark . . . . .	130 "
Stelzung (Vouten) . . . . .	30 "
1 Schicht Hintermauerungssteine . . . . .	125 "
315 kg/m <sup>2</sup>	

(wie beim ersten Versuch).

Als Nutzlast für das Mittelfeld:

3 Schichten Hintermauerungssteine, je  $125 \text{ kg} = 375 \text{ kg/m}^2$  (wie beim ersten Versuch).

Die Durchbiegung des Deckenträgers in der Mitte und die Senkung der Unterzüge wurden in gleicher Weise wie beim ersten Versuch gemessen. Die entsprechenden Werte sind ebenfalls in der Tafel eingetragen.

Man erkennt aus der erheblichen Verminderung der Durchbiegung bei Mitwirkung der Kleineschen Decken und der Vouten den bedeutenden Einfluß der Zusammenwirkung von Deckenträger und Deckenkonstruktion.

Da die Verminderung der Durchbiegung einer entsprechenden Abminderung der in den Trägern auftretenden Beanspruchung entspricht, so lassen sich bei Stahlskelett- und Trägerbauten bedeutende Ersparnisse erreichen, wenn man die Mitwirkung der Deckenplatten und Stelzung berücksichtigt. Selbst wenn man von den etwa 70% der Durchbiegungsminderung, wie sie sich aus den beiden Versuchen ergeben hat, nur einen Teil auswerten könnte, so würde eine Fortsetzung der Versuche unbedingt lohnend sein.

Eines darf aber auch ohne weiteres als Ergebnis dieser Versuche bei der Frauenklinik geschlossen werden, nämlich, daß auch bei Trägern von mehr als 7 m Spannweite, selbst wenn sie zur Aussteifung des Gebäudes dienen, eine Minderung der Forderung nach Berechnung auf Durchbiegung eintreten kann, wenn die Deckenplatte mit Vouten zwischen die Deckenträger eingespannt ist. Die effektive Durchbiegung der Deckenträger von 6,60 m Spannweite bei der Frauenklinik bei Mitwirkung der Deckenplatte und Stelzung beträgt: aus Nutzlast allein  $\delta p = 3,4 \text{ mm} = \frac{3,4}{6600} = \frac{1}{2040}$  der Stützweite, gegenüber:  $\frac{9,1}{6600} = \frac{1}{725}$  beim Träger ohne Mitwirkung der Decke und Vouten.

Aus ständiger Last und Nutzlast zusammen ist  $\delta q = 4,75 \text{ mm} = \frac{4,75}{6600} = \frac{1}{1390}$  der Stützweite, gegenüber:  $\frac{15}{6600} = \frac{1}{440}$  beim Träger ohne Mitwirkung der Deckenplatte und Vouten.

Alle Rechte vorbehalten.

### Über Gelenkanordnungen bei Bogenträgern.

Von Dr.-Ing. K. Hoening, Köln.  
(Schluß aus Heft 9.)

Um den Vergleich weiterführen und Zahlenwerte für  $H''$  und  $M''$  erhalten zu können, müssen nun bestimmte Annahmen über das Trägheitsmoment  $J$ , die Elastizitäts- und Wärmeausdehnungsziffer des Baustoffes und dessen Beanspruchung durch die Bogenkraft  $S_p$  gemacht werden. Hierzu dienen drei Beispiele A, B und C, deren jedes für alle in Betracht kommenden Lagerungssysteme untersucht wird. Die anzunehmenden Bogenquerschnitte gelten für die mit dem Stoßzuschlag  $\varphi$  multiplizierte Verkehrslast  $\varphi p = 1 \text{ t/m}$ . Die zugehörige ständige Last  $g$  soll bei Stahlbrücken  $g = 2 \text{ t/m}$ , bei Betongewölben  $g = 4 \text{ t/m}$  betragen, was etwa für schwere Straßenbrücken von größerer Stützweite zutreffen dürfte. Leichtere Brücken ergaben kleinere Bogenquerschnitte und entsprechend verminderte Werte  $H_t$  und  $H_v$  sowie  $M_t$  und  $M_v$ , während  $H''_p$  und  $M''_p$  unverändert bleiben. Die Querschnittshöhe des Bogenträgers soll mit  $h$ , der Trägheitsradius des Querschnittes mit  $i$  bezeichnet werden.

Die Beispiele sind wie folgt gekennzeichnet:

A. Schlanke Stahlbogenbrücke mit  $\frac{h}{l} = \frac{1}{40}$ ,  $\frac{i}{l} = \frac{1}{100}$ .

$$H'_{g+\varphi p} = 76,8 \text{ t}; \quad F = 120 \text{ cm}^2 = 0,0120 \text{ m}^2;$$

$$J = 0,012 \left( \frac{32}{100} \right)^2 = 0,001229 \text{ m}^4; \quad E_{\text{Stahl}} = 21 \cdot 10^9 \text{ t/m}^2.$$

B. Gedrungene Stahlbogenbrücke mit  $\frac{h}{l} = \frac{1}{20}$ ,  $\frac{i}{l} = \frac{1}{45}$ .

$$H'_{g+\varphi p} = 76,8 \text{ t}; \quad F = 100 \text{ cm}^2 = 0,0100 \text{ m}^2;$$

$$J = 0,010 \left( \frac{32}{45} \right)^2 = 0,005057 \text{ m}^4,$$

C. Eisenbetongewölbe mit  $\frac{h}{l} = \frac{1}{40}$ ,  $\frac{i}{l} = \frac{1}{131}$ .

$$H'_{g+\varphi p} = 128 \text{ t}; \quad F = F_b + n F_e = 0,80 + 10 \cdot 0,008 = 0,880 \text{ m}^2;$$

$$J = 0,880 \left( \frac{32}{131} \right)^2 = 0,0525 \text{ m}^4; \quad E_{\text{Beton}} = 1,5 \cdot 10^9 \text{ t/m}^2.$$

Die Bogenschubkräfte  $H''_{p/2}$ ,  $H_t$  und  $H_v$  sind in Tafel 2 zusammengestellt. Da die Systeme II, III und IV mit Scheitelgelenk keinen Bogenschub  $H''$  ergeben, scheidet sie für diese Untersuchung aus. Der Eingelenkbogen wird mit System (I) bezeichnet.

Tafel 2. Bogenschub  $H''$  in t.

System		I	II	III	IV	(I)
Beispiel A	$H''_{p/2}$	0,520	0,096	0,256	0,270	0,227
	$H_t$	3,690	0,679	1,815	1,918	1,607
	$H_v$	1,024	0,188	0,504	0,532	0,446
Beispiel B	$H''_{p/2}$	2,569	0,472	1,263	1,335	1,119
	$H_t$	14,882	2,736	7,320	7,734	6,481
	$H_v$	4,214	0,775	2,073	2,190	1,835
Beispiel C	$H''_{p/2}$	0,303	0,056	0,149	0,157	0,132
	$H_t$	7,353	1,352	3,617	3,822	3,202
	$H_v$	3,125	0,575	1,537	1,624	1,361

Die Biegemomente  $M'' = H'' y = (H''_{p/2} + H_t + H_v) y$  sind in Tafel 3 zusammengestellt, und zwar für den Bogenkämpfer, für den Punkt des größten Bogenmomentes  $M'$  in der Nähe des Bogenviertels, im Abstände  $x = 10$  bzw.  $x = 8$  vom Kämpferpunkt, und für den Bogenscheitel.

Tafel. Durchbiegung der Deckenträger

	aus $g = 315 \text{ kg/m}^2$ $\delta_g$	aus $p = 375 \text{ kg/m}^2$ im Mittelfeld $\delta_p$	Ges. Durchb. aus $g + p$ $\delta_g + \delta_p = \delta_q$
1. ohne Mitwirkung der Deckenplatte und Vouten	5,90	9,1	15,00 mm
2. unter Mitwirkung der Deckenplatte und Vouten	1,35	3,4	4,75 "
3. Verminderung d. Durchbiegung bei Mitwirkung der Deckenplatten und Vouten . . . . .	4,55	5,7	10,25 "
4. wie 3. in % von 1. . . . .	77 %	62 %	68 %

Tafel 3. Momente  $M''$  in tm.

System	I	II	III	IV	(I)	
Beispiel A	Kämpfermoment .	-16,99	0	- 4,33	- 4,80	-11,40
	Bogenmoment $M_{10}$	+ 5,50		+ 6,74	+ 6,89	- 1,60
	$M_8$		+ 3,61			
	Scheitelmoment .	+ 9,18	+ 4,81	+ 8,55	+ 8,80	0
Beispiel B	Kämpfermoment .	-70,32	0	-17,90	-19,87	-47,17
	Bogenmoment $M_{10}$	+22,77		+27,89	+28,51	- 6,63
	$M_8$		+14,91			
	Scheitelmoment .	+38,00	+19,92	+35,38	+36,42	0
Beispiel C	Kämpfermoment .	-35,00	0	- 8,91	- 9,89	-23,48
	Bogenmoment $M_{10}$	+11,33		+13,88	+14,19	- 3,30
	$M_8$		+ 7,43			
	Scheitelmoment .	+18,91	+ 9,91	+17,61	+18,13	0

Die Tafel läßt erkennen, daß bei größerer Querschnittshöhe des Bogens die Momente  $M''$  sehr erheblich zunehmen und daß die baulich und wirtschaftlich zu rechtfertigende Höhe in Beispiel B für alle Lagerungssysteme, besonders aber für den gelenklosen Bogen nach System I und den Eingelenkbogen nach System (I) bereits weit überschritten ist. Der Zweigelenkbogen läßt eine größere Höhe zu als die Systeme III und IV mit verschobenen Gelenken. Diese sind hinsichtlich der auftretenden Momente wesentlich günstiger als der gelenklose und der Eingelenkbogen, und zwar zeigt sich dieser Vorteil ganz überwiegend bei dem Einspannmoment an der Kämpferfuge. Die Kämpfermomente verhalten sich bei den Systemen III und IV gegenüber denjenigen bei System I etwa wie 1 zu 3,7. Das Eisenbetongewölbe nach Beispiel C hat bei gleichem Höhenverhältnis etwa doppelt so große Momente wie der Stahlbogen, doch ist infolge der größeren ständigen Last die Verschiebung der Stützlinie aus der Bogenachse nur wenig größer. Tafel 2 zeigt weiter, daß der größte Anteil an den Momenten  $M''$  auf die Wärmeausdehnung entfällt.

Bei geometrisch ähnlicher Vergrößerung oder Verkleinerung der Bogenabmessungen ändern sich, wie eingangs erläutert, die Kräfte und notwendigen Querschnittsflächen in linearem, die Momente  $M'$  und  $M''$  in quadratischem Verhältnis zum Längenmaßstab. Die Beanspruchungen bleiben hierbei unverändert. Ändert sich dagegen nur die Pfeilhöhe des Bogens, während die Stützweite und die Querschnittshöhe unverändert bleiben, so wird die Querschnittsfläche sich etwa im umgekehrten Verhältnis zur Pfeilhöhe ändern. In diesem Falle bleiben die Momente  $M'$  nahezu unverändert, während die Momente  $M''$  im umgekehrt quadratischen Verhältnis zur Pfeilhöhe zu- oder abnehmen. Daraus folgt für flache Bogen eine sehr starke Zunahme dieser Momente, die es nahelegt, namentlich hierfür Gelenkanordnungen zu wählen, die möglichst kleine Momente  $M''$  entstehen lassen. Solche Momente fehlen ganz bei den statisch bestimmten Anordnungen II, III und IV mit Scheitelgelenken, die mithin wesentliche Vorteile hinsichtlich der Baustoffausnutzung gegenüber den starren, statisch unbestimmten Systemen bieten.

Der zweite nicht weniger wichtige Gesichtspunkt für die Wahl des Systems ist dessen Steifigkeit. Die hierdurch bedingten Anforderungen sind den vorstehend erläuterten in mancher Hinsicht entgegengesetzt. Kennzeichnend für die Steifigkeit des Tragwerks sind in erster Linie die Biegekoordinaten  $\delta$ , die bei Belastung einer Bogenhälfte auftreten. Die Durchbiegungen  $\delta$  sollen ebenso wie die Momente in zwei Anteile  $\delta'$  und  $\delta''$  zerlegt werden, von denen der erste die Formänderung bei unveränderter Bogen- und Sehnenlänge, der zweite den Einfluß von  $\Delta l$  bzw.  $\Delta s$  umfaßt. In Abb. 5 bis 8 sind die Biegunslinien  $\delta'$  bei Halb-

belastung für die Systeme I bis IV dargestellt, und zwar gelten die eingeschriebenen Ordinaten für ein Trägheitsmoment des Bogenquerschnitts nach Beispiel A, also für  $J = 0,001229 \text{ m}^4$ . Sind Scheiteltelenke vorhanden, so ändern sich die Biegungslinien  $\delta'$  für Halbbelastung nicht, weil ja das Scheitelmoment  $M'_m$  bei diesem Belastungsfall stets gleich Null ist. Der Vergleich zeigt, daß die Biegungsordinaten bei den Systemen I, III und IV nahezu gleich, bei System II dagegen mehr als doppelt so groß sind. Änderung des Trägheitsmomentes  $J$  bewirkt reziproke Änderung der Durchbiegungen, so daß der Nachteil für System II durch Wahl einer größeren Querschnittshöhe ausgeglichen werden könnte. Bei schlanker Bogenform verdienen die Systeme III und IV besondere Beachtung, weil sie bei wesentlich kleineren Einspannmomenten dieselben Durchbiegungen zeigen wie der gelenklose Bogen.

Die Biegungslinien  $\delta''$  haben stets die Form der Einflußlinie für  $H$  oder  $H'$ . Sie sind bei gegebenem  $\Delta l$  oder  $\Delta s$  nahezu unabhängig von der Querschnittsgestaltung des Bogens. Ihre Ordinaten sind  $\delta'' = \eta \cdot \Delta l$ , wenn  $\eta$  die Ordinaten der Einflußlinie für  $H$  bezeichnet. In Abb. 5 bis 8 sind die Einflußlinien für  $H'$  dargestellt, die sich von denen für  $H$  nur um den meist geringen Prozentsatz  $\nu$  unterscheiden, um den  $H$  kleiner ist als  $H'$ .  $\Delta l$  setzt sich aus einem Anteil  $\Delta l_p = \frac{H_p \cdot l}{E \cdot F}$  für elastische Bogenverkürzung,  $\Delta l_t = l \cdot \alpha \cdot t$  für Wärmeänderung und  $\Delta l_v = v$  für Widerlagerverschiebung zusammen. Beim Beispiel des Zweigelenkbogens ergibt sich die größte Einsenkung  $\delta''$  im Scheitel für Halbbelastung mit  $q \cdot p = 1 \text{ t/m}$ , Wärmeänderung von  $-30^\circ$  und Widerlagerverschiebung nach der Außenseite mit  $\Delta l = 0,195 + 1,129 + 0,320 = 1,644 \text{ cm}$  und mit der Ordinate  $\eta H'_m = 1,2485$  zu

$$\delta'' = 1,644 \cdot 1,2485 = 2,05 \text{ cm.}$$

Bei den übrigen Systemen ohne Scheiteltelenke sind die Einsenkungen  $\delta''$  in Bogenmitte infolge der stärker gewölbten Formen der Einflußlinien für  $H$  um etwa 20% größer.

Bei den Systemen mit Scheiteltelenken haben die Biegungslinien  $\delta''$  in Brückenmitte statt des stetigen Überganges vom fallenden zum steigenden Ast eine Spitze, deren Ordinate stets größer ist als die entsprechende Ordinate beim System ohne Scheiteltelenk. Die Einflußlinien für  $H$  bzw.  $H'$ , deren Ordinaten denen der Biegungslinien  $\delta''$  verhältnismäßig sind, sind in den Abb. 5 bis 8 dargestellt.

Bei Änderung des Längenmaßstabes für das Trägersystem geometrisch ähnlicher Anordnung und gleicher Belastung bleiben, wie oben bereits erläutert, die Biegungslinien  $\delta'$  und  $\delta''$  geometrisch ähnlich. Bei Verringerung des Bogenpfells, aber gleichbleibender Stützweite, nehmen die Biegungsordinaten  $\delta'$  infolge der größeren Bogenquerschnitte etwa in gleichem Verhältnis des Bogenpfells ab, während die Ordinaten  $\delta''$  in reziprokem Verhältnis zunehmen.

Um noch einen kurzen Hinweis auf die Zunahme der Biegemomente infolge der Verformung des Trägersystems zu geben, werde für den einfachsten und zugleich ungünstigsten Fall, den Dreigelenkbogen nach System (II) mit der Querschnittsbemessung nach Beispiel A, die Momentenzunahme, die mit  $M'''$  bezeichnet werden möge, näherungsweise ermittelt.

Für Halbbelastung ist  $H_{g+qp} = 64 \text{ t}$ ;  $\delta'_{\max} = 0,01765 \text{ m}$ ; mithin in erster Annäherung  $M''' = 64 \cdot 0,01765 = 1,13 \text{ tm}$ . Die Zunahme der Durchbiegung infolge  $M'''$  ist:

$$\delta''' = 0,01765 \cdot \frac{1,13}{16,00} = 0,00125 \text{ m,}$$

wodurch die Einsenkung  $\delta' + \delta'''$  auf  $0,0189 \text{ m}$  und das Moment  $M'''$  auf  $1,21 \text{ tm}$  anwächst.

Die vorstehenden Überlegungen lassen erkennen, daß der gelenklose Bogen, der infolge seiner stetig verlaufenden Biegungslinien namentlich für Eisenbahnbrücken das zweckmäßigste System ist, in baulicher Hinsicht nur beschränkt anwendbar ist, und daß seine Verwendbarkeit dort ihre Grenze findet, wo infolge verhältnismäßig geringen Bogenpfells und großer Querschnittsflächen die Einspannmomente eine Höhe erreichen, die mit normalen baulichen Mitteln nicht mehr zu beherrschen ist. In solchen Fällen kann bei reichlich bemessener Querschnittshöhe der einfache Zweigelenkbogen sich als berechtigt erweisen. Wenn indessen aus baulichen oder ästhetischen Gründen die Querschnittshöhe eingeschränkt werden soll, so finden mit Vorteil die Systeme III und IV mit verschobenen Kämpfergelenken, ohne Scheiteltelenke, Anwendung, weil bei ihnen ohne Zunahme der Durchbiegung das Einspannmoment nahezu auf ein Viertel desjenigen beim gelenklosen Bogen abgemindert wird.

Bei allen Anordnungen mit Scheiteltelenken tritt bei schnellem Befahren der Brücke mit schweren Lasten außer den Stoßwirkungen infolge der Unstetigkeiten der Biegungslinie ein sehr plötzlicher, oft schlagartiger Querkraftwechsel im Gelenk selbst auf, der auch bei sorgfältiger und reichlich bemessener Durchbildung zu weiteren Stoßwirkungen Veranlassung gibt. Scheiteltelenke sind daher nur bei Straßenbrücken schwerer Bauart anzuwenden, bei denen die volle Last nicht plötzlich auftritt und ein hoher achsialer Gelenkdruck die Wirkung der veränderlichen Querkraft abschwächt. In geeigneten Fällen bieten die statisch bestimmten Systeme mit Scheiteltelenk den Vorteil, daß die beträchtlichen Zusatzmomente aus Wärmeänderung und Widerlagerverschiebung fortfallen.

Die Systeme III und IV, die sich besonders in solchen Fällen, in denen eine flache und schlanke Linienführung des Bogenträgers angestrebt wird, als vorteilhaft erweisen, sind einander in ihrer statischen Wirkung sehr ähnlich. Wenn auch die Gelenkanordnung nach System III hinsichtlich der auftretenden Biegemomente nach obigem um etwa 10 bis 15% günstiger ist als die bewegliche Lagerung nach System IV, so fehlt dieser das sichtbare und oft unschön wirkende Gelenk im Bogenträger. Sie ist in erster Linie für Bogenträger in Stahlkonstruktion geeignet. Der Baustoffaufwand für die hochbelasteten Pendel- oder Rollenlager an den Kämpfern ist keinesfalls höher als derjenige einer viermaligen Zusammenfassung der Bogenkraft in einen Lagerkörper bei System III. Der Nachteil der vertikal nachgiebigen Kämpferlagerung kann, wie hier vorausgesetzt ist, durch Anordnung von Fahrbahn-Schleppträgern in den Endfeldern beseitigt werden.

**Zusammenfassung:**

Es werden vier verschiedene Lagerungsanordnungen von Bogenträgern hinsichtlich ihrer Kämpfer- und Bogenmomente sowie hinsichtlich der auftretenden Formänderungen vergleichend untersucht. Die Untersuchung erfolgt näherungsweise derart, daß die Ergebnisse möglichst vielseitig auf verschiedenartige geometrische Bogenanordnungen anwendbar sind. Dabei ergibt sich, daß in vielen Fällen Sonderanordnungen zweckmäßig sind, welche Zwischenstufen zwischen dem gelenklosen und dem gelenkartig gelagerten Bogenträger darstellen.

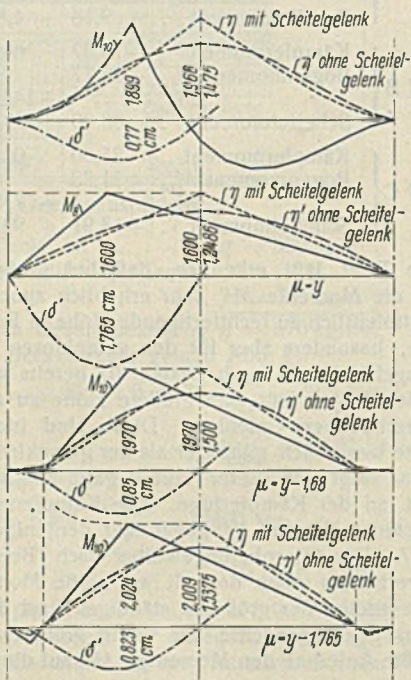


Abb. 5.

Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 8.

**Versuche des Komitees für Elektroschweißung der Ukrainischen Akademie der Wissenschaften in Kiew.**

Alle Rechte vorbehalten.

Mitgeteilt von Prof. Müllenhoff, Aachen, und Dipl.-Ing. Froehlich, Heerlen.

**IV. Verstärkung genieteteter Träger mittels Anschweißung von Lamellen.**

Die zweckmäßigste Anordnung solcher Verstärkungen werden von Prof. Paton und Ing. Schewernitzky untersucht.

Die Festigkeit eines Trägers kann nach der auftretenden Spannung  $\sigma = \frac{M}{W}$  beurteilt werden. Bei genieteteten Trägern ist das effektive Widerstandsmoment  $W_e$  kleiner als das theoretische  $W_t$ . Ist  $\eta_e$  das Verhältnis der effektiven Widerstandsmomente vor und nach der Verstärkung,  $\eta_t$  das der theoretischen Widerstandsmomente, so kann man aus einem Vergleich dieser Werte auf die Güte der Verstärkung schließen. Je näher  $\eta_e$  dem Werte  $\eta_t$  kommt, desto größer ist der Wirkungsgrad der Verstärkung.

Es wurden nun zunächst sechs Träger nach Abb. 1 von 2 m Stützweite hergestellt und in vier Stufen belastet bis zu einer Höchstlast von 17,73 t. Die Last wirkte als Einzellast in Trägermitte; Dehnungsmesser,

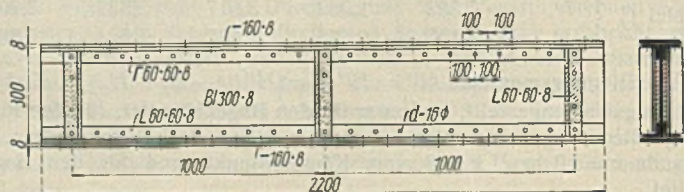


Abb. 1.

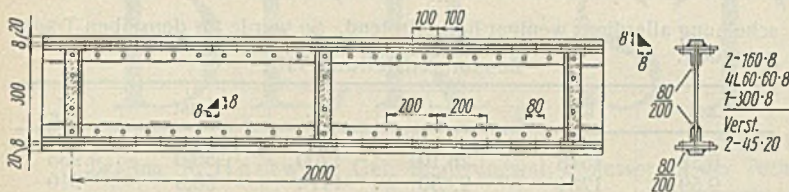


Abb. 2.

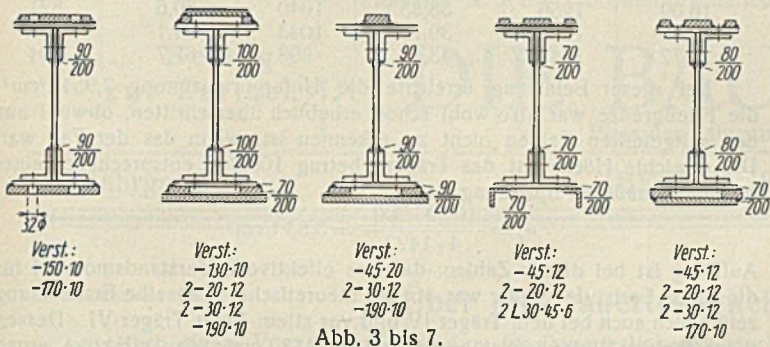


Abb. 3 bis 7.

Huggenbersche Tensometer, waren nahe den äußeren Kanten der Gurtplatten in 30 cm Abstand von der Mitte angesetzt. Das Moment an dieser Stelle betrug also  $M = \frac{P}{2} \cdot 0,7 = 0,35P$  mt. Die Spannungen wurden aus den gemessenen Dehnungen unter der Annahme eines Elastizitätsmoduls  $E = 2100 \text{ t/cm}^2$  errechnet. Daraus ergaben sich für eine gemessene Spannung von  $900 \text{ kg/cm}^2$  in den Randfasern die effektiven Widerstandsmomente der unverstärkten Träger  $W_e^u = \frac{M}{\sigma}$  (vgl. Zusammenstellung I, Spalte 2).

Nach Entlastung wurden dann die Träger in der aus Abb. 2 bis 7 ersichtlichen Weise durch Aufschweißen von Flachstählen bzw. Winkeln verstärkt und wieder in fünf bis sechs Stufen belastet, bis (rechnungsmäßig) die zulässige Scherspannung der Halsniete erreicht wurde, das heißt bis zu etwa 20 bis 22,7 t Belastung. Nach nochmaliger Entlastung wurden dann die Gurtwinkel in der aus Abb. 2 ersichtlichen Weise mit unterbrochenen Schweißnähten  $\frac{70}{200}$  bis  $\frac{100}{200}$ , je nach dem Querschnitt der Verstärkung, angeschweißt und nun die Träger bis zum Bruch belastet.

Aus den hierbei gemessenen Spannungen wurden wieder die effektiven Widerstandsmomente der verstärkten Träger berechnet. Sie sind in der Zusammenstellung I den theoretischen Werten gegenübergestellt, und zwar für die Spannung von  $900 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Schweißungen wurden wie bei den Versuchen, über die wir schon früher berichtet haben<sup>1)</sup>, durch einen mittelguten Schweißer ausgeführt, also nur so, wie sie im laufenden Betriebe zu erwarten sind, und nicht als Paradeversuche, bei denen etwa weniger gut ausgefallene Proben durch andere ersetzt werden.

Zusammenstellung I.

Träger	Effektives Widerstandsmoment bei 900 kg Beanspruchung		$\eta_e = \frac{W_e^v}{W_e^u}$	Theoretisches Widerstandsmoment		$\eta_t = \frac{W_t^v}{W_t^u}$	$\varphi = \frac{\eta_e}{\eta_t}$
	vor der Verstärkung $W_e^u$	nach der Verstärkung $W_e^v$		vor der Verstärkung $W_t^u$	nach der Verstärkung $W_t^v$		
I	652	831	1,27	852	1090	1,28	0,992
II	577	894	1,55	852	1342	1,58	0,981
III	687	1032	1,50	852	1422	1,67	0,897
IV	652	781	1,19	852	1176	1,38	0,862
V	615	661	1,08	852	943	1,11	0,973
VI	663	910	1,38	852	1182	1,39	0,993

Der Wirkungsgrad der Verstärkung  $\varphi = \frac{\eta_e}{\eta_t}$  ist also bei den Trägern I und VI am besten.

Der Zuwachs an Widerstandsmoment für die Flächeneinheit der Verstärkung ergibt sich aus der

Zusammenstellung II.

Träger	$W_e^v$	$W_e^u$	$\Delta W_e$	$F^v$	$F^u$	$\Delta F$	$\psi = \frac{\Delta W}{\Delta F}$
I	831	652	179	103,7	85,7	18,0	10,0
II	894	577	317	117,7	85,7	32,0	10,0
III	1032	687	345	129,7	85,7	44,0	7,8
IV	781	652	129	120,9	85,7	35,2	3,7
V	864	616	248	101,3	85,7	18,5	2,4
VI	910	663	247	118,4	85,7	32,7	7,6

Am günstigsten stellten sich also die Träger I und II, am ungünstigsten die Träger IV und V.

Die erreichten Höchstlasten sind in der Zusammenstellung III angegeben. Die dort gleichfalls angegebene reduzierte Höchstlast ist  $\max P_{red} = \max P_m \cdot \frac{F^v}{F^u}$ , also die Höchstlast bezogen auf den Querschnitt des Trägers I.

Zusammenstellung III.

Träger	I	II	III	IV	V	VI
Höchstlast $P_m$	91,2	96,2	100,9	101,6	82,5	101,6
Fläche $F^v$	103,2	117,7	129,7	120,9	101,3	118,4
Reduzierte Höchstlast $\max P_{red}$	91,2	85,0	81,0	87,3	84,5	89,0

Am günstigsten stellten sich die Träger I und VI.

Als Maß der Steifigkeit der Träger wurden ferner die Werte der Durchbiegungen bezogen auf ein mittleres Trägheitsmoment miteinander verglichen. Träger VI war der steifste, es folgten V, I, IV, II, III.

Natürlich müssen bei der Wahl einer Verstärkungsart auch die Kosten der Schweißung berücksichtigt werden. Die grundlegenden Daten sind aus der Zusammenstellung IV zu entnehmen.

Zusammenstellung IV.

Träger	I	II	III	IV	V	VI
Zahl der aufgeschweißten Verstärkungsteile	2	2	6	4	5	6
Zahl der Nähte	4	8	12	8	10	12
Zahl der Überkopfschweißungen	2	2	—	—	2	—
Gewicht des Schweißgutes . kg	4,5	11,3	9,6	6,7	6,7	8,4
Dauer der Schweißarbeit . Std.	11	25	14	9,5	12	13

Im ganzen ergibt sich also die folgende Rangordnung der verschiedenen Verstärkungen:

Zusammenstellung V.

Rangordnung der Träger	1	2	3	4	5	6
nach dem Effekt der Verstärkung	I	VI	II	V	III	IV
nach dem Wirkungsgrad des angewendeten Materials	I	II	III	VI	IV	V
nach der Bruchlast	I	VI	III	IV	II	V
nach der Steifigkeit	VI	V	I	IV	II	III
nach dem Arbeitsaufwand	I	IV	V	VI	III	II

Im ganzen zeigt sich also die Anordnung I als die wirksamste und wirtschaftlichste Verstärkungsweise. Doch läßt sich mit ihr nur eine verhältnismäßig geringe Erhöhung des Widerstandsmomentes erzielen. Wenn diese größer sein muß, ist die Verstärkungsart des Trägers VI am günstigsten.

Die Versuche haben weiter gezeigt, daß wegen der Mehrbelastung der Halsniete durch die Verstärkung des Gurtquerschnittes die Anbringung einer unterbrochenen Nahtschweißung der am Steg anliegenden Winkelchenkel zweckmäßig ist; das effektive Widerstandsmoment ist dadurch nicht unerheblich vergrößert worden.

Die Versuche sollten auch der Feststellung dienen, welcher Anteil der Schubkraft durch die Niete und diese unterbrochenen Nähte aufgenommen wurde. Die Messungen haben aber kein klares Bild ergeben, so daß von ihrer Wiedergabe abgesehen wird.

Soweit der Bericht von Prof. Paton. Daß die Spannungen in Blechträgern mit der nach der üblichen Formel  $\sigma = \frac{M}{W}$  aus dem theoretischen Widerstandsmoment berechneten mitunter wenig übereinstimmen, war bekannt. So hat<sup>2)</sup> Prof. Frank Mc Kibben 1912 Biegeversuche an zwei alten schweißeisernen Blechträgern veröffentlicht, bei denen sich für die von Prof. Paton als Vergleichswert benutzte Beanspruchung von  $900 \text{ kg/cm}^2$  in dem Träger

$$\begin{matrix} A & B \\ \text{mit einem theoretischen Widerstandsmoment } W_t = & 5300 & 5320 \\ \text{ein effektives Widerstandsmoment } W_e & = & 5970 & 6200^3) \end{matrix}$$

$$\text{ergab, somit war das Verhältnis } \frac{W_e}{W_t} = 1,13 \quad 1,16.$$

Hier blieben also die gemessenen Spannungen hinter den berechneten zurück. Dagegen war die Durchbiegung fast ebenso groß, wie sich aus der Rechnung ergab. Das effektive Widerstandsmoment nahm mit steigender Spannung ab, d. h. die gemessenen Spannungen wuchsen rascher als die Belastung.

Das war auch bei den russischen Versuchen der Fall.

Für die unverstärkten Träger ergab sich im Mittel folgendes:

<sup>1)</sup> Vgl. Stahlbau 1933, Heft 1, S. 6, und Heft 5, S. 40.

<sup>2)</sup> Vgl. Eng. Rec. 1912, vol. 66, Nr. 6; Eisenbau 1913, S. 157 bis 162.

<sup>3)</sup> Da bei den Versuchen die Dehnungen unter der ersten Laststufe von 0 bis 9 t nicht gemessen wurden, sind die Werte  $W_e$  nur durch Extrapolation zu ermitteln und daher nicht ganz genau.

Zusammenstellung VI.

Belastung in t	Berechnete Spannung $\sigma_t$	Mittlere gemessene Spannung $\sigma_e$	Effektives Widerstandsmoment $W_e$	Theoretisches Widerstandsmoment $W_t$
4,75	195	202	823	852
7,98	328	393	710	852
12,83	526	675	665	852
17,73	730	997	623	852

Auch bei der ersten Belastungsreihe nach dem Anschweißen der Verstärkungsteile (aber vor der Verstärkung der Halsniete in den Gurtwinkeln durch unterbrochene Schweißnähte) ergab sich in gleicher Weise ein Absinken des effektiven Widerstandsmomentes mit steigender Last. Doch war die Erscheinung keineswegs regelmäßig. So ergab sich beispielsweise für den Träger III mit einem theoretischen Widerstandsmoment von 1422 cm<sup>3</sup>:

Zusammenstellung VII.

Belastung in t	Berechnete Spannung $\sigma_t$	Mittlere gemessene Spannung $\sigma_e$	Effektives Widerstandsmoment $W_e$
6,36	0,158	0,156	1450
9,59	0,237	0,292	1150
12,98	0,319	0,377	1190
16,09	0,395	0,495	1136
19,38	0,476	0,558	1214
22,73	0,558	0,687	1156

Der Anstieg des effektiven Widerstandsmomentes bei der dritten und fünften Laststufe dürfte wohl auf ein Gleiten der Halsniete zurückzuführen sein, die sich erst allmählich an die Lochwandungen anlegten. Nachdem die unterbrochenen Schweißnähte ausgeführt waren, zeigte sich diese Er-

scheinung allerdings weniger hervortretend. So wurde für denselben Träger gefunden:

Zusammenstellung VIII.

Last	$W_e$	Last	$W_e$	Last	$W_e$
6,38	1578	26,10	1200	50,0	935
9,59	1284	29,50	1174	53,5	910
12,83	1310	32,90	1122	57,1	900
16,09	1256	36,35	1040	60,6	821
19,38	1265	39,75	1043	64,1	819
22,72	1241	43,15	998	67,7	804

Bei dieser Belastung erreichte die Untergurtspannung 2,954 t/cm<sup>2</sup>, die Fließgrenze war also wohl schon erheblich überschritten, obwohl aus den mitgeteilten Zahlen nicht zu erkennen ist, wann das der Fall war. Die erreichte Höchstlast des Trägers betrug 100,9 t, entsprechend einer rechnermäßigen Spannung

$$\sigma_t = \frac{100,9 \cdot 200}{4 \cdot 1422} = 3,83 \text{ t/cm}^2.$$

Auffällig ist bei diesen Zahlen, daß das effektive Widerstandsmoment für die erste Laststufe größer war als das theoretische. Dieselbe Erscheinung zeigte sich auch bei dem Träger IV und vor allem beim Träger VI. Dessen theoretisches Widerstandsmoment betrug 1182 cm<sup>3</sup>; das effektive ergab sich bei 6,36 t Last zu 2225 cm<sup>3</sup> und sank dann mit den gleichen Laststufen, wie für Träger III angegeben, auf 1834, 1484, 1333, 1233, 1271, 1182 cm<sup>3</sup>, um dann weiter abnehmend unter den theoretischen Wert zu sinken. Doch wurde dieser erst bei 771 kg/cm<sup>2</sup> Spannung erreicht. Es nahmen also die Gurtplatten anfangs weniger, später mehr auf, als rechnermäßig zu erwarten war.

Ob bei dieser Erscheinung auch Schweißspannungen mitgespielt haben, dürfte jetzt, nachdem die Träger bis zum Bruch belastet worden sind, nicht mehr festzustellen sein. Es scheint aber hier noch ein reichlich fruchtbares Feld für die Versuchsforschung zu liegen.

Verschiedenes.

Stahlskelettbau des Lagerhauses der Norddeutschen Tapetenfabrik Hölscher & Breimer in Langenhagen bei Hannover. Das Verlangen der Bauherren, den Bau des Lagerhauses in ganz kurzer Zeit, noch vor Eintritt des Frostes, fertigzustellen, bestimmte die Architekten, Brüder Siebrecht, Hannover, den Bau als einen reinen Stahlskelettbau auszuführen. Abb. 1 zeigt den Querschnitt des 60,5 m langen Baues.

Für die Dachdeckung wurden Bimsbetondielen auf Stahlpfetten vorgesehen, die Decken wurden als Steineisendecken mit oberer Asphaltabdeckung ausgeführt. Die Außenwände sind aus einem Stein stark zwischen den Stahlteilen hergestellt, unter reichlicher Verwendung von Glasflächen.

Für die Stützen wurden P-Profile in einer Länge ohne Stoß verwendet und für eine spätere Aufstockung um zwei Geschosse bemessen.

von 325 t in rd. 14 Arbeitstagen erledigt wurde. Durch das gleichzeitige Vortreiben der anderen Bauarbeiten war der Rohbau nur wenige Tage nach beendeter Montage fertiggestellt und damit die vorgeschriebene kurze Bauzeit eingehalten. Die Stahlkonstruktion ist außen vollkommen sichtbar geblieben und gibt unter der von den Architekten gewählten farbigen Behandlung ein reizvolles Bild moderner Industriearchitektur (Abb. 2). — Die gute äußere Wirkung, die klare, durch die schlanken Innensäulen wenig gestörte Innendurchsicht (Abb. 3) und nicht zuletzt die kurze Bauzeit haben auch hier die Vorzüge der Stahlskelettbauweise erwiesen und ihr eine Reihe neuer Freunde erworben. — Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion betrug 325 t. — Die Ausführung lag in den Händen der Firma Hermann Rüter Langenhagen bei Hannover.

Dipl.-Ing. O. Rüter.

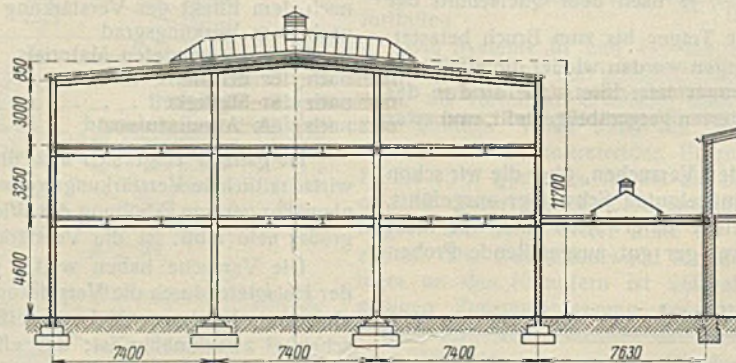


Abb. 1. Querschnitt.

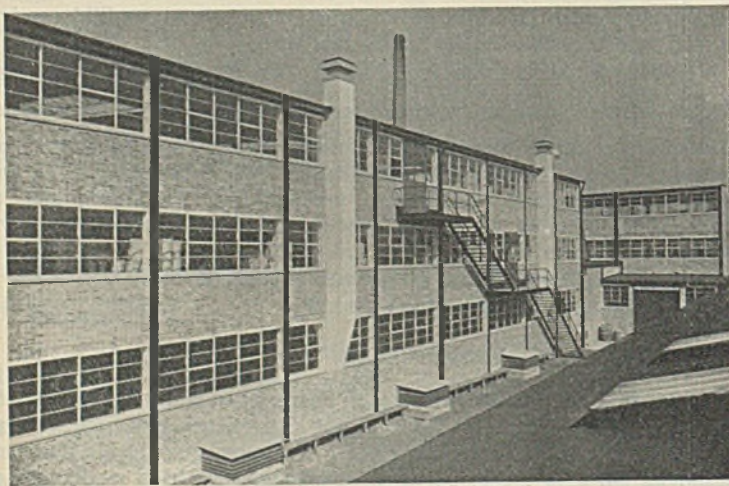


Abb. 2. Ansicht.



Abb. 3. Innenansicht.

14 Tage nach Auftragserteilung wurde mit der Montage begonnen und mit einfachen Schwenkmasten zunächst drei Felder fertig montiert, ausgerichtet und verschraubt. Danach erfolgte sofort die Dacheindeckung dieser Felder und der Einbau der Decken, der somit unter Dach und Fach vor sich gehen konnte. Die Ausmauerung der Wände wurde auch sofort in Angriff genommen. — Während der Weitermontage der Stahlkonstruktion konnte jeden Tag mit acht Richtleuten ein volles Feld fertiggestellt werden, so daß die Gesamtmontage der Konstruktion im Gewicht

**INHALT:** Das Stahlskelett für den Erweiterungsbau der Berliner Universitäts-Frauenklinik. — Über den Einfluß der Mitwirkung von Deckenplatten und Vouten auf die Verringerung der Durchbiegung von Deckenträgern. — Über Gelenkanordnungen bei Bogenträgern. (Schluß.) Versuche des Komitees für Elektroschweißung der Ukrainischen Akademie der Wissenschaften Kiew. — Verschiedenes: Stahlskelettbau des Lagerhauses der Norddeutschen Tapetenfabrik Hölscher & Breimer in Langenhagen bei Hannover.

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.