

# DER STAHLBAU

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

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 8. Februar 1929

Heft 3

Alle Rechte vorbehalten.

### Ein neues Stahlhochhaus in Prag.

Von Dr.-Ing. Franz Faltus, Pilsen.

In der tschechoslowakischen Republik und insbesondere in der Hauptstadt Prag hat die Bautätigkeit in der letzten Zeit äußerst stark zugenommen. Die Bedürfnisse des jungen, aufstrebenden Staates haben eine Reihe großer Bauaufgaben zur Reife gebracht, und man trachtet in Prag rasch nachzuholen, was durch die Ungunst der früheren Jahre versäumt und was in der neuen politischen und wirtschaftlichen Stellung zur Notwendigkeit wurde. Es ist nicht übertrieben, wenn man Prag in diesem Jahre als einen einzigen großen Bauplatz bezeichnet hat.

Bis vor kurzem waren alle diese neuen Bankpaläste, Kauf- und Bureauhäuser eine Domäne des Eisenbetonrahmenbaues, der nur bei kleineren Verhältnissen vom Ziegelbau verdrängt wurde. Die Anwendung der Stahlskelettbauweise wurde in einigen wenigen Fällen wohl auch erwogen, doch erst in diesem Jahre kam es in Prag — und zwar gleichzeitig auf zwei Baustellen — zu Ausführungen nach dieser modernen Baumethode.<sup>1)</sup> Es scheint jedoch, daß hiermit der Bann der Vorurteile gebrochen wurde, und es ist zu erwarten, daß in der nächsten Bauperiode eine größere Reihe von Stahlskelettbauten zur Ausführung kommen wird.<sup>2)</sup> Das Interesse, das sich für die neue Bauweise zeigt, und die zahlreichen Anfragen bestätigen diese Erwartung.

Die schlechten Erfahrungen, die mit Eisenbetonbauten an verschiedenen Orten gemacht wurden, nicht zuletzt die sehr bedauernden Einsturzkatastrophen in Prag, Paris, Lausanne und Marseille sprechen in dem Wettbewerb zwischen Eisenbeton und Stahl naturgemäß auch mit. Der vollen Entwicklung stehen jedoch in der Tschechoslowakei die verhältnismäßig hohen Stahlpreise im Verein mit den unter der Weltpartitüt liegenden Zementpreisen noch stark im Wege. Um wettbewerbsfähig zu bleiben, muß in Stahl sparsam konstruiert werden, oft auch auf Kosten der einfachen Anarbeitung. Nach Möglichkeit ist auch von dem wirtschaftlichen Nutzen hochwertiger Stähle Gebrauch zu machen.

Nachstehend soll kurz über den Bau eines Bureauhauses für den Wirtschaftsverband tschechoslowakischer Baumwollspinnereien in Prag berichtet werden, das eins der beiden ersten in der Tschechoslowakei in Stahlskelettbauweise errichteten Hochhäuser ist.

Das Gebäude, das sich auf einer Grundfläche von  $33,8 \times 36,6$  m erhebt, umfaßt in einem Vordertrakt acht Geschosse über der Erde und drei Kellergeschosse, insgesamt also elf Geschosse, wobei allerdings die Ausführung des achten Obergeschosses vorläufig auf einen späteren Zeitpunkt verschoben und nur bei der gesamten Planung berücksichtigt wurde. In einem rückwärtigen Trakt ist ein größerer Versammlungssaal untergebracht,

<sup>1)</sup> Siehe die Notizen „Ein neues Stahlhochhaus in Prag“. „Stahlbau“ 1928, Heft 3 u. 6.

<sup>2)</sup> Ein weiteres Stahlhochhaus ist derzeit in Mährisch-Ostrau im Bau. Ausführung: Brückenbauanstalt der Vitkovicer Gewerkschaft. Das Wärmekraftwerk und Fernheizwerk, das im kommenden Frühjahr in Brünn zur Ausführung gelangt, wird als Stahlrahmentragwerk errichtet werden. Der Entwurf der Stahlbauten wurde den Škodawerken übertragen.

der vollständig unter dem Straßenplanum liegt. Abb. 1 u. 2 zeigen den schematischen Grundriß bzw. Querschnitt des Stahlgerippes.

Die Deckenträger liegen in durchschnittlich 4,60 m Abstand und tragen eine Eisenbetonrippendecke mit ebener Untersicht, die sogenannte „Triplexdecke“ der Gödinger Ziegelwerke, die mit Vorteil bis zu Spannweiten von 5 bis 6 m verwendet wird (Abb. 3). Das Eigengewicht der Decke einschließlich Ausgleichbeton, Xylolithestrich und Parkettboden beträgt für eine Nutzlast von  $250 \text{ kg/m}^2$ , die in den Obergeschossen durch-

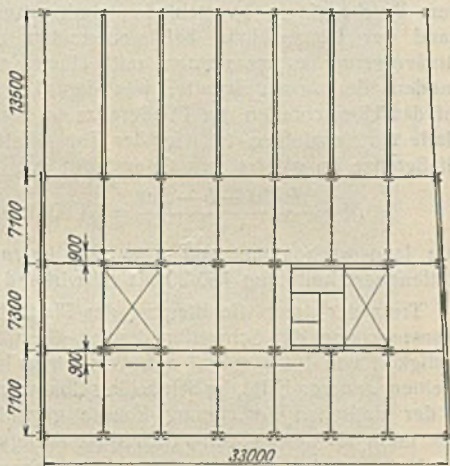


Abb. 1. Grundriß.

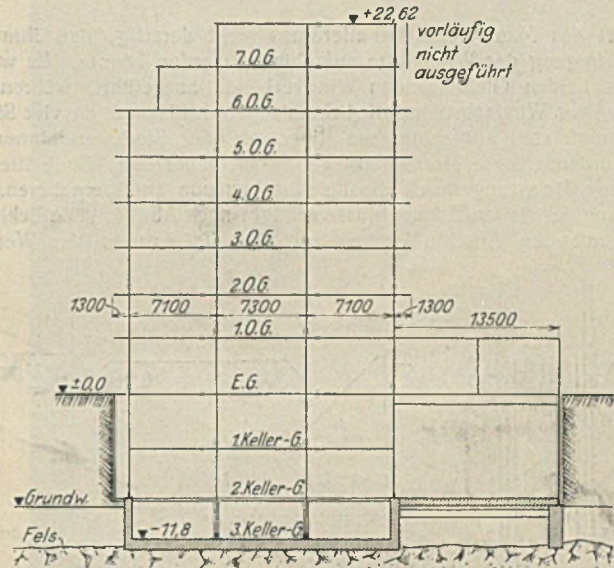


Abb. 2. Querschnitt.

weg angenommen wurde,  $400 \text{ kg/m}^2$ . Die Stahlunterzüge sind durch die zweiteiligen Stützen durchgeführt, als Durchlaufbalken über drei Stützen gerechnet und ausgeführt. Der Stoß der Träger liegt etwa an der Stelle des Momentenminimums und ist durch vernietete Laschen gedeckt. Die Stützen sind aus je zwei verlaschten Walzprofilen gebildet und in jedem zweiten Stock gestoßen; ihre Stöße sind in den einzelnen Geschossen

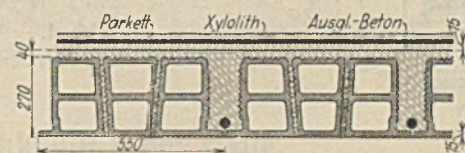
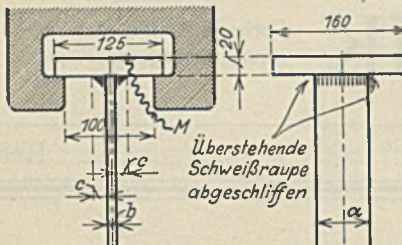


Abb. 3. „Triplex“-Decke.

gegeneinander versetzt, welche Austeilung sich zwanglos aus der verschiedenen Höhenlage der Fundamente für Innen- und Außenstützen ergab. Die Außenstützen stehen auf dem Rande einer Eisenbetonwanne, die als Schutz gegen das Grundwasser errichtet werden mußte. Als Baumaterial für die Haupttragglieder — Säulen und Unterzüge — wurde Siliziumbaustahl verwendet.

Die Ausmauerung der Außen- und Zwischenwände erfolgte mit 25 cm starken Isostone-Leichtsteinen. Diese Isostone-Hohlsteine bestehen in der Hauptsache aus unter hochgespanntem Wasserdampf erhärtetem Kieselgur-Zementmörtel. Sie vereinigen großes Isolationsvermögen mit kleinem Gewicht. Eine 25-cm-Isostonewand entspricht in bezug auf Wärmeleitfähigkeit einer 52 cm starken Vollziegelmauer und wiegt  $90 \text{ kg/m}^2$ . Die

Tafel 1. Ergebnis der Zerreißversuche.

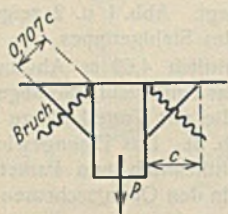
Probekörper	Versuch Nr.	Material	Abmessungen mm			Last an der Fließgrenze* kg	Bruchlast P kg	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
			a	b	c					
	I	St Si	60	9,6	9,0	—	23 000	1920	3020	3990
	II	"	61	9,5	11,5	—	27 000	2210	2730	4650
	III	"	62	9,7	8,0	—	22 000	1770	3130	3660
	IV	Norm. Baustahl	61	9,6	8,5	19 000	21 500	1760	2930	3660
	V	"	62,8	9,5	8,0	17 000	20 000	1600	2830	3350
	VI	"	61	9,5	8,0	15 000	21 000	1720	3050	3620

Anmerkungen:

$$\sigma_1 = \frac{P}{2a} \quad \text{Festigkeit der Schweißnaht/1 cm}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{2ac} \cdot 1,414 \quad \text{Festigkeit der Schweißnaht/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{ab} \quad \text{Beanspruchung des Zugstabes}$$



Festigkeit des Mauerwerks ist allerdings nicht derartig, daß ihm auch die Übertragung der Windkräfte aufgebürdet werden könnte. Es wurden daher in beiden Giebelwänden Windverbände ausgeführt, während zur Aufnahme von Windangriff auf die Schmalseiten des Hauses die vier Säulenreihen durch steif angeschlossene Riegel zu vier Stockwerkrahmen vereinigt wurden. Diese Horizontalriegel haben außer den Windkräften nur die geringe Belastung durch die Leichtsteinwände zu übernehmen. Die Ausbildung der steifen Eckanschlüsse erfolgte nach Abb. 4. Die Eckbleche wurden mit den Anschlußlaschen und den Trägern in der Werkstatt

Die Abmessungen der Probekörper und die Stärke der Schweißnaht wurden mit Absicht so gewählt, daß der Bruch in der Schweißnaht zu erwarten war. Die Bruchlasten sind in der Tabelle zusammengestellt. Dem Bruche ging — verschieden stark ausgeprägt — jeweils ein Stillstand der Lastzunahme bei wachsenden Dehnungen voraus. Dieser Fließvorgang fiel zusammen mit einem auffallenden Abblättern des Zunders der Anschlußplatte, was darauf hinweist, daß die Dehnungen auf das Überschreiten der Fließgrenze in der auf Biegung beanspruchten Platte zurückzuführen ist. In der Tat erhalten wir für die Last an der Fließgrenze im gefährdeten Querschnitt aus

$$M = \frac{P(10 - b - 2c)}{4} = 34\,800 \text{ kg/cm (Probe IV)}$$

eine Inanspruchnahme von  $\sigma = 3290 \text{ kg/cm}^2$ , wenn wir den ganzen Plattenquerschnitt von 160/20 als mitwirkend annehmen.

Trotz der durch die Biegung der Platte hervorgerufenen ungünstigen Beanspruchung der Schweißnaht wies diese im ungünstigsten Falle eine Festigkeit von 1600 kg/cm<sup>2</sup> auf, was einer kleinsten Vergleichsfestigkeit in einem anderen Falle der Schweißnaht selbst von etwa 2730 kg/cm<sup>2</sup> entspricht. In der statischen Berechnung konnte gegenüber diesen Minimalwerten eine mehr als sechsfache Sicherheit nachgewiesen werden.

Von elektrischer Schweißung wurde überdies auch noch bei anderen untergeordneten Einzelheiten der Ausführung Gebrauch gemacht.

Wie schon erwähnt, wurde für die Haupttragteile, Säulen und Deckenträger, Siliziumbaustahl verwendet, der — ein Erzeugnis der Vitkovicer Bergbau- und Eisenhütten-Gewerkschaft — nach den vorläufigen Bestimmungen für die Lieferung von Siliziumbaustahl\* der Deutschen Reichsbahn abgenommen wurde. Die durch Werkatteste der Vitkovicer Gewerkschaft belegten Gütezahlen sind in der Tafel 2 zusammengefaßt.

Der statischen Berechnung wurde der noch nicht endgültige Entwurf des tschechischen Normenausschusses für Vorschriften über Entwurf und Berechnung von Hochbauausführungen zugrunde gelegt. Er sieht für Stahl normaler Handelsgüte eine zulässige Inanspruchnahme auf Zug und Biegung von 1200 kg/cm<sup>2</sup> ohne Berücksichtigung des Winddruckes, von 1400 kg/m<sup>2</sup> einschließlich Windbelastung vor. Die entsprechenden Werte für Niete sind:

Abscherung 850 kg/cm<sup>2</sup> ohne, 1000 kg/cm<sup>2</sup> mit Wind,  
Lochwanddruck 1800 kg/cm<sup>2</sup> bzw. 2100 kg/cm<sup>2</sup>.

Für Stahl St 48 bzw. Siliziumstahl können obige Werte um 30 bzw. 50 % erhöht werden. Bei diesem Bau wurde allerdings nur mit einer Erhöhung von 40 % gemäß einer vorläufigen Sonderbestimmung gerechnet. Die Windbelastung des Gebäudes wurde nach der Norm mit 150 kg/m<sup>2</sup> in Höhen über 20 m angenommen. Von der Höhe 20 m ermäßigt sich der Winddruck linear bis auf 75 kg/m<sup>2</sup> bei 0 m.

Die Gründung des Stahltragwerks erfolgte auf gewachsenem Fels, der in geringer Tiefe unter der Kellersohle angetroffen wurde. Der Aushub der tiefen Baugrube gestaltete sich allerdings schwierig und war nicht ungefährlich, da sich die über dem Felsen befindliche mächtige Sand- und Schotterdecke als sehr wenig standfest und bei geringster Durchnässung zu Rutschungen neigend erwies. Dies verzögerte die

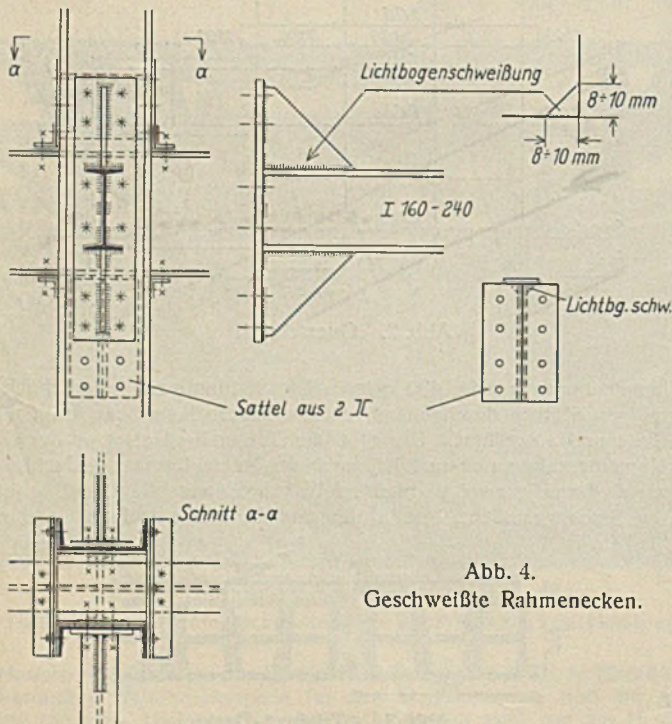


Abb. 4. Geschweißte Rahmenecken.

mittels elektrischer Lichtbogenschweißung verbunden. Zu dieser jedenfalls einfachen und billigen Anordnung konnte um so eher gegriffen werden, als die Skodawerke über eine reiche Erfahrung in elektrischer Schweißung und über einen Bestand gutgeschulter Elektroschweißer verfügen. Die Arbeiten in der Schweißwerkstätte werden laufend geprüft, für den angeführten Zweck wurde jedoch noch eine besondere Serie von Proben durchgeführt.

Die Probestücke wurden so gebaut, daß die Schweißnaht bei der Probe ungefähr denselben Kräften unterworfen wurde wie im fertigen Bauteil. In der Tafel 1 ist der Probekörper dargestellt. Von den sechs Probestücken wurden drei in Siliziumstahl und drei in normalem Baustahl hergestellt. Die Versuchsergebnisse lieferten jedoch keinen Unterschied der beiden Ausführungsarten.

Tafel 2. Gütezahlen des verwendeten Si-Baustahles.

Nr.	Material	Zahl der Proben	$\sigma_s$ kg/mm <sup>2</sup>			$\sigma_b$ kg/mm <sup>2</sup>			Dehnung    zur Walzrichtung %			Dehnung $\perp$ zur Walzrichtung %		
			max.	min.	Mittel	max.	min.	Mittel	max.	min.	Mittel	max.	min.	Mittel
1	Breitstahl . . . . .	15	43,1	36,1	38,8	63,1	53,7	57,8	25,0	20,0	22,7	20,0	18,5	19,2
2	Bleche (10 u. 15 mm)	12	41,4	36,7	38,6	63,2	50,5	56,4	27,5	20,0	23,8	21,0	18,5	19,6
3	C-Stahl . . . . .	9	44,4	37,7	41,9	64,6	54,5	60,3	25,0	21,5	23,5	—	—	—
4	Träger I 240—I 400	12	43,6	38,3	41,4	64,1	57,1	61,0	24,0	21,0	22,6	22,0	19,0	20,5
5	Mittel . . . . .	49	—	—	40,0	—	—	58,9	—	—	23,1	—	—	19,6

Gründung, auch war die notwendige dichte Verspreizung der Baugrube der Aufstellung des Stahltragwerks stark hinderlich. Die Aufstellung erfolgte mit Hilfe eines kleinen Derrick-Spezialkranes, der für den Zusammenbau der unteren Stockwerke auf einem Holzgerüst in der Höhe der Mezzanindecke befestigt war. Nach Erreichen dieser Höhe wurde der Kran, der mit 13 m Auslegerweite fast die ganze

bau mit derselben Belegschaft und denselben Einrichtungen in etwa fünf Wochen glatt hätte erledigt werden können.

Der Entwurf des Gebäudes stammt von dem bekannten Prager Architekten Zivilingenieur Max Spielmann, die Bauausführung lag in den Händen der Bauunternehmung N. Rella & Neffe A.-G. in Prag, während Entwurf und Ausführung der Stahlkonstruktion der Brücken-

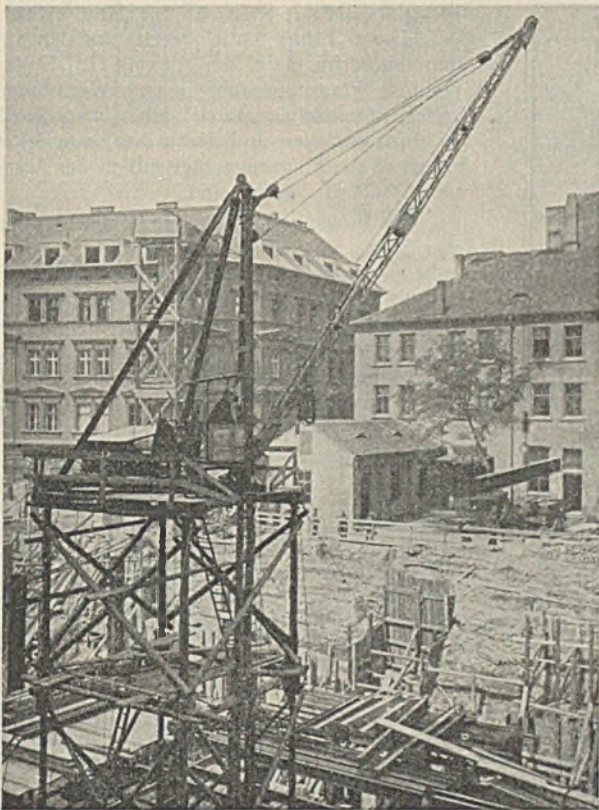


Abb. 5. Derrick-Spezialkran.

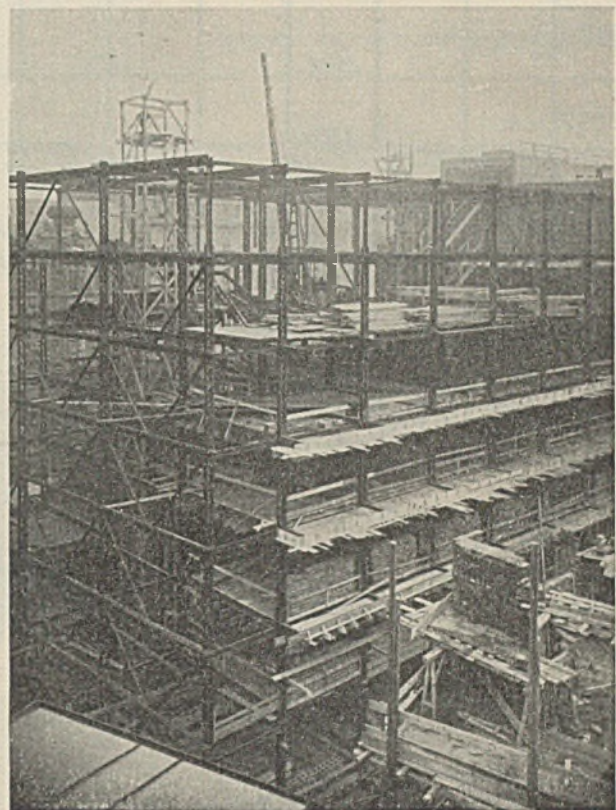


Abb. 6. Fertiges Stahlgerippe.

Baustelle bestrich, auf den Stahl-Deckenträgern festgeschraubt und mit dem Fortschritt der Montage jeweils um je zwei Stockwerke hochgezogen. In Abb. 5 sehen wir den Kran auf dem Turmgerüst, in Abb. 6 den Kran in seiner letzten Stellung. In dieser Abbildung sind auch deutlich die Einzelheiten der Konstruktion und besonders der Windverband in der Giebelwand zu sehen. Die Dauer der Aufstellung wurde durch die geschilderten Schwierigkeiten ungünstig beeinflusst. Nach dem Verlauf derselben in den oberen Geschossen und den gemachten Erfahrungen läßt sich jedoch schließen, daß unter normalen Umständen der Zusammen-

bauanstalt der Aktiengesellschaft vorm. Skodawerke in Pilsen oblag. Es ist von Wichtigkeit festzustellen, daß der Stahlskelettbau in scharfem Wettbewerb mit dem Eisenbetonrahmenbau erstanden ist und daß sich der Bauherr erst auf Grund eines Gutachtens eines auch in der Tschechoslowakei bestbekanntesten Fachmannes, wie Geheimrat Professor Dr.-Ing. S. Müller, Berlin-Charlottenburg, für die Ausführung in moderner Stahlbauweise entschied.

Der Bau hat in Prag lebhafteste Aufmerksamkeit hervorgerufen und zur Anerkennung der Vorteile des Stahlbaues beigetragen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Flugzeughallen Nietleben und Schkeuditz bei Halle.

Von Regierungsbaurat i. R. Richard Reuter, Halle an der Saale.

Trotz des Deutschland seit 1919 in steigendem Maße beherrschenden wirtschaftlichen Druckes sah sich gegen das Jahr 1924 die Verwaltung von Halle genötigt, den Anschluß ihrer Stadt an das sich allmählich verdichtende Luftverkehrsnetz Deutschlands zu bewirken, und trat zu diesem Zweck mit den zuständigen Berliner Stellen in Verbindung.

Für die Verwirklichung dieser Absichten war — wie in der 1927 erschienenen Druckschrift über das hallische Flugwesen betont wird — der Besitz eines Flugplatzes Voraussetzung, und da Eile geboten schien, wählte die Stadt hierfür das ihr bereits gehörende Gelände bei Nietleben. Der Bau einer Flugzeughalle nebst Verwaltungsbaracke sowie die Planierung des Platzes wurde so schnell gefördert, daß während der Flugperioden 1925/26 der regelmäßige Luftverkehr ohne Unterbrechung

aufrechterhalten werden konnte. Die für das Jahr 1925 auf dem Luftwege von Halle aus erreichbaren Städte waren Berlin, Leipzig, Erfurt, Frankfurt, Stuttgart und Dortmund, zu denen 1926 noch Breslau, Dresden, München, Magdeburg und Hamburg hinzukamen.

Die ganz außergewöhnlichen Fortschritte der Flugtechnik in der folgenden Zeit und die in Verbindung damit gewonnenen neuen Erfahrungen auch auf organisatorischem Gebiet führten dazu, daß Halle nunmehr Schkeuditz — als den Mittelpunkt zwischen seinen Nachbarstädten Leipzig, Merseburg (Leuna) und Bitterfeld — zum Flugplatz wählte. Schon im November 1926 begannen nach dem Ankauf des etwa 500 Morgen großen Geländes die ersten Arbeiten. Der neue Flughafen liegt am Nordrand der etwa 8000 Einwohner zählenden Stadt Schkeuditz nördlich

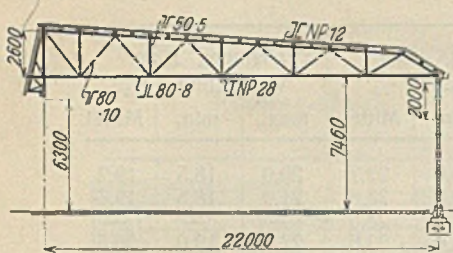


Abb. 1a. Hallenbinder (Schnitt a—b).

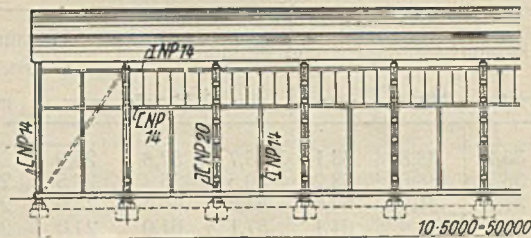


Abb. 1c. Ansicht der hinteren Längswand.

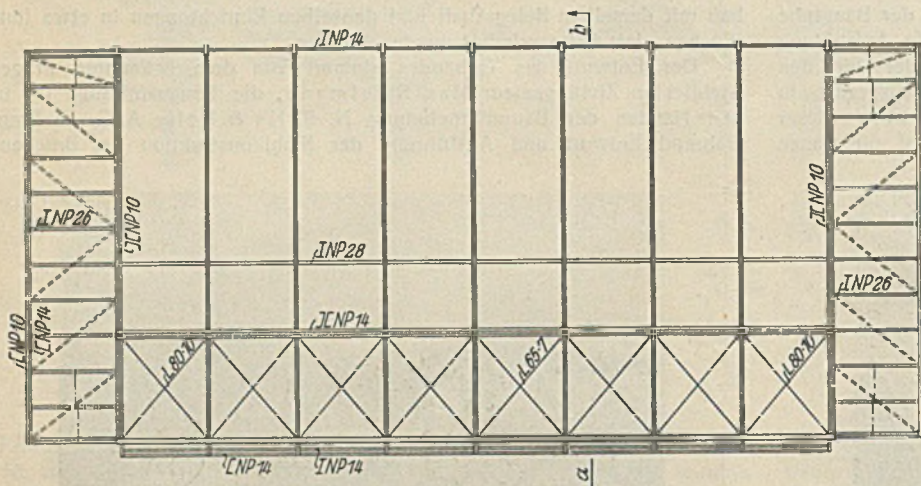


Abb. 1b. Grundriß.

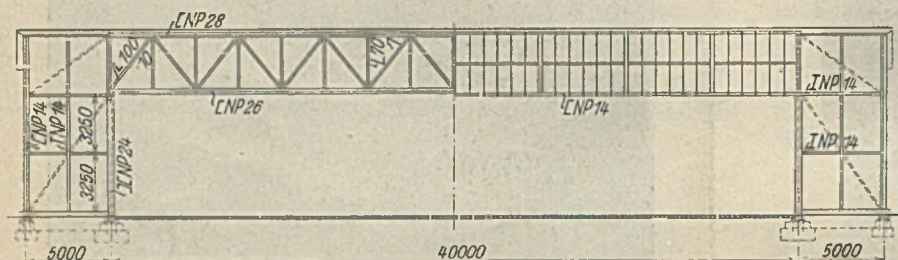


Abb. 1d. Torbinder.



Abb. 2. Bauaufnahme.

Abb. 1 u. 2. Flugzeughalle Nietleben.

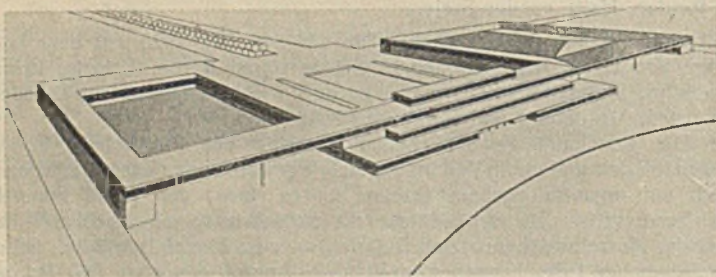


Abb. 3. Flughafen Leipzig - Schkeuditz. Modell Professor Thiersch.

der Elster, etwa 20 km von Halle und 15 km von Leipzig entfernt. Er dürfte dem Entwurf seiner Gesamtanlage nach der zurzeit modernste und wohl auch größte Flughafen Deutschlands werden. Der von Professor Thiersch entworfene Plan (Abb. 3) zeigt auf den Flügeln zwei quadratische Flugzeughallen, die durch ein großes Verwaltungsgebäude verbunden sein sollen. Vor diesem springt ein betonierter 30 m breiter und teilweise überdachter Flugsteig 130 m in das Fluggelände hinein, um eintreffenden Fluggästen Schutz vor Witterung zu bieten.

Von dieser Gesamtanlage steht neben der 46 000 l fassenden, unterirdischen Tankanlage heute der vordere, nach dem Flugfeld zu gelegene Teil der östlichen Halle: Bevor auf ihre Beschreibung eingegangen wird, sei zunächst auf ihre Vorläuferin, die Flugzeughalle in Nietleben, verwiesen, welche im Frühjahr 1925, ebenso wie jene von der Firma Reuter & Straube in Halle erbaut worden ist. Diese Firma hatte bereits im Jahre 1916 für den Militärflugplatz der Fea 14 in Halle a. d. S. mehrere Flugzeugschuppen und Werfräume erbaut, welche inzwischen durch den Zwangsfrieden dem Abbruch verfielen und durch die fortschreitende Entwicklung der Flugzeuge hinsichtlich der Abmessungen weit überholt worden sind.

Die Flugzeughalle in Nietleben hat eine Breite von 50 m, eine Tiefe von 22 m und eine Gesamthöhe von 10,3 m. Die lichte Toröffnung beträgt  $39,7 \times 6,3$  m. Die Dachhaut besteht aus Doppelpappdach auf Schalung und Sparren. In den beiden Schulterbauten von  $5 \times 22$  m Grundfläche hat die Halle kleine Werkstättenanlagen und Betriebsräume. Die Haupthalle wird durch eine Glasschürze von  $3,8 \times 40$  m auf Frontseite und rücksseitig durch ein Lichtband von  $2 \times 40$  m erhellt (Abb. 1 u. 2). Eine Laufkatze von 2 t Nutzlast mit durchgehender Laufbahn ist im Abstand von 10 m vom Torträger vorhanden. Die Schiebetore, Bauart Breest & Co., nach beiden Seiten öffnend, haben 16 Flügel von je 2,5 m Breite. Das Gesamtgewicht der Lieferung betrug 88,2 t.

Heute dient diese Flughalle vorwiegend nur noch der Sportfliegerei.

Die Flugzeughalle auf dem Flughafen Halle/Leipzig bei Schkeuditz ist als Doppelhalle mit zwei seitlichen Anbauten in einer Frontbreite von 150 m i. L. entsprechend  $15 + 60,48 + 60,48 + 15 = 150,96$  m Stützenentfernung errichtet.

Die Tiefe beträgt 30 m und die Durchfahrthöhe 10 m i. L. Als Tragwerk für die Toröffnungen dienen zwei Gitterträger (Abb. 4a) von 4,79 m Systemhöhe und 60,33 m Systemlänge. Sie stützen sich auf eine als Gitterfachwerk ausgebildete, 11,082 m hohe und 3,58 m tiefe Mittelsäule, und zwar auf deren inneren Stiel und seitlich auf je eine kastenförmig ausgebildete Säule.

Von diesen Gitterträgern liegen in 3,15 m Abstand die Torschürzen-träger (vergl. Grundriß Abb. 5), welche gleichzeitig die obere Torführung aufnehmen. Die 17 Dachbinder (Abb. 5 u. 6) des Pultdaches der beiden Hallen haben eine Systemhöhe von 4,888 m bzw. 3 m, der Mittelbinder ist besonders versteift. Der wagerechte Windverband von 6 m Breite liegt hinter den Torgitterträgern und bildet gleichzeitig die Laufbahn eines Elektrozuges für 2 t Nutzlast parallel zu den Torträgern. Eine zweite Katzenfahrbahn für gleiche Nutzlast ist in 9,15 m Abstand vor der Rückwand (Abb. 4b) an den Bindern angeordnet. Die vier Zwischenbinder jedes der seitlichen 16 m hohen Anbauten sind ebenfalls für Pultdächer mit rückwärtiger Entwässerung ausgebildet.

In den Schulterstücken der Flugzeughalle sind zunächst die Torkammern (Abb. 5) von 6,93 m Breite und 3,28 m Tiefe, Schalträume für den elektrischen Antrieb der Falltore, Werkstatträume und Garagen untergebracht. Die Belichtung der Haupthalle durch Fensterflächen ist reichlich, rd. 26,6% der Bodenfläche; ein 3,97 m hohes, kittloses Glasband nimmt die ganze Frontbreite über den Toröffnungen ein; in der Rückwand ist ein 4,01 m hohes Glasband in ganzer Hallenbreite angeordnet. In den Seitenwänden sind je Glasbänder von 3,97 bzw. 4,635 m Höhe oben und darunter eine Glasfläche von 7,985 m Höhe und 18 m Breite vorgesehen worden. Die Dachhaut besteht aus einer Zomak-Decke mit doppeltem Asphaltpappenbelag.

Die unterirdisch im rückwärtigen Teil der Flugzeughalle untergebrachte Heizanlage von 450 m<sup>2</sup> Heizfläche hat sich in den strengen Wintertagen

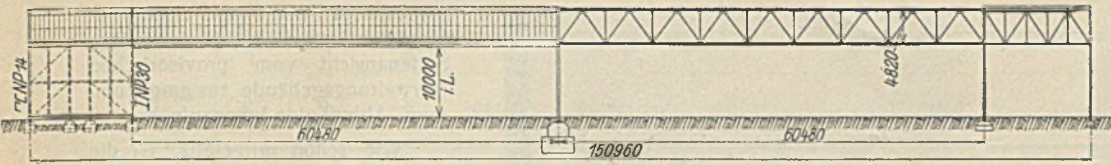


Abb. 4a. Vorderansicht (Schnitt c—d).

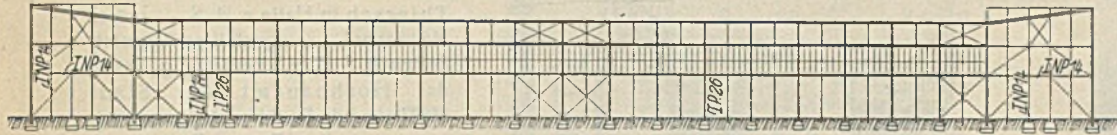


Abb. 4b. Hintere Längswand (Schnitt a—b).

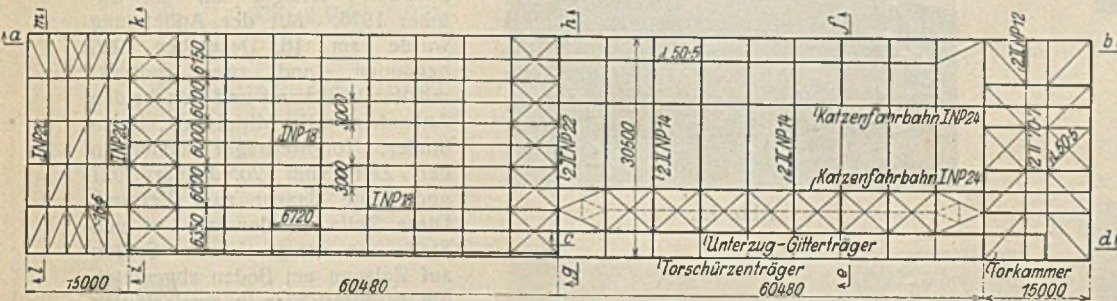


Abb. 5. Dachgrundriß

in der Obergurtebene. in der Untergurtebene.

Abb. 4 bis 6. Einzelheiten der Wand-, Stützen- und Binderausbildung.

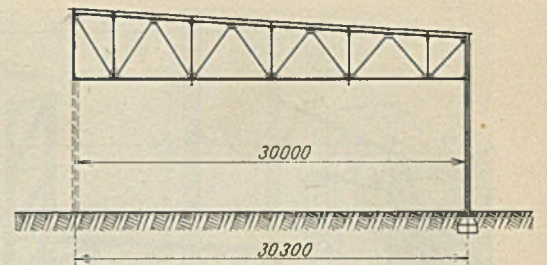


Abb. 6a. Normaler Binder (Schnitt c—f).

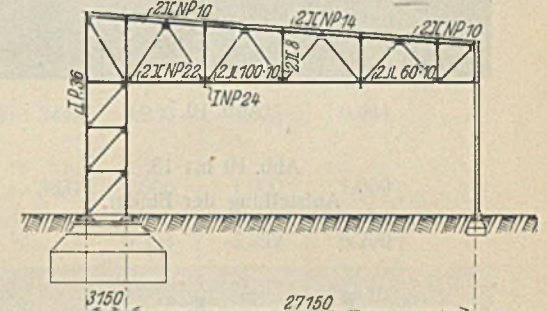


Abb. 6b. Mittelbinder (Schnitt g—i).

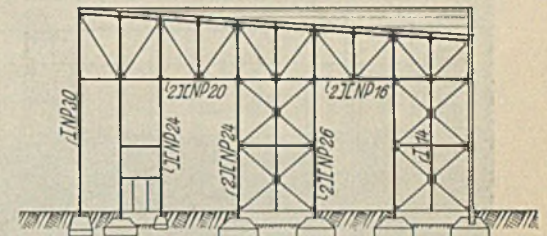


Abb. 6c. Zwischenwand (Schnitt i—k).

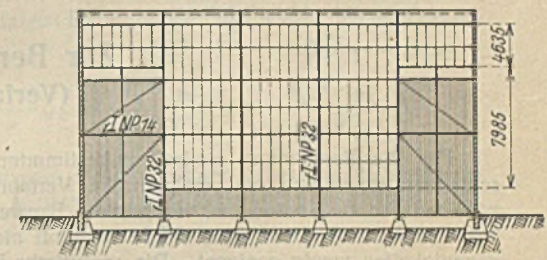


Abb. 6d. Giebelwand (Schnitt l—m).

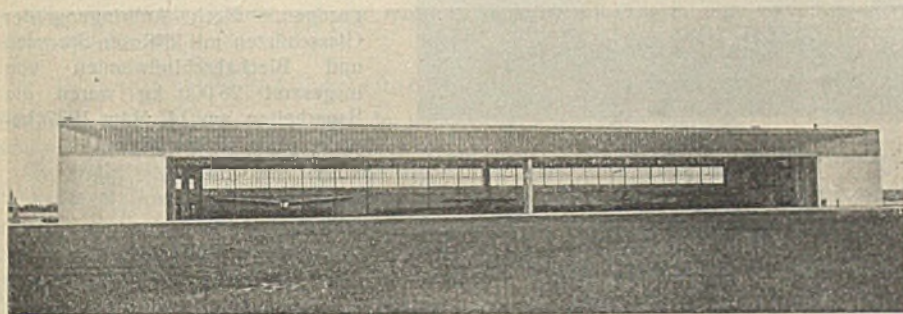


Abb. 7. Vorderansicht.

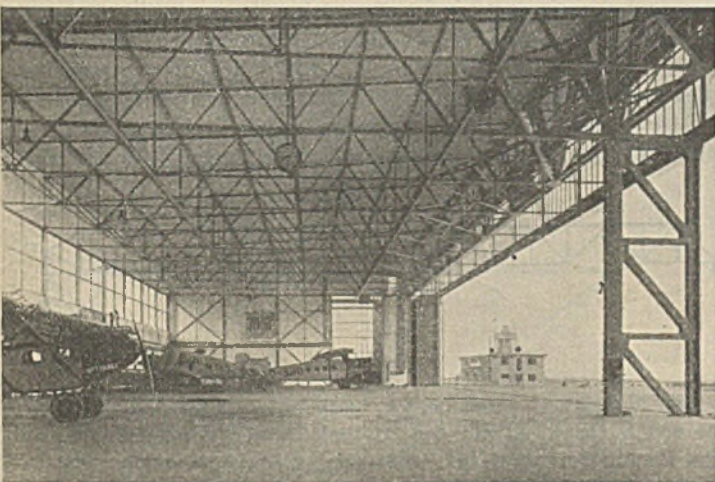


Abb. 9. Innenansicht.

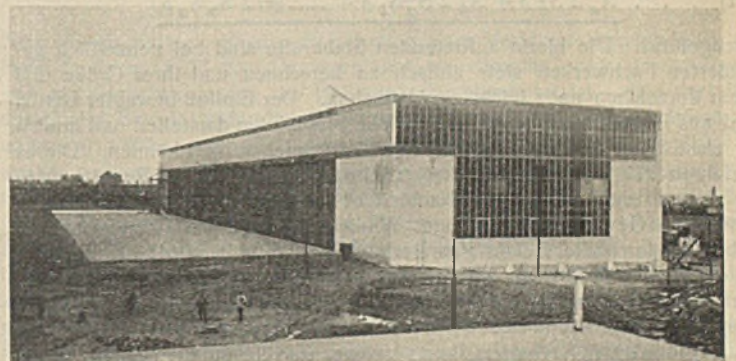


Abb. 8. Seitenansicht.

von 1927 als ausreichend erwiesen, sie versorgt gleichzeitig noch das provisorisch errichtete Verwaltungsgebäude und das Abfertigungsgebäude von 55 m Länge, 8 m Höhe und 15 m Tiefe, sowie einige Nebenanlagen. Die Schiebe-Falttüre nach System „Hirsch“ sind elektrisch angetrieben und für Handbetrieb im Notfall eingerichtet. Die 60 Torflügel haben je 2 m Breite, 30 mm Holzschalung.

Durch den Anstrich ist das stählerne Tragwerk besonders hervorgehoben. Das Gesamtgewicht der von der Firma Reuter & Straube gelieferten Stahlkonstruktion betrug 398 t. Davon entfielen rechnerisch  
94,25 t auf die Torgitterträger,  
48,90 t „ „ 17 Hallenbinder,  
22,37 t „ „ zugehörigen Pfetten,

12,76 t auf die Mittelstütze,  
39,80 t „ „ hintere Längswand von 120 m Länge,  
24,80 t „ das vordere Lichtband,  
21,20 t „ die oberen und unteren Torführungen,  
13,50 t „ den Windverband,  
28,50 t „ die Zwischenwände an den Anbauten mit Seitenstützen für die Torgitterträger,  
66,46 t für den restlichen Teil der Anbauten einschließlich Torkammer,  
11,45 t auf die Laufkatzenträger,  
14,09 t für die Verankerungen, Feuerleitern, Blechverkleidungen, Mehrgewicht der Profile.  
398,08 t

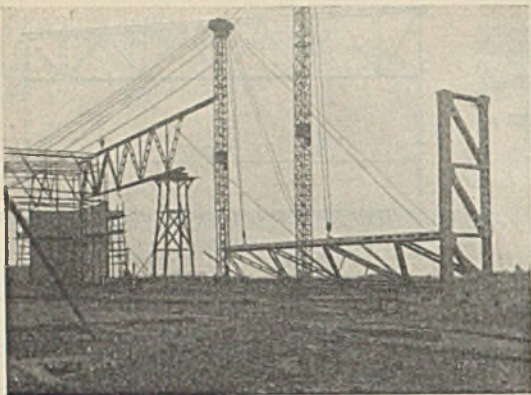


Abb. 10.

Abb. 10 bis 13.  
Aufstellung der Binder.

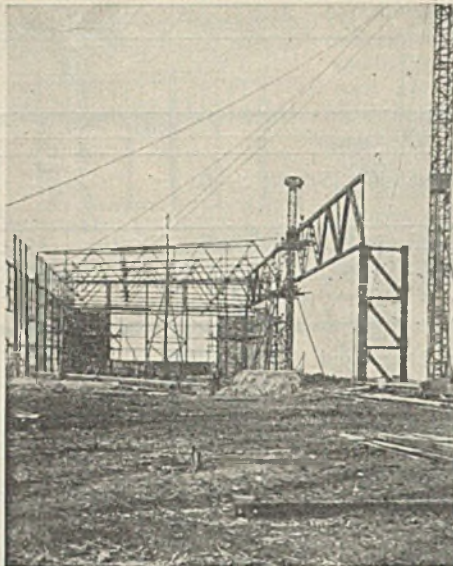


Abb. 11.

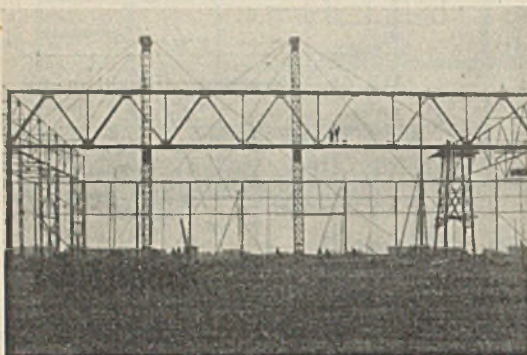


Abb. 12.

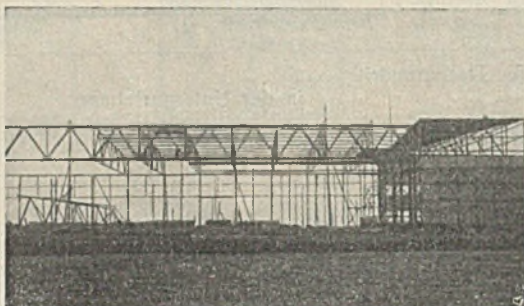


Abb. 13.

Abb. 7 zeigt die Halle in Vorderansicht, Abb. 8 in halber Seitenansicht vom provisorischen Verwaltungsgebäude aus aufgenommen, Abb. 9 eine Innenaufnahme.

Wie schon mitgeteilt, ist die Flugzeughalle der erste Teil des von dem verstorbenen Professor Thiersch in Halle a. d. S. — später Hannover — aufgestellten Gesamtentwurfs. Die Bauleitung hatte das Hochbauamt der Stadt Halle a. d. S., die Auftragserteilung an die Firma Reuter & Straube erfolgte am 19. Oktober 1926. Mit der Anlieferung wurde am 16. Dezember 1926 begonnen, und zwar zunächst mit der Rückwand und den beiden Anbauten. Die Mittelsäule, Dachbinder, Torgitterträger kamen in der Zeit vom 20. Januar 1927 und Ende Januar zum Versand. Diese Teile wurden an Ort und Stelle an vorgesehenen Stößen auf Zulagen am Boden abgenietet, die Torgitterträger in zwei Hälften mit 21 m hohen Standmasten aus Stahlkonstruktion gezogen und über einem mittleren Stützbock vernietet. Am 22. Februar 1927 wurde der letzte Dachbinder gezogen. Nach Anbringung der Glasschürzen mit kittlosen Sprossen und Blechabschlußwänden von insgesamt 26 000 kg waren die Bauarbeiten am 14. März 1927 beendet (Abb. 10 bis 13).

Alle Rechte vorbehalten.

### Zur Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke. (Verfahren der auf- und absteigenden Additionen.)

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Für die Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke stehen verschiedene graphische und rechnerische Verfahren zur Verfügung. Die zeichnerische Behandlung ist für größere Bauwerke wegen der rasch anwachsenden und dabei ihrer Größe nach oft nicht zu übersehenden Ungenauigkeiten wenig geeignet. Die analytische Berechnung wird im Falle ruhender Belastung mittels der bekannten Arbeitsgleichungen

$$(1) \dots X_a \sum S_a^2 \varrho + X_b \sum S_a S_b \varrho + \dots = \sum S_o S_a \varrho$$

durchgeführt. Die hierin auftretenden Stabkräfte sind bei neuzeitlich gegliederten Fachwerken stets einfach zu berechnen und ihrer Größe und ihrem Vorzeichen nach leicht zu übersehen. Der Einfluß bewegter Lasten wird aus Einflußlinien gefunden, welche Biegelinien darstellen und mittels der elastischen Gewichte ( $w$ -Gewichte) berechnet werden können. Dieses Verfahren zeigt trotz seiner theoretischen Eleganz bei der Benutzung in der Praxis eine Reihe von Nachteilen: Größe und Vorzeichen eines elastischen Gewichtes (d. h. einer Winkeländerung) sind weniger leicht faßbar, wodurch die Gefahr von Rechenfehlern erhöht wird; die Formeln für die  $w$ -Gewichte sind, wenigstens wenn der Einfluß sämtlicher Fachwerkstäbe berücksichtigt werden soll, recht umfangreich und erfordern eine erhebliche Rechenarbeit; dazu kommt, daß der Einfluß zunächst falsch geschätzter Stabquerschnitte schwer zu übersehen ist und meist eine Neuaufstellung der ganzen Berechnung erfordert, während bei Benutzung von Gl. 1 der Einfluß jedes Stabes rasch zu erkennen ist und Änderungen leicht durchgeführt werden können; schließlich können auch noch durch die geometrische Anordnung des Systems allerlei Rechenschwierigkeiten bedingt werden. In der einschlägigen Literatur wird zwar meist empfohlen, bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größen den Einfluß der Füllungsstäbe „im allgemeinen“ zu vernachlässigen, wodurch die Berechnung wesentlich vereinfacht wird, jedoch ist diese Vereinfachung, wie noch gezeigt werden wird, in der Praxis häufig doch nicht anwendbar.

Aus den angeführten Gründen liegt der Gedanke nahe, das Gleichungssystem 1 derart umzuformen, daß es auch für die Berechnung von Einflußlinien brauchbar wird. Dies läßt sich meist leicht erreichen, wie zunächst an dem Beispiel eines Trägers auf mehreren Stützen gezeigt werden soll.

Der Träger sei beliebig geformt und ausgefacht, jedoch innerlich statisch bestimmt (Abb. 1). Als Hauptsystem wählen wir den Träger auf zwei Stützen ohne überkragende Enden. Hierfür ermitteln wir die von den Auflagerdrücken  $A=1$  und  $B=1$  erzeugten Stabkräfte, in der üblichen Schreibweise also  $S_{(A=1)}$  und  $S_{(B=1)}$ , oder kürzer (in Übereinstimmung mit der Schreibweise  $S_a, S_b$ )  $S_A$  und  $S_B$ . Diese Hilfswerte werden in der Praxis bei weitem nicht genügend gewürdigt. Etwas gebräuchlicher sind sie höchstens für die Auftragung von Einflußlinien; bekanntlich läßt

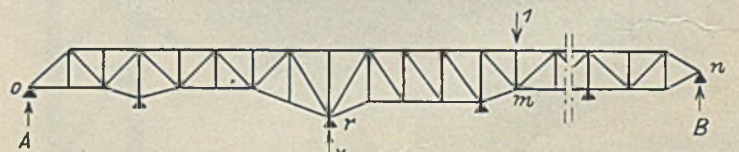


Abb. 1.

sich jede Einflußlinie eines statisch bestimmten Fachwerkes durch Auftragen von  $S_A$  bzw.  $S_B$  auf den Stützenlotrechten ermitteln. Die vielseitige Verwendbarkeit dieser Hilfswerte, die im folgenden noch an Beispielen gezeigt werden wird, beruht darauf, daß sich jede beliebige Gruppe  $\sum P$  senkrechter Lasten bei einem Träger auf zwei Stützen derart in zwei rechts bzw. links von dem zu untersuchenden Schnitt- oder Bezugspunkt liegende Gruppen  $\sum P_r$  und  $\sum P_l$  zerlegen läßt, daß die gesuchte statische Größe in der Form

$$(2) \dots S = A_{\sum P_r} S_A + B_{\sum P_l} S_B$$

erscheint, worin  $A_{\sum P_r}$  und  $B_{\sum P_l}$  die Auflagerdrücke infolge der als Index beigefügten Lastgruppen sind. In ähnlicher Weise lassen sich nun auch die in Gl. 1 auftretenden Stabkräfte ermitteln; gesucht sei  $\delta_{mr}$ , dann ist

$$\begin{aligned} \text{von } o-r: & S_m = A_m S_A & S_r &= A_r S_A \\ \text{„ } r-m: & S_m = A_m S_A & S_r &= B_r S_B \\ \text{„ } m-n: & S_m = B_m S_B & S_r &= B_r S_B \end{aligned}$$

Tafel I.

Stab	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	$S_A$	$S_B$	$F$	$S_A^2 \cdot \frac{s}{F}$	$S_A S_B \cdot \frac{s}{F}$	$E \delta_{m a}$	$\eta$	$\eta'$	$\eta''$
$U_{1,2}$	0,733	6,600	0,0202	+ 234	—	$\frac{1}{2} \cdot \frac{9}{10} \cdot 234 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{10} (13375 + 7262) = 1137$	0,313	0,230	0,296
				234	13375				
$O_{2,3}$	1,467	5,867	0,0185	1023	4100	$\frac{1}{2} \cdot \frac{8}{10} \cdot 1257 + \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{10} (9275 + 7262) = 2157$	0,594	0,479	0,568
			1257	9275					
$U_{3,4}$	2,200	5,133	0,0298	1430	3335	$\frac{1}{2} \cdot \frac{7}{10} \cdot 2687 + \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{10} (5940 + 7262) = 2920$	0,805	0,662	0,792
			2687	5940					
$O_{4,5}$	2,933	4,400	0,0278	2720	4085	$\frac{1}{2} \cdot \frac{6}{10} \cdot 5407 + \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{10} (1855 + 7262) = 3445$	0,950	0,825	0,944
			5407	1855					
$U_5$	3,667	3,667	0,0319	1855	+ 1855	$\frac{1}{2} \cdot \frac{5}{10} (7262 + 7262) = 3631$	1,000	1,000	1,000
			7262						
						$\sum \eta \dots$	6,324	5,392	6,200
						Fehler . . .	17 %	—	15 %

Also wird

$$(3) \begin{cases} \delta_{m r} = \sum S_m S_r e \\ = A_m A_r \sum_0^r S_A^2 e + A_m B_r \sum_{r+1}^m S_A S_B e + B_m B_r \sum_{m+1}^n S_B^2 e. \end{cases}$$

Genau die gleiche Form haben auch die von der Belastung unabhängigen Verschiebungswerte  $\delta_{r s}$ . Für die tabellarische Berechnung empfiehlt es sich, die zweite Summe auf der rechten Seite von Gl. 3 noch wie folgt umzuformen:

$$(4) \dots \sum_{r+1}^m S_A S_B e = \sum_0^m S_A S_B e - \sum_0^r S_A S_B e.$$

Hierdurch wird erreicht, daß je eine der beiden Grenzen in allen Summen konstant bleibt.

Es ergibt sich somit das folgende Verfahren: Nach Berechnung der Stabkräfte  $S_A$  und  $S_B$  werden die Produkte  $S_A^2 e$ ,  $S_A S_B e$  und  $S_B^2 e$  ermittelt und in der richtigen Reihenfolge untereinander geschrieben; alsdann werden von Punkt zu Punkt fortschreitend die erforderlichen Summen gebildet, und zwar sind, wie aus Gl. 3 bzw. 4 zu erkennen ist, die Produkte  $S_A^2 e$  und  $S_A S_B e$  von  $o$  anfangend, also von oben nach unten, die Produkte  $S_B^2$  dagegen von  $n$  anfangend, also von unten nach oben zu addieren (s. a. das Beispiel im folgenden). Diese gegenläufigen Additionsrichtungen sind so charakteristisch für das vorgeschlagene Verfahren, daß man dasselbe treffend als „Verfahren der auf- und ab-

Einflußlinie für den mittleren Auflagerdruck des Trägers nach Abb. 2 zahlenmäßig ermittelt. Wir finden unter Berücksichtigung der Symmetrie:

$$\delta_{m a} = \frac{1}{2} \cdot A_m \sum_0^m S_A^2 e + \frac{1}{2} \cdot B_m \left( \sum_{m+1}^n S_A S_B e + \sum_0^{\frac{n}{2}} S_A^2 e \right).$$

Die Berechnung ist in Tafel 1 durchgeführt, und zwar, da nur die grundsätzliche Anordnung gezeigt werden sollte, zunächst unter Beschränkung auf die Gurtungen. Da die Ordinate im Punkt 5 jedenfalls gleich 1 sein muß, braucht  $\delta_{a a}$  nicht berechnet zu werden; vielmehr wurden die in Spalte 6 gefundenen Werte in Spalte 7 einfach auf  $\eta_5 = 1$  reduziert. Noch weitere Vereinfachungen lassen sich erzielen, wenn man setzt

$$S_A = \frac{m \cdot l}{h}, \quad S_B = \frac{(n-m)l}{h}, \quad A_m = \frac{n-m}{n}, \quad B_m = \frac{m}{n}, \quad s = 2l.$$

Hiermit findet man nach einigen Umformungen den wesentlich einfacheren Ausdruck

$$\frac{E h^2}{\lambda^3} \cdot \delta_{m a} = \frac{1}{\mu} \delta_{m a} = \sum_0^m \frac{m^2}{F_m} + m \sum_{m+1}^{\frac{n}{2}} \frac{m}{F_m}.$$

Auch der Multiplikator  $\mu$  braucht nicht berechnet zu werden, da wiederum die Reduktion auf  $\eta_5 = 1$  genügt. Durch Differenzbildung kann man weiter ableiten

$$\frac{1}{\mu} \Delta \delta_{m a} = \sum_m^{\frac{n}{2}} \frac{m}{F_m}.$$

Nach dieser Formel ist die Berechnung vom Verfasser durchgeführt in Heft 42, Jahrg. 1928 des „Bauingenieur“, wo dieselbe auf anderem Wege und mit Berücksichtigung der Füllungsstäbe abgeleitet ist. Die dort für das gleiche Beispiel gefundenen Ordinaten konnten daher ohne weiteres — und zwar wieder unter Reduktion auf  $\eta_5 = 1$  — in Spalte 8 der Tafel 1 wiedergegeben werden. Man erkennt hieraus den recht erheblichen Einfluß der Füllungsstäbe auf den Wert der statisch unbestimmten Größe. Bei Fachwerkträgern auf mehreren Stützen darf also dieser Einfluß, wie z. B. auch Bleich<sup>1)</sup> feststellt, nicht vernachlässigt werden. Die erheblichen Differenzen rühren dabei keineswegs etwa nur von der Nachgiebigkeit der mittleren Vertikalen her. In Spalte 9 der Tafel 1 sind schließlich noch die Ordinaten angeführt, die sich unter Annahme eines Vollwandträgers mit konstantem Querschnitt ergeben. Das Unbrauchbare dieser Näherung ist deutlich zu ersehen. Die Kurven nach Spalte 7 bis 9 der Tafel 1 sind in Abb. 2 aufgetragen.

Nach den vorstehenden Ableitungen scheint es zunächst, als ob das angegebene Verfahren nur für Systeme anwendbar ist, bei denen alle Kräfte einschließlich der statisch unbestimmten Größen senkrecht wirken. An einem vom Verfasser bearbeiteten Beispiel (Nachrechnung der Eisenbahnbrücken über die Süderelbe der Strecke Hamburg—Harburg, Abb. 3) soll nun die Anwendbarkeit auch auf andere Systeme gezeigt und gleichzeitig näher auf die vielseitige Verwendbarkeit der Hilfswerte  $S_A$ ,  $S_B$  eingegangen werden. Ermittelt man hier neben  $S_A$  und  $S_B$  noch die Stabkräfte  $S_a$  (deren Berechnung im allgemeinen auch bei Benutzung

<sup>1)</sup> Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken S. 499/500. Berlin 1924, Verlag von Julius Springer.

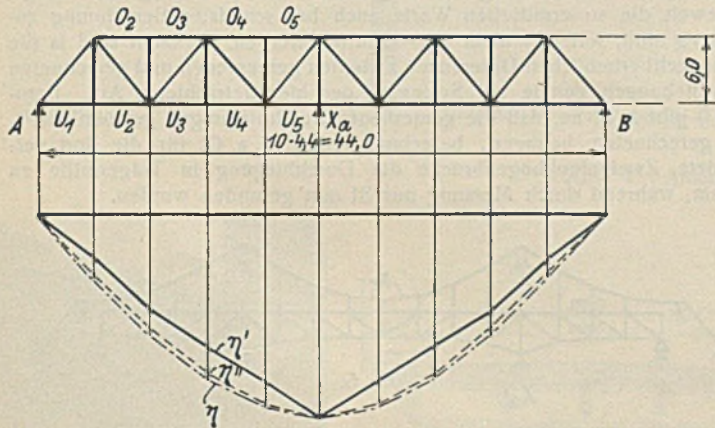


Abb. 2.

- $X_a$ -Linie mit Berücksichtigung der Füllstäbe (Tafel 1, Sp. 8).
- - - " ohne " " " (Tafel 1, Sp. 7).
- · · " für vollwandige Träger mit  $J = \text{const.}$  (Tafel 1, Sp. 9).

steigenden Additionen\* bezeichnen könnte. Sind dann noch die Werte  $A_i$  und  $B_i$  infolge der wandernden Einzellast 1 für alle Knotenpunkte der Lastgurtung ermittelt, so kann nunmehr das Gleichungssystem 1 mit Hilfe von Gl. 3 bzw. 4 ohne weiteres für jeden Knotenpunkt angeschrieben werden. Die Anzahl der Unbekannten ist hierbei vollkommen gleichgültig und macht sich erst bei Auflösung der Gleichungen bemerkbar.

In einfacheren Fällen (Symmetrie, konstante Feldweiten, parallele Gurtungen) lassen sich noch weitgehende Vereinfachungen erreichen. Als Beispiel hierfür und zugleich für die Anordnung der Tabelle sei die

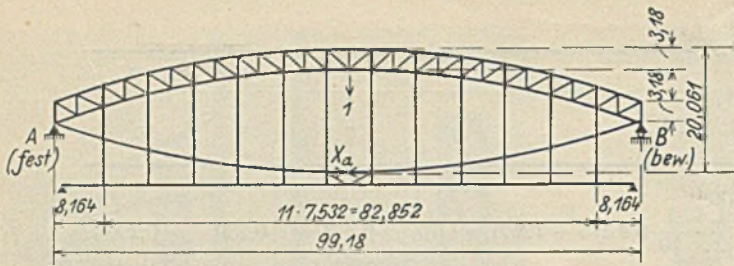


Abb. 3.

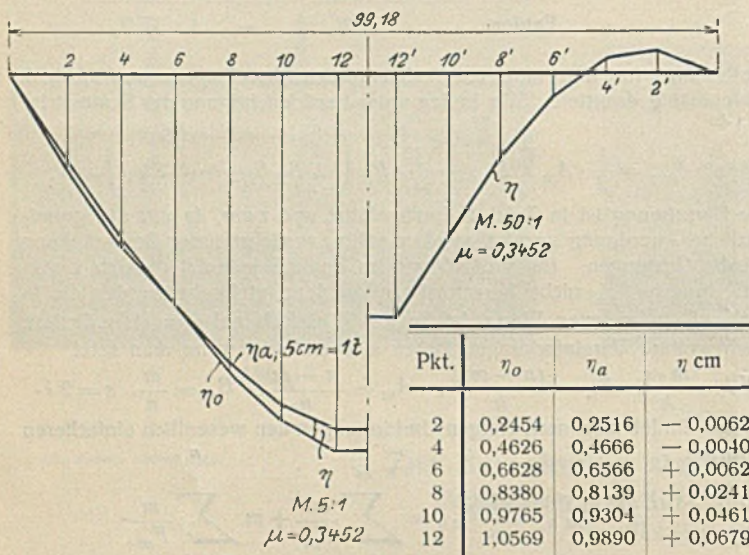
der  $w$ -Gewichte erforderlich ist), so findet man ganz analog dem Balken auf mehreren Stützen

$$\eta_{ma} = \frac{\sum S_m S_a \varrho}{\sum S_a^2 \varrho}$$

$$= \frac{1}{\sum S_a^2 \varrho} \left[ A_m \sum_0^m S_a S_A \varrho + B_m \left( \sum_m^l S_a S_B \varrho + \sum_0^l S_a S_A \varrho \right) \right]$$

Die Berechnung erfolgt entsprechend Tafel 1. Das Ergebnis findet sich in Tafel 2, Spalte 2.

Tafel 2.



Neben der bereits erwähnten Benutzung unserer Hilfswerte für die Auftragung sämtlicher Einflußlinien ergaben sich u. a. noch die im folgenden besprochenen Anwendungsmöglichkeiten. Beispielsweise erzeugt der obere tonnenförmige Windverband in jedem Knotenpunkt des Hauptträgers Zusatzlasten, die in der Mitte, entsprechend den größeren Gurtkräften, am größten sind und nach den Auflagern hin abnehmen. Die Ermittlung der hieraus folgenden Zusatzkräfte geschah nach Gl. 2, und zwar unter Hinzufügung eines dritten Gliedes —  $X_a S_a$ .

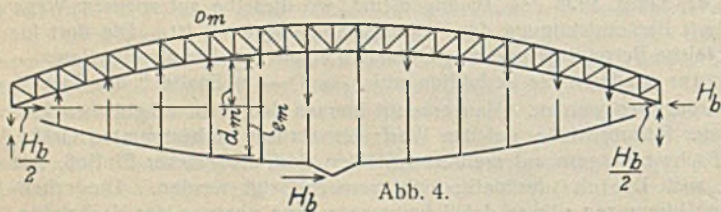


Abb. 4.

Der Wert der statisch unbestimmten Größe infolge einer Bremskraft  $H_b = 1$  ist wegen der antisymmetrischen Anordnung der senkrechten Zusatzbelastung des Bogens (Abb. 4) nur von den beiden an den Auflagerpunkten angreifenden wagerechten Kräften  $\frac{1}{2} H_b$  abhängig. Wir benötigen daher eine weitere Reihe von Hilfswerten  $S_H$ , die sich, bei Beschränkung auf den Einfluß der Gurtstäbe in einfachster Weise aus

$$S_H = \frac{d}{e} \cdot S_a$$

ergeben (Abb. 4). Also wird

$$X_{aH} = \frac{\sum \frac{d}{e} \cdot S_a^2 \varrho}{\sum S_a^2 \varrho}$$

Die Stabkräfte selbst ergeben sich für die Gurtungen des linken Teils aus

$$S = + A S_A - \left( \frac{H_b}{2} - X_a \right) S_a$$

für die des rechten Teils aus

$$S = - A S_A + \left( \frac{H_b}{2} + X_a \right) S_a - H_b S_H$$

Die Einflußlinie für die Durchbiegung in Trägermitte ergibt sich als Biegelinie für die Belastung 1 in Trägermitte (Abb. 3), und zwar als Differenz der Biegelinie des statisch bestimmten Systems und der durch  $X_a$  erzeugten Biegelinie. Man findet auf dem gleichen Wege wie früher

$$\eta_m = \frac{1}{2} \cdot A_m \sum_0^m S_A^2 \varrho + \frac{1}{2} \cdot B_m \left( \sum_m^l S_A S_B \varrho + \sum_0^l S_A^2 \varrho \right) - X_a \sum_0^l S_a S_A \varrho$$

$$= \sum_0^l S_a S_A \varrho \left[ \frac{1}{2} \cdot A_m \sum_0^m S_A^2 \varrho + \frac{1}{2} \cdot B_m \left( \sum_m^l S_A S_B \varrho + \sum_0^l S_A^2 \varrho \right) - X_a \right] = \mu (\eta_{om} - \eta_{am})$$

$\eta_{am}$  stellt die Ordinaten der zuvor ermittelten  $X_a$ -Linie dar; der Multiplikator  $\mu$  ist aus der Berechnung dieser Linie ebenfalls bereits bekannt.  $\eta_{om}$  wird mittels der auf- und absteigenden Additionen aus den Produkten  $S_A^2 \varrho$  und  $S_A S_B \varrho$  berechnet. Das Ergebnis ist in Tafel 2 zusammengestellt. Man erkennt die außerordentlich große Empfindlichkeit der Berechnung gegen geringste Abweichungen in den Ordinaten  $\eta_o$  und  $\eta_a$ . Eine Nachrechnung von  $\eta_o$  und  $\eta_a$  unter Vernachlässigung der Füllungsstäbe — was bei dem hier angewandten Verfahren durch Streichen der von den Füllungsgliedern abhängigen Produkte in einfachster Weise möglich war — ergab für  $\eta_a$  die erwartete unwesentliche Differenz von etwa 0,5 % und für  $\eta_o$  etwa 1 %, was aber für die gesuchte Einflußlinie der Durchbiegung bereits einen Fehler von rd. 8 % ergibt. Die Fehler werden unter Umständen noch wesentlich größer, wenn man  $\eta_o$  und  $\eta_a$  etwa unter verschiedenen Annahmen berechnet. Hierbei ist noch zu beachten, daß bei dem vorliegenden System sämtliche Füllungsstäbe recht kurz sind; bei Bogenzwickelträgern oder ähnlichen Systemen mit zum Teil recht langen Streben werden die Fehler erheblich größer sein, da ja die Berechnung von  $\eta_o$  genau der in Tabelle 1 durchgeführten Berechnung eines Trägers auf drei Stützen entspricht; es kann vorkommen, daß man bei unscharfer Berechnung von  $\eta_o$  und  $\eta_a$  sogar zu offensichtlich widersinnigen Ergebnissen für die Durchbiegung gelangt. Hiermit haben wir also einen weiteren Grund aufgezeigt, der die Berücksichtigung sämtlicher Stäbe bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme angezeigt erscheinen läßt: auch wenn dies für die statisch unbestimmten Größen selbst nicht erforderlich ist, sollte es immer dann geschehen, wenn die Ermittlung von Verschiebungen oder Durchbiegungen des wirklichen Systems beabsichtigt oder gefordert ist. Die Frage allerdings, inwieweit die so ermittelten Werte auch bei schärfster Berechnung zuverlässig sind, soll hier nicht angeschnitten werden. Bekannt sind ja die meist recht erheblichen Differenzen zwischen gemessenen und gerechneten Verschiebungen gerade bei Systemen der hier betrachteten Art. Bernhard<sup>2)</sup> gibt z. B. an, daß die gemessenen Durchbiegungen gewöhnlich  $\frac{1}{3}$  der gerechneten betragen, berechnet jedoch a. a. O. für die dort verwendete Zweigelenkbogenbrücke die Durchbiegung in Trägermitte zu 51 mm, während durch Messung nur 31 mm gefunden wurden.

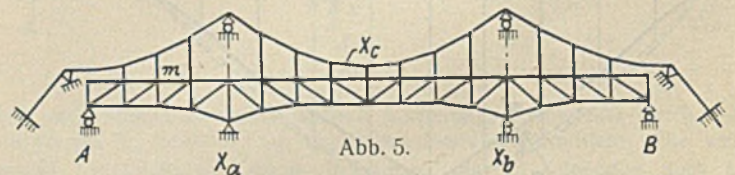


Abb. 5.

Als letztes Beispiel sei kurz die dreifach statisch unbestimmte Hängebrücke nach Abb. 5 erwähnt, deren Berechnung bereits wiederholt Anlaß zu Erörterungen im „Bauingenieur“<sup>3)</sup> gegeben hat. Wir berechnen wie oben die Werte  $S_A$ ,  $S_B$  und  $S_a$  und finden z. B.

$$\delta_{ma} = A_m \sum_0^m S_a S_A \varrho + B_m \left( \sum_m^l S_a S_B \varrho + \sum_0^l S_a S_A \varrho \right)$$

<sup>2)</sup> Bernhard, Die Überbrückung des Haveltales durch die Döberitzer Heerstraße, Berlin 1911, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

<sup>3)</sup> „Bauingenieur“ 1926, Heft 43. Schachenmeier: Untersuchungen und Betrachtungen über Hängebrücken, sowie Erwiderungen hierzu, „Bauingenieur“ 1927, Heft 2 u. 6.



Fällt der Angriffspunkt von  $P_m = 1$  mit dem von  $X_b$  zusammen, so ergibt sich der gleiche Ausdruck (mit der Summengrenze  $b$  statt  $m$ ) für  $\delta_{ab} = \delta_{ac}$ . Ähnlich wird (beispielsweise für Last im Seitenfeld):

$$\delta_{mb} = A_m A_b \sum_0^m S_A^2 \varrho + B_m A_b \sum_0^b S_A S_B \varrho + B_m B_b \left( \sum_0^{\frac{l}{2}} S_B^2 \varrho + \sum_0^{\frac{l}{2}} S_A^2 \varrho \right).$$

Vertauscht man wieder die Grenze  $m$  mit  $b$ , so ergibt sich  $\delta_{bb} = \delta_{cc}$  usw. Es dürfte hinreichend klar sein, daß auch für dieses System die Ermittlung sämtlicher Verschiebungswerte mit Hilfe von sechs Produktreihen möglich und leicht durchführbar ist. Danach können für jeden Knotenpunkt sofort drei Elastizitätsbedingungen angeschrieben werden, aus denen sich die Ordinaten der statisch unbestimmten Größen ergeben. In gleicher Weise läßt sich die Anwendbarkeit des Verfahrens für alle Systeme zeigen, bei denen das Hauptsystem einen Balken auf zwei Stützen darstellt. Dies läßt sich aber bei der übergroßen Mehrzahl aller in der Praxis vorkommenden Systeme erreichen.

Zum Schluß sei ausdrücklich bemerkt, daß mit den vorstehenden Erörterungen keineswegs etwas grundsätzlich Neues geboten werden konnte. Eine Anwendung in der Praxis hat das vorstehend entwickelte Verfahren bisher jedoch, soweit bekannt, nicht gefunden, nach den Erfahrungen des Verfassers sehr zu Unrecht. Als neu ist daher die Bearbeitung des Verfahrens für die praktische Anwendung und vor allem der Hinweis auf die bisher nicht beachteten Anwendungsmöglichkeiten für

oft schwierige Nebenrechnungen aller Art anzusehen. Das Verfahren wird im Handbuch der Ingenieurwissenschaften<sup>4)</sup> mehrmals oberflächlich erwähnt, jedoch fehlen derartige Hinweise in den neueren gebräuchlichen Handbüchern. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, daß die Behandlung statisch unbestimmter Systeme sich in der Literatur meist auf Angaben über die Ermittlung der Einflußlinien beschränkt, während die Fruchtbarkeit unserer Hilfswerte gerade bei den oft schwierigen und umfangreichen Nebenrechnungen, von denen vorstehend einige besprochen wurden, voll zur Geltung kommt, wo sich für die elastischen Gewichte keine Anwendungsmöglichkeit bietet. Besonders sei nochmals darauf hingewiesen, daß diese Hilfswerte für die Auftragung der Einflußlinien stets, wenn auch vielleicht mehr oder weniger umgeformt, ermittelt werden müssen, so daß die zusätzliche Arbeit für die Berechnung der statisch unbestimmten Größen also nur in der Bildung und Summierung der einzelnen Produkte besteht. Überdies haben wir gezeigt, daß die Ansicht, der Einfluß der Füllungsstäbe könne im allgemeinen vernachlässigt werden, recht anfechtbar ist. Der Umfang der Rechenarbeit und die Schwierigkeit, den Einfluß der einzelnen Stäbe zu übersehen und evtl. zu berichtigen, wächst aber durch die Berücksichtigung der Füllungsstäbe bei anderen Verfahren viel stärker als bei dem hier vorgeschlagenen. Der praktische Nutzen des „Verfahrens der auf- und absteigenden Additionen“ dürfte hiermit hinlänglich klargelegt sein.

<sup>4)</sup> H. d. I. II. Bd., V. Abt., 3. Aufl., S. 144 u. a. (Melan).

Alle Rechte vorbehalten.

### Brückenbauten in Portugal.

Von Dipl.-Ing. Otto Rüter, Hannover.

Als ein bemerkenswertes Zeugnis für das Ansehen des deutschen Stahlbaus auch in dem uns politisch ferner stehenden Ausland sei im nachstehenden über einige von der Firma Hermann Rüter in Langenhagen bei Hannover in den Jahren 1924 bis 1928 ausgeführte Brückenbauten in Portugal berichtet. Vorweg sei bemerkt, daß für diese Ausführungen Vorschriften und Entwürfe der portugiesischen Behörden maßgebend waren und daß die Bauwerke demgemäß Systeme und Bauarten zeigen, die in Deutschland als überholt angesehen werden.

Aus der Reihe der ausgeführten Brücken seien im folgenden als besonders bemerkenswert ausgewählt:

1. Die Dourobrücke bei Mosteiró. Als Portugal im Jahre 1908 die Dynastie stürzte, wurde bei den erbitterten Kämpfen auch die große Provinzialstraßenbrücke über den Douro bei Mosteiró zerstört, und zwar

wurde die rd. 200 m lange, das Tal mit vier Öffnungen überspannende Brücke auf hohen Steinpfeilern (Abb. 1 u. 2) so gesprengt, daß der rechte Seiten- und Mittelüberbau abriß und ins Tal stürzte. Durch die große Fallhöhe war das stählerne Fachwerk dermaßen zerknickt und verwunden, daß eine Wiederverwendung unmöglich war (Abb. 3). Offenbar war beabsichtigt, auch die übrigen Brückenteile zum Einsturz zu bringen, denn die anderen Pfeilerköpfe und Lager waren zum Teil weggesprengt, zum Teil gespalten, so daß auch hier die Erneuerung von Gurtungen und Streben nötig wurde.

Wie groß die Sprengwirkungen waren, geht aus den Abb. 3 u. 4 hervor. Wie die letztere zeigt, sind am Untergurt die fünf Blechstärken enthaltenden Flansche vom Steg abgerissen und hochgebogen. Auch an den Strebenflanschen und anderen Stellen sind die Sprengwirkungen

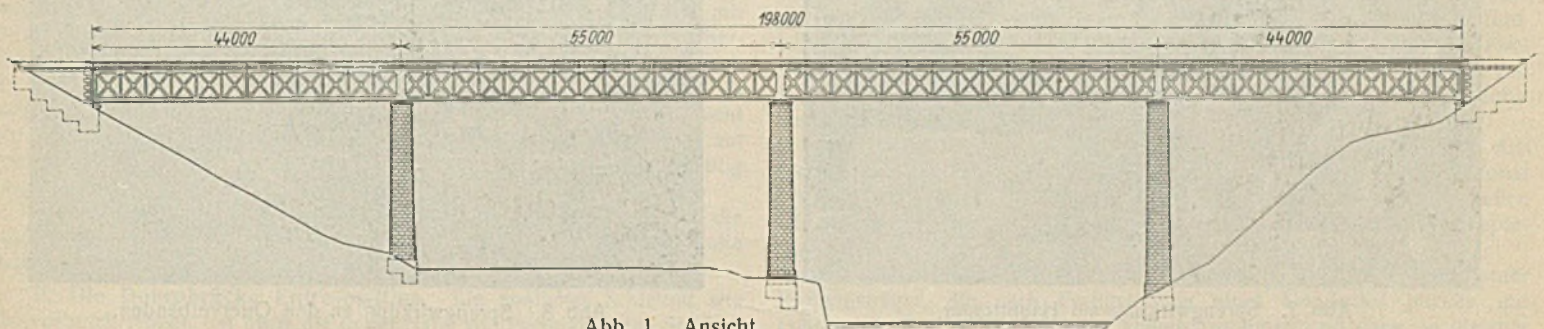


Abb. 1. Ansicht.

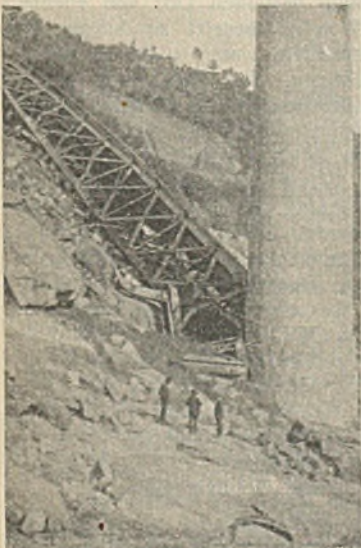


Abb. 3. Herabgestürzter Überbau.

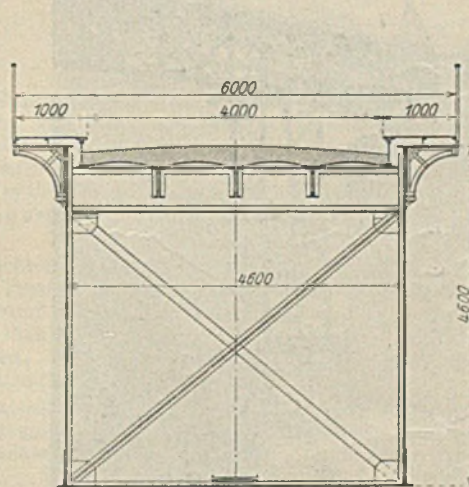


Abb. 2. Querschnitt.

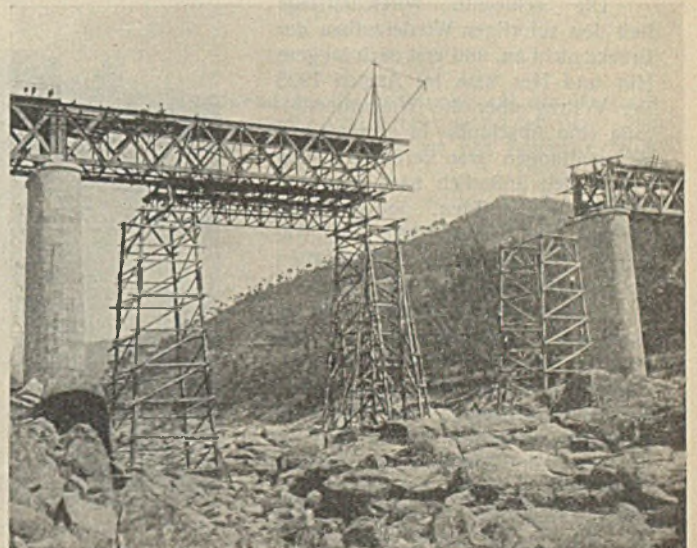


Abb. 6. Vorbau des neuen Mittelüberbaues.

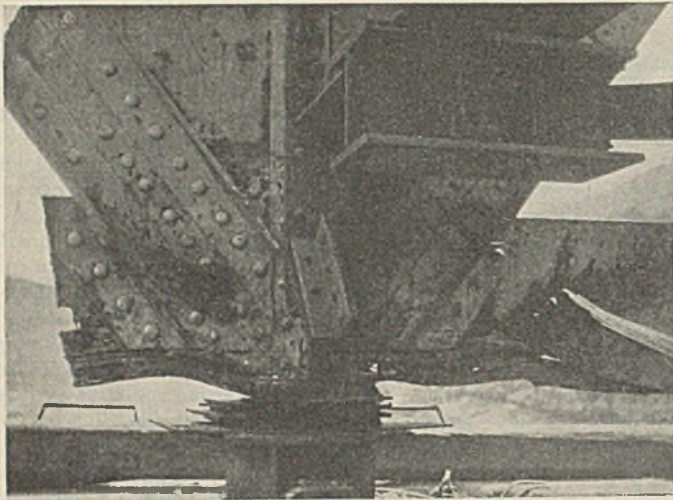


Abb. 4. Sprengwirkungen über dem Strompfeiler.

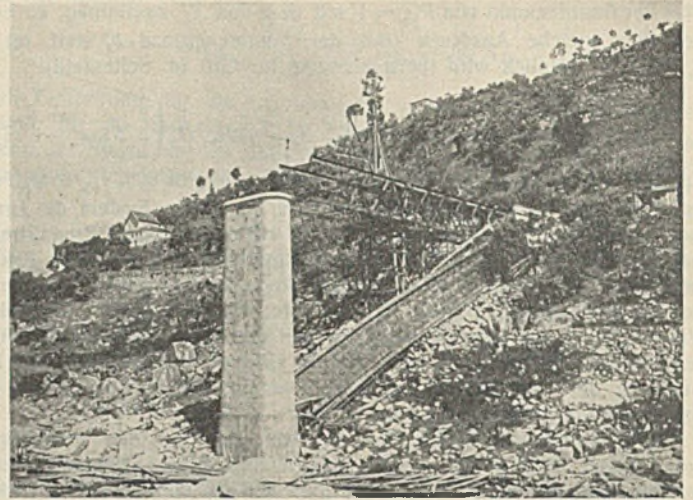


Abb. 5. Freivorbau des neuen Seitenüberbaues: Seilbahn, alte zerstörte Brücke.

Abb. 1 bis 6. Die Dourobrücke bei Mosteirô.

erkennbar; auch Längsrisse, die auf den Bildern allerdings nicht einwandfrei verfolgt werden können, sind entstanden.

Die alte Brücke war im Jahre 1889 von einer französischen Firma erbaut und bestand aus Schweißeisen, für das nach Angabe der portugiesischen Regierung mit einem Elastizitätsmaß von  $1500 \text{ t/cm}^2$  gerechnet war. Die Hauptabmessungen gehen aus Abb. 1 u. 2 hervor: Die Fußsteige waren aus  $4\frac{1}{2}$  mm starkem Riffelblech, die Fahrbahn als Schotterstraße auf 7 mm starken Buckelblechen ausgebildet.

Brückenteile unberührt bleiben. Andererseits wurde die Möglichkeit einer Gefährdung des Gesamtbauwerkes im Falle etwaiger neuer Zerstörungsversuche geringer, als das bei einem durchgehenden Tragwerk auf fünf Stützen der Fall gewesen wäre.

Nach diesen Gesichtspunkten wurden Berechnung und Ausführung vereinbart und als Belastungsdaten festgesetzt:

400  $\text{kg/m}^2$  für die Fußwege. Ein 12-t-Wagen mit 3 t Raddruck und 2 m Achsstand für die Fahrbahn, deren übrige Fläche mit einer gleich-

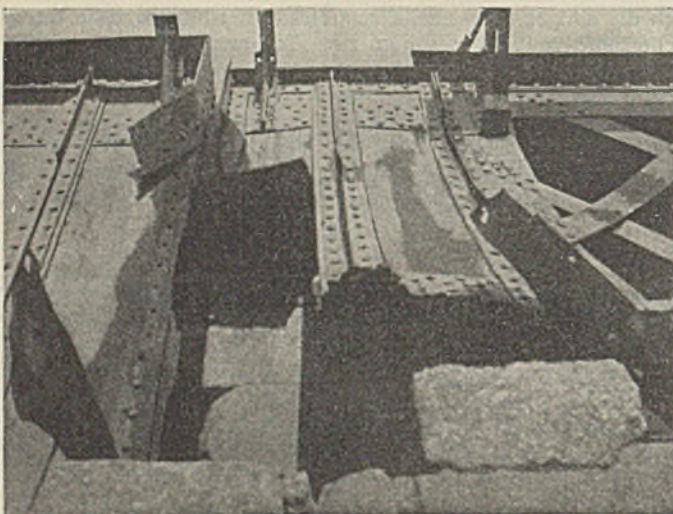


Abb. 7. Sprengwirkung am Hauptträger.

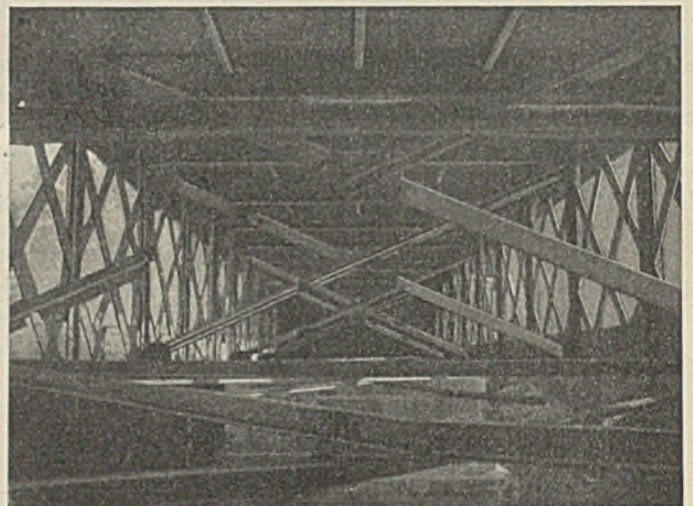


Abb. 8. Sprengwirkung an den Querverbänden.

Die schlechte Wirtschaftslage ließ den sofortigen Wiederaufbau der Brücke nicht zu, und erst nach langem Hin und Her kam im August 1925 der Vertrag über die Wiederherstellung zum Abschluß. In persönlichen Verhandlungen war vereinbart, den neuen Teil äußerlich nach gleichem System auszubilden, jedoch jede Öffnung als Balkenbrücke auf zwei Stützen zu überspannen und den alten Teil wieder tragfähig herzustellen.

Durch Zugrundelegung dieses Gedankens konnten zwei Bedingungen vorsorglich erfüllt werden: Einerseits konnten die neuen Überbauten unabhängig von dem bestehenden Bauwerk bereits im Hinblick auf eine künftig zu erwartende Verkehrssteigerung entsprechend tragfähiger ausgebildet werden, so daß sie von einer später notwendig werdenden Verstärkung der alten



Abb. 9. Ansicht der in Wiederherstellung befindlichen Brücke.

Abb. 7 bis 9. Die Dourobrücke Entre-os-Rios.

mäßig verteilten Last von ebenfalls  $400 \text{ kg/m}^2$  besetzt zu denken war. Stoßziffern waren nicht zu berücksichtigen. Der Winddruck auf die unbelastete Brücke war mit  $270 \text{ kg/m}^2$  nach ähnlichem Verfahren, wie bei uns üblich, einzusetzen.

Als Baustoff kam Flußstahl St 37 in Frage; die Beanspruchungen sollten nicht überschreiten:

- für die Gurtungen . . . 1000  $\text{kg/cm}^2$
- „ Streben und senkrechte Stäbe ohne Wechselwirkung . . . 800 „
- „ Streben und senkrechte Stäbe mit Wechselwirkung . . . 700 „
- „ die Fahrbahnkonstruktion . . . 800 „
- „ die Windverbandteile . . . 900 „

Im März 1926 aber verfügte die portugiesische Regierung die Vorlage

eines zweiten Entwurfes, nach dem die Brücke wieder in ihren Urzustand als durchlaufender Träger auf fünf Stützen herzustellen war. Es waren nur zwei neue Überbauten zu liefern, die beiden alten Überbauten wieder ordnungsgemäß in Stand zu setzen und schließlich die vier Überbauten zu einem Überbau auf fünf Stützen zusammenzuschließen.

Die Anfuhr der neuen Brückenteile erfolgte am rechten Ufer, wo ja auch die Hauptarbeiten auszuführen waren. Die rechte Seitenöffnung wurde, wie aus Abb. 5 ersichtlich, bis zur Mitte auf Holzgerüsten und darüber hinaus bis zum Stropfweiler wegen der großen Höhe frei vorgebaut. Der Vorbau des zweiten Überbaues geschah dert, daß mit dem Schwenkkrane das auf Abb. 6 ersichtliche erste Gerüst aufgebaut wurde. Das Tragwerk wurde um zwei Felder darüber hinaus vorgestreckt, dann von oben her mit dem Schwenkkrane die Rüstungsträger auf die Türme abgesetzt und die Brücke wiederum um zwei Felder über dem mittleren Rüstungsturm vorgestreckt. Die Aufstellung der nächsten Rüstungsträger über dem zweiten und dritten Turm wiederholte sich in der gleichen Weise wie vor. Endlich wurde die neue Stahlkonstruktion an die alte Brücke angeschlossen.

In der Zwischenzeit wurden stetig die Ausbesserungsarbeiten vorgenommen. Die schwierigste Aufgabe bestand in der Wiederherstellung der Gurtungen und Streben über den Pfeilern. Schrittweise wurden die Gurtungsteile herausgeschnitten und gegen neue ausgewechselt. Hierbei wurden, um ein Ausknicken zu verhindern, die vorhandenen Druckstreben des Systems in Kreuzform durch parallelflanschtige Träger knicksicher versteift.

In ähnlicher Weise wurden auch die Zugstreben und Senkrechten ausgewechselt. Nach Fertigstellung dieser äußerst gefährlichen und mit größter Vorsicht auszuführenden Arbeiten wurde am zweiten neuen Überbau der mittlere Stoß gelöst, die Unterklötzungen entfernt und allmählich die Belastung auf dem als Kragarm an der alten Brücke wirkenden Teil aufgebracht, bis die alte Brücke in die richtige Biegelinie gebracht war. Nach entsprechendem Ausrichten auch der neuen Überbauten auf dem Gerüst wurde der Zusammenschluß in der richtigen Lage endgültig hergestellt.

Das Gesamtgewicht der Brücke im Urzustande betrug 420 t, für die beiden neuen Brückenüberbauten einschließlich der Lager für die alte Brücke sind 200 t Flußstahl und Stahlguß eingebaut worden.

**2. Die Dourobrücke Entre-os-Rios.** Ein ähnliches Schicksal wie die vorbeschriebene hat auch die in der Nähe von Porto gelegene Straßenbrücke Entre-os-Rios über den Douro erlitten.

**Verschiedenes.**

**Nachklänge zu den letzten Bauunfällen.** Was im vergangenen Jahre an Eisenbetonbauten einstürzte, ging über den Durchschnitt des als unvermeidlich Hingenommenen weit hinaus, so daß schließlich nicht nur die Fachleute, sondern auch die Finanz- und Versicherungskreise nachdenklich wurden. Für die Stimmung in der Öffentlichkeit ist nachstehende Notiz aus dem „Neuen Wiener Journal“ vom 28. November 1928 bezeichnend:

„Versicherung gegen Hauseinstürze? Verhandlungen mit dem Bundeskanzleramt. Die führenden Persönlichkeiten im österreichischen Versicherungswesen haben auf Grund der Einsturzkatastrophen, die sich in letzter Zeit mehrten, den Plan einer Einsturzversicherung ins Auge gefaßt. Wie wir vernehmen, schweben diesbezügliche Verhandlungen mit dem Bundeskanzleramt . . .“

Über die Schuld an diesen Bauunfällen besteht unter den Sachverständigen keine Meinungsverschiedenheit: Sie liegt zunächst bei fahrlässigen Verstößen gegen die anerkannten Regeln der Baukunst. Darüber schreibt Professor Gehler im „Beton u. Eisen“ 1926, S. 98:

„Die meisten Bauunfälle der letzten Jahrzehnte bringen den Beweis dafür, daß bei den Bauausführenden vielfach nicht einmal die Kenntnis der in unseren Eisenbetonbestimmungen niedergelegten Regeln der Baukunst vorhanden ist. Im Gegensatz zu den Eisenbauten muß aber von uns auf eine gründliche Kenntnis der Baustoffe und der ver-

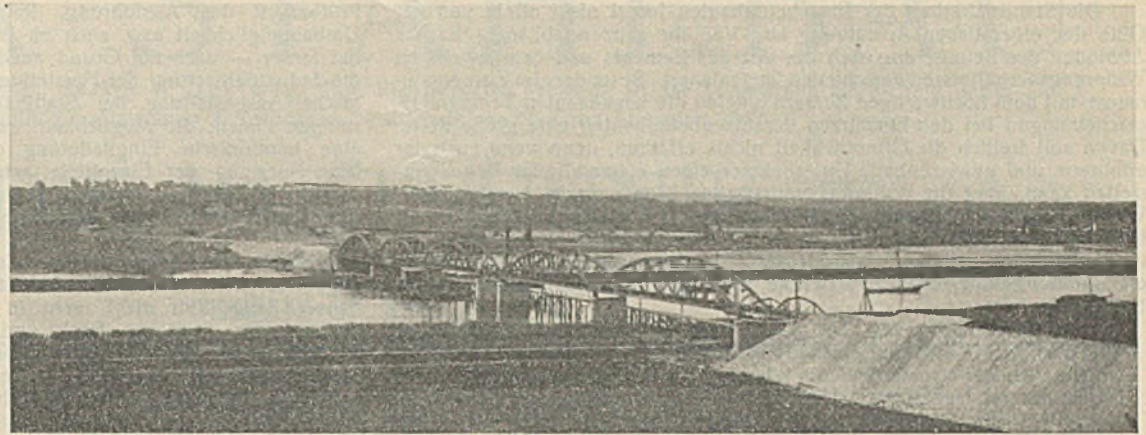


Abb. 10. Gesamtansicht.

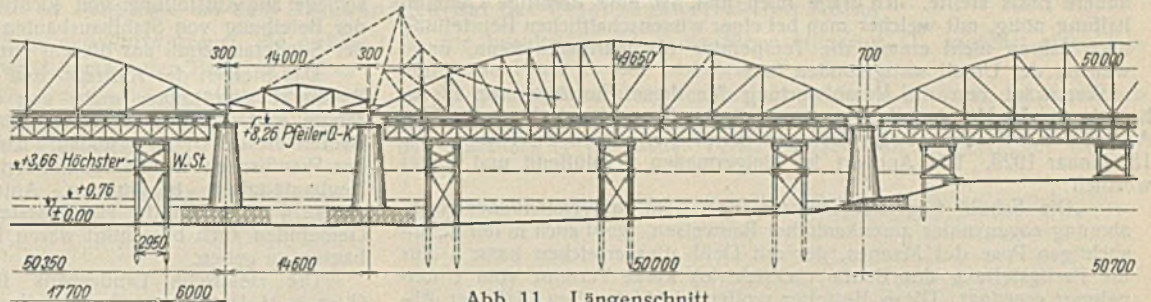


Abb. 11. Längenschnitt.

Abb. 10 u. 11. Die Alcacerbrücke über den Sado.

Es ist zwar kein Brückenträger abgestürzt, jedoch sind bei der Sprengung wichtige Teile herausgerissen.

Abb. 7 u. 8 zeigen die Zerstörungen über dem Stropfweiler an Hauptträger und Querverbänden. Ihr Umfang war immerhin beschränkt, so daß hier nur Ausbesserungen an Ober- und Untergurten, Senkrechten und Streben sowie an einigen Verbänden nötig. Als Gesamtgewicht wurden 10,5 t Flußstahl für diese Arbeiten verbraucht, Abb. 9 zeigt die Ausführung derselben.

**3. Die Alcacerbrücke über den Sado.** Dieses Bauwerk ist eine neuerbaute Eisenbahnbrücke der früher staatlichen portugiesischen Südbahn, bestehend aus fünf Überbauten mit je rd. 50 m Stützweite, zwei Überbauten mit je 14,7 m Stützweite und einem mittleren Überbau von 14,3 m Stützweite, der wegen der Schifffahrt als Zugbrücke ausgeführt werden mußte.

Abb. 10 stellt die Gesamtansicht der Brücke dar, Abb. 11 die Anordnung der Zugbrücke. Das Gegengewicht rollt hier auf einer besonderen Führungsbahn, die durch die engmaschige Hälfte des benachbarten großen Überbaues getragen wird. Auf Abb. 10 sieht man die wie Maste emporragenden Pfosten für die Seilumlenkung der Zugbrücke.

Erbaut ist diese Brücke mittels auf Rammpfählen ruhender stählerner Rüstungsträger, die nach Fertigstellung eines Überbaues jeweils mit Prähmen in die nächste Öffnung eingeschwommen und dann in gleicher Weise verwendet wurden.

verschiedenen Einflüsse, die während der Bauausführung auf das Bauwerk einwirken können, deshalb besonderes Gewicht gelegt werden, weil der Eisenbetonbauunternehmer sein Bauwerk an der Baustelle vollkommen selbst erzeugt.“

Ob nicht der hochwertige Zement zu den sich mehrenden Bauunfällen des Eisenbetonbaues viel beigetragen hat, steht kaum über allem Zweifel. Die Begeisterung der Unternehmer für den hochwertigen Zement ist nur zu verständlich, kann man doch mit ihm nicht nur schneller bauen, sondern auch die Querschnitte der Tragkonstruktionen wirtschaftlicher bemessen. Emperger weiß in „Beton u. Eisen“ 1926, S. 100 noch über einen anderen Grund der Begeisterung der Unternehmer für den hochwertigen Zement zu berichten:

„Deren Begeisterung für den hochwertigen Zement ist größtenteils darauf zurückzuführen, daß dieser ihnen als ein neues Hilfsmittel erscheint, nicht so sehr, um etwas Besseres zu leisten, sondern um ungestört, wie man in Österreich sagt, fortzuwursteln und so die Gewährleistung, die sie selbst zu geben hätten, auf den Zement abzuschieben. Während der hochwertige Zement den Unternehmern die Aussicht gibt, der Verantwortung ledig zu werden, sehen sie in einer Baukontrolle, welche ihnen die Möglichkeit gibt, selbst zu wissen, was sie leisten können, nur eine Gefahr, welche ihnen Kosten bringt und ihnen die bisherige Bequemlichkeit streitig macht.“

Die Standsicherheit der Eisenbetonbauten hängt nicht allein von der Güte der eigentlichen Ausführung ab. Von ihr ganz unabhängig ist das Abbinden des Betons, das nach der Art des Zements und den jeweiligen Witterungsverhältnissen verschieden lange dauert. Besonders im Zusammenhange mit dem hochwertigen Zement spielen die sogenannten Temperaturerscheinungen bei den Einstürzen der Eisenbetonbauten eine große Rolle. Davon soll freilich die Öffentlichkeit nichts erfahren, denn wenn auch der erfahrene und gewissenhafte Unternehmer einen einwandfreien Beton herstellen kann, über die Witterungsverhältnisse kann er nicht Herr werden. Wie man in diesen Dingen die Öffentlichkeit im unklaren läßt, darüber beklagt sich Emperger, der von vornherein zwischen Sachverständigen unterscheidet, die nur ein wissenschaftliches Interesse leitet, und solchen, die damit irgendwelche Privatzwecke verbinden, im „Bauingenieur“ 1927, S. 544 wie folgt:

„In dem Bericht des D. A. f. E. (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton) war aber jede Andeutung vermieden, aus welcher man das Datum des Unfalls sich hätte rekonstruieren können. Ich war überzeugt, daß dieser Unfall nur im Herbst stattgefunden hat, und konnte durch ein außerordentliches Zutvorkommen der betreffenden Amtsstelle diese Vermutung bestätigt finden, welche die ganze Grundlage der Beurteilung auf eine andere Basis stellte. Ich frage mich nun, ist eine derartige Geheimhaltung nötig, mit welcher man bei einer wissenschaftlichen Beurteilung nach Jahren nicht einmal die Temperatur rekonstruieren kann, unter welcher der Unfall stattgefunden hat!“

Wer trägt nun die Verantwortung für diese Einstürze von Eisenbetonbauten? Mit der Beantwortung dieser Frage beschäftigt sich ein Artikel des Architekten Johanning in der „Kölnischen Zeitung“ vom 15. Januar 1929. Die Antwort ist einigermaßen verblüffend und lautet wörtlich:

„Die Schuld trägt der Bauherr, der — in mißverständlicher Nachahmung sogenannter amerikanischer Bauweisen, wohl auch in der gefällsüchtigen Pose des Mannes, der mit Geld alles erreichen kann — für die Fertigstellung des Baues rücksichtslos kurze Termine vom Unternehmer erzwingt. Diese Besteller wollen nicht einsehen, daß der Ablauf physikalischer und chemischer Gesetze, das heißt die Abbindung des Betons, sich nicht erzwingen läßt. Unsere verantwortungsvollen Architekten lehnen derartige Forderungen innerlich ab, müssen sich aber schließlich doch dem Diktat des Baukapitals beugen.“

„Die Baupolizei hat hier das Wort. Sie hat für die Einhaltung vernünftiger Bauzeiten zu sorgen und jedes übertriebene Bautempo zu unterbinden. Auch die zivilrechtlichen Folgen aus der Schuldfrage müssen geklärt werden. Wer von einem Baumeister Herstellungstermine verlangt, die mit den geltenden Vorschriften und den Erfahrungen des Baugewerbes im Widerspruch stehen, macht sich im Fall eines Bauunglücks genau so strafbar wie ein Fahrgast, der den Kraftwagenführer zur Überschreitung der Fahrgeschwindigkeit anhält und daher am Zustandekommen eines Unglücks mit die Schuld trägt.“

Wenn es auf die Schnelligkeit der Bauausführung ankommt, ist der Eisenbetonbau sicherlich eine „mißverständliche Nachahmung sogenannter amerikanischer Bauweisen“. Aber deshalb ist doch der Bauherr nicht der Schuldige an dem Einsturz des Eisenbetonbaues, wenn sich der Unternehmer zum Einhalten einer kurzen Herstellungsfrist verpflichtet. Darüber hinaus kann man doch von der Baupolizei nicht die Leistungen eines Verkehrsschutzmannes verlangen. Und erst recht nicht von dem Architekten die zivilrechtliche und strafrechtliche Haftung, wenn ein Eisenbetonbau einstürzt, bei dessen Herstellung der Unternehmer zur Eile getrieben wurde. Was aber — und zwar mit allem Nachdruck — verlangt werden muß, ist die Wahl von Bauweisen, die, unabhängig von der Witterung und der Jahreszeit, sich einem schnellen Arbeitsfortgang anzupassen vermögen. Bei Großbauten wie städtischen Bureau- und Geschäftshäusern, Industrie- und Fabrikbauten aller Art vermag dem Gebot der Stunde, die nach wirtschaftlichem — also schnellstem — Bauen ruft, nur der Stahlbau zu entsprechen.

Erkennen der Bauherr und seine berufenen Vertreter — Architekt und Zivilingenieur — die Wichtigkeit einer richtigen Wahl der Bauweise, dann wird man ihnen aus möglicher Abkürzung der Bauzeit keinen Vorwurf machen können: Sind doch auch sie nur ein Glied in der Kette der in der Bauwirtschaft heute herrschenden Verhältnisse, müssen bei stark erhöhten Baustoffpreisen und Löhnen die von ihnen erstellten Räume möglichst preiswert vermieten oder selbst benutzen, also mit geringstem Baugeldbedarf und frühester Verzinsung rechnen können.

Jeder Versuch, sie hierin grundsätzlich und nicht nur etwa hinsichtlich der Wahl ungeeigneter Bauweisen zu behindern, wäre nicht nur ein nicht zu duldender Eingriff in berechtigte Privatinteressen, sondern eine offenbare Schädigung der Allgemeinheit.

Czech.

Anmerkung: Der in Österreich aufgetauchte Plan einer „Einsturzversicherung“ hätte zweifellos seine Vorteile, doch ist andererseits zu bedenken, daß damit dem Pfschertum geradezu ein Freibrief ausgestellt würde. Wie die katastrophale Häufung von Einstürzen im Eisenbetonbau beweist, wird schon heute das für diese Bauweise erforderliche Höchstmaß von Sorgfalt bei weitem nicht überall aufgeboten: Jeder verantwortungsbewußte Fachmann wird die Einführung von Einsturzversicherungen daher unter allen Umständen ablehnen müssen. Die Schriftleitung.

**Die Beleihungsmöglichkeiten von Stahlhäusern.** Die Verwendung von Stahl für den Wohnungsbau gewinnt allmählich auch für Deutschland eine ständig wachsende Bedeutung. Immer häufiger kommen Meldungen über geplante und ausgeführte Stahlhausbauten, und es erweist sich, daß die im Großbau ausschlaggebenden Vorzüge dieses Baustoffes in bezug auf gleichmäßige Güte des Materials, Schnelligkeit, Standsicherheit und

Prüfbarkeit der Ausführung, Raumaussnutzung, Tragvermögen, leichte Umbaumöglichkeit usw. auch im Wohnungsbau unbestreitbar sind. Man hat ferner — auch auf Grund ausländischer Erfahrungen — erkannt, daß die Industrialisierung der Herstellung keine Konzession an die architektonische Ausgestaltung der Stahlhäuser notwendig macht. Die klaren, ruhigen Linien, die Möglichkeit warmer farblicher Behandlung gestatten eine harmonische Eingliederung des Stahlhauses in jede Umgebung. Eine Normung der Einzelteile, wie sie erstrebt wird und z. T. bereits erreicht ist, bedingt durchaus keine Eintönigkeit der äußeren Form und dem Architekten bleiben auch beim Stahlhaus reiche Betätigungsmöglichkeiten.

Durch die grundsätzliche Zurückhaltung der Hypothekenbanken gegenüber der neuen Bauweise ist die Frage der Beleihung von Stahlhäusern lange Zeit nicht recht in Fluß gekommen. Der beim Zentralverband des deutschen Bank- und Bankiergewerbes eingesetzte Sonderausschuß für Hypothekenbankwesen hat sich verschiedentlich mit den Möglichkeiten der hypothekarischen Beleihung befaßt. Da aber abgeschlossene Erfahrungen über Bewährung und Rentabilität des Stahlhauses fehlten, konnten die Arbeiten naturgemäß zunächst nicht zum Abschluß kommen. Auch dem Ersuchen der Preußischen Aufsichtsbehörde, Vorschläge zur Aufstellung von Richtlinien auszuarbeiten, nach denen bei der Beleihung von Stahlhausbauten allgemein zu verfahren sei, konnte der Sonderausschuß aus diesem Grunde nicht ohne weiteres entsprechen.

Das Steigen der Auftrags- und Anfrageziffern zeigte jedoch, daß der Baumarkt sich immer mehr von der Bedeutung des Stahlhauses überzeugte, und so entschlossen sich dann nach und nach auch die Banken, Bauten dieser Art zu beleihen. Um so mehr, als nach den Richtlinien des Preußischen Wohlfahrtsministeriums für die Verwendung des für die Neubautätigkeit bestimmten Anteils am Hauszinssteuer-Aufkommen gemäß § 11, Abs. 1 der Hauszinssteuer-Verordnung vom 2. Juli 1926 die Gemeinden auch berechtigt waren, Hauszinssteuer-Darlehen auf Stahlhausbauten zu geben.

Die Hessische Landesbank fing an, Stahlhäuser der „Stahlhaus G. m. b. H. Duisburg“ (System Blecken, Vereinigte Stahlwerke) bis zu 40% an erster Stelle zu denselben Bedingungen zu beleihen wie Massivbauten. Andere Hypothekenbanken folgten. In allerjüngster Zeit ist nun eine Verständigung dahin getroffen worden, daß die Beleihung individuell von der einzelnen Anstalt nach den für Ziegelbauten geltenden Grundsätzen vorgenommen werden kann unter Beobachtung der Bestimmung der Hypotheken-Gesetze.

Diese Wandlung in der Haltung der Banken war sicherlich zum größten Teil auf die Tätigkeit des Deutschen Normenausschusses zurückzuführen, der aus sich heraus Gütevorschriften für Stahlhäuser festsetzte. Die Forderungen, die die zweite Fassung des Entwurfes des Deutschen Normenausschusses vom 6. November 1928, — an dem auch Vertreter des Reichsarbeitsministeriums und des Verbandes öffentlicher Lebensversicherungsanstalten Deutschlands mitgearbeitet haben —, für Stahlhäuser vorseht, beziehen sich auf:

Standsicherheit,  
Witterungs- und Wärmeschutz,  
Feuersicherheit- und Blitzschutz,  
Schalldämpfung,  
Schutz gegen Feuchtigkeit und Rostbildung.

Zu dem eigentlichen Entwurf wurden noch Erläuterungen festgesetzt, die u. a. auch eine Bestimmung des Begriffes „Stahlhaus“ enthalten. Nach diesen Gütevorschriften können die aufgeführten Bedingungen erfüllt werden sowohl von Stahlskelettbauten wie von Stahlhautbauten. Beide können grundsätzlich beleihen werden, wenn sie den Bedingungen des Deutschen Normenausschusses, insbesondere die der Ortsfestigkeit, entsprechen.

Nach Einführung der Gütevorschriften des Deutschen Normenausschusses sollten von den Versicherungsanstalten und Hypothekenbanken keine Einwendungen mehr gegen die Beleihung von Stahlhäusern erhoben werden. Tatsächlich hat sich dann auch sofort z. B. die Stadtchaft der Provinz Brandenburg grundsätzlich bereit erklärt, Stahlhausbauten zu beleihen, wenn die Gütevorschriften des Deutschen Normenausschusses beachtet sind. In diesem Falle gibt die Stadtchaft Amortisations-Hypotheken mit einer jährlichen Amortisation von 2%. Weiterhin haben sich von den Banken — soweit bekannt geworden — bisher grundsätzlich zur Beleihung von Stahlhäusern bereit erklärt: Die Preußische Zentral-Bodenkredit-A.-G. in Berlin, die Berliner Hypothekenbank A.-G. in Berlin, die Bayerische Hypotheken- und Wechselbank in München, die Württembergische Hypothekenbank in Stuttgart, die Mitteldeutsche Bodenkreditbank in Greiz, die Westdeutsche Bodenkreditanstalt in Köln und die Bayerische Ver-  
einsbank.

Es ist bemerkenswert, festzustellen, daß in den letzten acht Jahren in den Vereinigten Staaten der Anteil der Stahlskelett-Bauweise an den gesamten Bauvorhaben von rd. 15% auf etwa 50% gestiegen ist, und daß dieser Anteil sich aus einer sorgfältig durchgeführten Bauorganisation und einer ausgedehnten Normung und Typisierung erklärt.

Die auch bei uns kaum aufzuhaltende Rationalisierung im Bauwesen läßt darauf schließen, daß sich der Stahlhausbau auch in Deutschland naturnotwendig im gleichen Sinne entwickeln wird.

**INHALT:** Ein neues Stahlhochhaus in Prag. — Die Flugzeughallen Nletleben und Schkenditz bei Halle. — Zur Berechnung städtisch unbestimmter Fachwerke. — Brückenbauten in Portugal. — Verschiedenes: Nachklänge zu den letzten Bauunfällen. — Beleihungsmöglichkeiten von Stahlhäusern.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 88.