

# 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, 22. Februar 1929

Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Verstärkung der Wiedbrücke.

Von Dipl.-Ing. M. Thümecke, Rheinbrohl.

(Veröffentlicht im Benehmen mit dem Brückendezernat der Reichsbahndirektion Köln.)

Kurz vor der Mündung der Wied in den Rhein kreuzt die rechtsrheinische Eisenbahn den vom Westerwald kommenden Bach. Zur Überführung der Gleise dienten ursprünglich zwei eingleisige eiserne Brücken von etwa 65 m Stützweite. Die Hauptträger dieser Überbauten hatten parallele Gurtungen mit zweifacher Netzwerkbauweise.

Sie beauftragte daher die Firma Hilgers A.-G., zunächst einen Verstärkungsentwurf für den Lastenzug *E* aufzustellen.

Es kam aber nicht zu der Ausführung dieses Entwurfs, da inzwischen die Strecke als *N*-Strecke ausgebaut wurde. Infolgedessen mußte für den Lastenzug *N* ein neuer Verstärkungsentwurf ausgearbeitet werden,

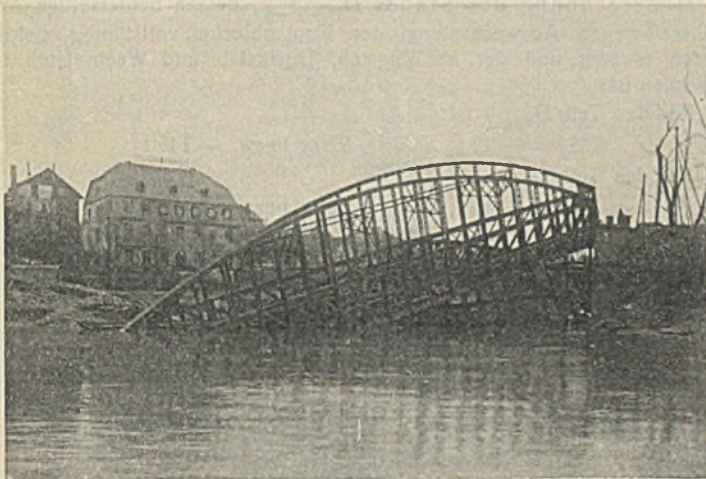


Abb. 1. Die Brücke nach dem Einsturz des nördlichen Widerlagers.

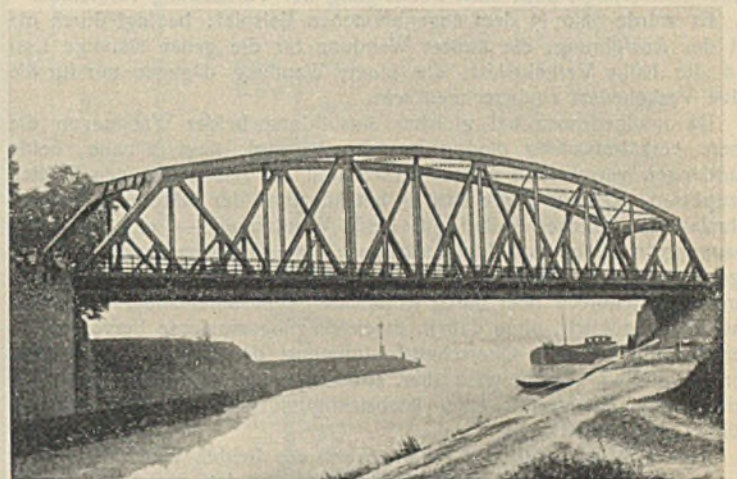


Abb. 2. Die Brücke mit neuem Überbau.

Als diese Brücken den allmählich steigenden Belastungen nicht mehr gewachsen waren, wurden sie im Jahre 1906/07 durch eine dritte Gurtung, einen darüber gespannten Stabbogen, verstärkt. In diesem Zustande hätte die Brücke lange Zeit dem lebhaften Verkehr genügt, als am 9. Februar 1909 die Wied infolge plötzlicher Schneeschmelze und starken Regens auf dem Westerwald zu einem reißenden Fluß answoll und das nördliche Widerlager derart unterspülte, daß es einstürzte und die beiden Überbauten mitriß. Glücklicherweise war die Gefahr rechtzeitig bemerkt worden und dadurch ein weiteres, unabsehbares Unglück vermieden.

Die Abb. 1 zeigt die Brücke nach der Katastrophe. Das linke Widerlager ist vollständig abgesackt, so daß die Überbauten an diesem Ende tief im Wasser liegen.

Durch den Einsturz der Brücke war der Güterverkehr auf dieser Strecke vollständig unterbunden, der Personenverkehr konnte nur durch Umsteigen aufrechterhalten werden. Die Reichsbahndirektion Köln beauftragte daher die damalige Firma „Aktiengesellschaft für Brückenbau, Tiefbohrung und Eisenkonstruktionen“ zu Neuwied a. Rh. — die heute durch die „Hilgers A.-G.“, Rheinbrohl und Neuwied, weitergeführt wird —, eine neue Brücke zu erstellen und zunächst durch eine Notbrücke die Verbindung der Gleise wiederherzustellen.

Die Notbrücke wurde aus verfügbaren Blechträgern zusammengesetzt, so daß bereits nach 14 Tagen die Strecke wieder befahrbar war.

Um einer ähnlichen Katastrophe vorzubeugen, wurde der Durchflußquerschnitt erheblich vergrößert und ein neuer zweigleisiger Überbau von 86 m Stützweite und 8,4 m Hauptträgerabstand errichtet. Die neuen Hauptträger waren Halbparabelträger mit einer größten Höhe von 12,80 m in der Mitte und 8,6-m-Feldern des Hauptsystems. Durch Zwischenteilung ergab sich der Querträgerabstand zu 4,30 m. (Abb. 2.)

Als die Reichsbahn in den letzten Jahren dazu überging, die Hauptstrecken für die neuen Lastenzüge *E* bzw. *N* auszubauen, stand die Direktion Köln vor der Entscheidung, entweder die verhältnismäßig neue Brücke wieder abzubrechen und durch eine andere zu ersetzen, oder die Brücke, die allerdings nur dem Lastenzug *G* genügte, entsprechend zu verstärken.

der erhebliche Querschnittsveränderungen ergab und eine Verstärkung der Stabanschlüsse an den Knotenpunkten durch weit übergreifende Laschen vorsah, die mit Rücksicht auf den zumindest eingleisig aufrechterhaltenden Bahnbetrieb nacheinander aufgebracht werden sollten.

Die Ausführungskosten dieses Entwurfs betragen annähernd nur etwa ein Drittel der Kosten eines Neubaus, und die Reichsbahndirektion entschloß sich zu seiner Ausführung. Von der vorgeschlagenen Verstärkung der Stabanschlüsse sah sie jedoch ab, da die Knotenbleche — wie überhaupt bei den früheren Konstruktionen — äußerst knapp bemessen und die Laschenanschlüsse wegen der vielfachen Unterfütterung konstruktiv schwierig durchzuführen waren. Es sollten daher die alten Knotenbleche, wie dies zum Teil auch bei früheren Verstärkungen mit Erfolg ausgeführt war, vollständig gelöst und durch neue ersetzt werden.

Unklar war dabei die Frage der Berechnung dieser Knotenbleche und der anschließenden Stäbe, da die in den „Grundlagen“ festgelegten Richtlinien für derartige Fälle nicht innegehalten werden konnten.

Die einfachste Lösung wäre eine vollständige Entlastung der Brücke durch ein festes Gerüst gewesen. Dies war aber der freizuhaltenden Schiffsfahrtsöffnung und des schlechten Baugrundes wegen mit solchen Schwierigkeiten verknüpft, daß man davon Abstand nahm und sich damit abfand, die Verstärkung ohne Entlastung der Brücke durchzuführen.

Bzüglich der hiernach aufzustellenden Berechnung sollten nach einer Vereinbarung mit der Reichsbahndirektion Köln grundsätzlich den vorhandenen Querschnittsteilen und Anschlüssen die gesamte ständige Last und den verstärkten Querschnitten und Anschlüssen die Verkehrslast zugewiesen werden. Begründet wurde diese Kraftverteilung damit, daß ihre genaue rechnerische Erfassung infolge des allmählichen Auseinandernehmens der Brücke nicht möglich war und die so theoretisch festgelegte Aufteilung der Kräfte einen Sicherheitsfaktor für die ungleichmäßige Beanspruchung bilden sollte.

Auf dieser Grundlage war der Entwurf fertiggestellt und mit der Ausführung begonnen, als anläßlich eines Verstärkungsentwurfs einer anderen Brücke, der der Hauptverwaltung in Berlin zur Prüfung vorgelegen hatte,

die Frage der grundsätzlichen Berechnung derartiger Verstärkungen mit der Hauptverwaltung eingehend durchgesprochen wurde.

Geheimer Baurat, Reichsbahndirektor Dr.-Ing. Schaper und Reichsbahnrat Ernst von der Hauptverwaltung waren der Ansicht, daß für die Art der Berechnung der Arbeitsvorgang maßgebend sein muß.

Hieraus ergibt sich, wie weiter unten wegen der allgemeinen Bedeutung der Frage näher ausgeführt werden soll, eine Kraftverteilung, die m. E., abgesehen von den auch bei Neubauten vorhandenen Nebenspannungen, einen sehr sicheren Anhalt für die Berechnung der Grenzspannungen bietet.

Bei Entwicklung dieses Grundgedankens ergibt sich nun folgendes:

Bei der Auswechslung von Knotenblechen eines zweiwandigen Hauptträgers und bei der vorübergehenden Trennung aller Anschlüsse an diesen Knotenblechen wird die Stabkraft aus ständiger Last gezwungen, in die jeweils tragfähige Wandung überzugehen, so daß diese Wandung allein die gesamte ständige Last tragen muß. Werden also beispielsweise die Knotenbleche der äußeren Wandung eines Hauptträgers zuerst abgenietet, so sind die Kräfte aus der ständigen Last gezwungen, ausschließlich durch die Anschlüsse der inneren Wandung hindurchzugehen. Durch das Einbringen und Vernieten der neuen Knotenbleche ändert sich an diesem Zustand zunächst nichts.

Werden nun nach Fertigstellung der Verstärkung der äußeren Wandung die Knotenbleche der inneren Wandung ausgewechselt, so tritt jetzt der umgekehrte Vorgang ein. Die Kräfte gehen in die äußere Wandung über, in der sie, da ein weiterer Zwangseingriff in den Gleichgewichtszustand nicht mehr erfolgt, auch nach Beendigung der Verstärkung verbleiben.

Es würde also in dem angenommenen Beispiel, bedingt durch die Art der Ausführung, die äußere Wandung für die ganze ständige Last und die halbe Verkehrslast, die innere Wandung dagegen nur für die halbe Verkehrslast zu berechnen sein.

Da infolgedessen bei gleicher Ausbildung beider Wandungen die innere verhältnismäßig niedrig beansprucht wird, liegt es nahe, beide Wandungen verschieden zu verstärken und die Anschlüsse den Kräften anzupassen. Daraus würde sich — bei Annahme der Verteilung der Verkehrslast zu gleichen Teilen auf beide Wandungen — eine ungleiche Spannung in diesen und demgemäß auch eine ungleiche Längenänderung ergeben. Dies ist aber bei den anschließenden Stäben, deren Wandungen durch ein Stegblech oder durch Kopfplatten starr miteinander verbunden sind, nicht möglich, ohne daß in ihnen Biegemomente hervorgerufen werden, die bei der Querschnittbestimmung der Stäbe berücksichtigt werden müßten. Damit wäre aber, abgesehen von der unübersichtlichen Berechnung, der Vorteil einer beabsichtigten Querschnittersparnis zum größten Teil hinfällig.

Anders liegt natürlich der Fall, wenn die beiden Wandungen nicht oder nur wenig miteinander verbunden sind, so daß ungleiche Längenänderungen in ihnen vorstellbar sind. Jedoch ist auch hier, wenn nicht besondere Gründe dagegen sprechen, stets einer Symmetrie der Querschnitte der Vorzug zu geben.

Stellt man nun die Überlegungen, die zunächst nur für die Stabanschlüsse gelten, für die Stäbe selbst an, so ergibt sich zunächst ohne weiteres, daß die doppelwandigen Querschnitte ohne feste gegenseitige Verbindung in der gleichen Weise wie ihre Anschlüsse zu berechnen sind.

Aber auch die I- und Π-förmigen Querschnitte, bei denen die Fläche des Steges im Verhältnis zu den Flanschen klein ist, was bei den meisten Stäben der Fall ist, können mit genügender Genauigkeit wie Querschnitte ohne durchgehende Verbindung behandelt werden. Streng genommen dürfte dann allerdings der Querschnitt des Steges nicht zur Ermittlung der größten Spannungen voll eingerechnet werden. Von dieser genaueren Berechnung ist jedoch bei den Querschnitten der Wiedbrücke Abstand genommen, da die Stäbe niemals gleichzeitig an beiden Enden, sondern nur nacheinander in ihren Anschlüssen gelöst wurden, wodurch sich eine etwas günstigere Kraftverteilung ergibt, der durch die Einbeziehung des Steges in den Querschnitt Rechnung getragen wurde.

Die Berechnung aller an neue Knotenbleche anschließenden Stäbe konnte also auf eine sehr einfache Form gebracht werden.

Anders liegen nun die Verhältnisse bei Stäben, bei welchen nur geringe Teile abgenietet werden. Nach Möglichkeit sind natürlich hierbei die von der Reichsbahn in den Grundlagen angegebenen Richtlinien innezuhalten. Muß nun aber ein Stab derart erheblich verstärkt werden, daß nacheinander fast sämtliche Bestandteile gelöst werden müssen, so kann die Berechnung nach den Vorschriften unmöglich werden. Hier muß sinngemäß im Einklang mit dem Arbeitsvorgang, der das Aufbringen und Vernieten der Verstärkungen nacheinander vorsieht, die Berechnung durchgeführt werden, so daß sich die Stabkraft aus der ständigen Last stets auf einen genügend großen Rumpfsquerschnitt verteilen kann. In welcher Weise die größten Spannungen unter diesen Umständen ermittelt werden können, soll später an einem, einer anderen Brückenverstärkung entnommenen Beispiel gezeigt werden.

Nach Änderung des Berechnungsganges durch die Hauptverwaltung zeigte sich, daß eine grundlegende Änderung der Verstärkungen nicht

erforderlich war. Die Verstärkungen des Obergurtes und einiger Streben konnten fast unverändert übernommen werden; bei den übrigen Streben und Pfosten mußte die Verstärkung um eine weitere Platte vermehrt werden, was sich ohne Schwierigkeit erreichen ließ. Nur am Untergurt war der Anschluß der Querträger den neuen Verstärkungen im Wege. Es wurde daher ausnahmsweise für die beiden Wandungen des Untergurtes, die nur durch einzelne Bindebleche und die Windverbandknotenbleche miteinander im Zusammenhang standen, eine ungleiche Ausbildung in der oben angedeuteten Art gewählt.

Die einzige wesentliche Änderung erfuhren die Stöße der Verstärkungsteile. Während ursprünglich die Stoßdeckung dieser nur nach der in den betreffenden Querschnittsteilen herrschenden Kraft, aus der Verkehrslast herrührend, ausgebildet waren, mußte nunmehr fast durchweg der volle Querschnitt ersetzt werden.

Insgesamt betrug der Mehraufwand an Baustoff gegenüber dem ersten Entwurf durch die Umrechnung annähernd 25 %.

Auf der Tafel 1 sind nun die zur Ausführung gekommenen Querschnitte dargestellt, wobei die aufgebrachten Verstärkungsteile voll angelegt sind. Ihre Lage ist dabei so gewählt, daß die neuen Schwerlinien mit den alten fast zusammenfallen. Bei einzelnen Querschnitten, insbesondere beim Obergurt ist zu berücksichtigen, daß bei ihnen bereits früher bestellte und vorhandene Teile verwendet worden sind und daß ohne Rücksicht darauf auch eine andere Lösung möglich gewesen wäre.

Im folgenden soll nun die Verstärkung an einzelnen Beispielen statischer und konstruktiver Art näher erläutert werden.

a) Berechnung des Stabes  $D_{VI-7-8}$ , dessen beiderseitige Anschlüsse wegen Auswechslung der Knotenbleche vollständig gelöst werden mußten und der als Zugstab, Druckstab und Wechselstab zu berechnen ist.

Für den Teil  $D_{VI-7}$  ist:

$$S_g = +42 \text{ t}; S_p = +270 \text{ t bezw. } -145 \text{ t}$$

und für den Teil  $D_{7-8}$  ist:

$$S_g = +30 \text{ t}; S_p = +268 \text{ t bezw. } -185 \text{ t.}$$

Für den auf Tafel 1 dargestellten Querschnitt  $D_{VI-8}$  ist  $F_{br} = 308,8 \text{ cm}^2$ ,  $F_n = 247,1 \text{ cm}^2$  und  $i_y = 6,65 \text{ cm}$ . Die Untersuchung auf Knicken in der  $x$ -Achse würde nicht durchgeführt, da  $i_x > 2 i_y$  ist.

Die größte Zugspannung ergibt sich zu

$$\max \sigma = \sigma_g + \sigma_p + \frac{42000 \cdot 2}{247,1} + \frac{270000}{247,1} = \sim 1435 \text{ kg/cm}^2.$$

Die größte Knickspannung errechnet sich folgendermaßen; es ist

$$s_{ky} = 630 \text{ cm}; \lambda = \frac{630}{6,65} = 95; \omega = 2,12$$

$$\min S_{VI-7} = +42 - 145 = -103 \text{ t}$$

$$\min S_{7-8} = +30 - 185 = -155 \text{ t}$$

Maßgebend ist also  $S_{7-8}$ .

In sinngemäßer Anwendung der oben entwickelten Grundsätze muß die größte Druckspannung in der Wandung berechnet werden, deren Anschlüsse zuletzt gelöst worden sind und die somit nicht von der ständigen Last beeinflusst wird. Dann ergibt sich als reine Druckspannung

$$\sigma_d = \frac{185000}{308,8} = \sim 600 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die zusätzliche Knickspannung dagegen wird der Stab als ganzes betrachtet. Es kann daher hierbei der günstige Einfluß der ständigen Last berücksichtigt werden, so daß sich ergibt

$$\sigma_k = \frac{155000 \cdot (2,12 - 1,00)}{308,8} = \sim 560 \text{ kg/cm}^2.$$

Mithin ist  $\min \sigma = 600 + 560 = 1160 \text{ kg/cm}^2$ .

Schließlich ist noch die Beanspruchung infolge der Wechselwirkung zu ermitteln. Für die am stärksten beanspruchte Wandung ergeben sich die größten gegensätzlichen Stabkräfte für den Teil VI—7 zu

$$S_+ = +42 + \frac{270}{2} = +177 \text{ t}$$

$$S_- = +42 - \frac{145}{2} = -30,5 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{177000 + 30500 \cdot 0,3}{247,1} = 1506 \text{ kg/cm}^2$$

und für den Teil 7—8 zu

$$S_+ = +30 + \frac{268}{2} = +164 \text{ t}$$

$$S_- = +30 - \frac{185}{2} = -62,5 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{164000 + 62500 \cdot 0,3}{247,1} = \sim 1480 \text{ kg/cm}^2.$$

Tafel 1.

Bezeichnung	Querschnitt	Nutzfläche		Bezeichnung	Querschnitt	Nutzfläche			
		ohne Verstärkung	mit Verstärkung			ohne Verstärkung	mit Verstärkung		
Obergurt	$O_{II-VI}$		664,8	1093,6	$D_{0-II}$		921,4	1208,5	
	$O_{VI-X}$		786,6	1284,4	$D_{II-4}$		343,2	532,2	
Untergurt	$U_{0-4}$		Innen 266,6	371,9	Pfosten	$D_{4-VI}$		335,2	559,2
	$U_{4-8}$		Außen 266,6	446,9		$D_{VI-8}$		193,6	308,8
	$U_{8-10}$		Innen 437,8	539,5		$D_{8-X}$		253,6	337,6
			Außen 437,8	726,1					
		Die Stäbe des Zwischen-systems wurden nicht verstärkt.							

b) Berechnung eines verstärkten Stabes, dessen Anschlüsse bei der Verstärkung nicht gelöst werden.

Dieses Beispiel soll der Vollständigkeit halber hier durchgerechnet werden. Es ist nicht der Wiedrücke, bei der sämtliche Knotenbleche ausgewechselt wurden, sondern der Verstärkung einer anderen Brücke entnommen.

Der Querschnitt des betreffenden Stabes ist mit den Verstärkungsteilen in Abb. 3 dargestellt.

Zunächst wird die größte Druckspannung nach den in den Berechnungsgrundlagen gegebenen Richtlinien ermittelt. Es ist

$$\sigma_g = 134 \text{ t}, \sigma_p = 630 \text{ t}.$$

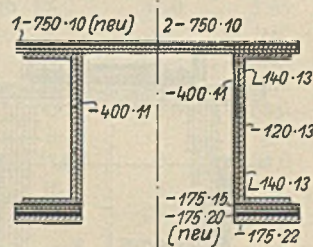


Abb. 3.

Bei dem Aufbringen der Verstärkungsteile müssen die vorhandenen Platten  $1 \varnothing 750 \cdot 10$ ,  $2 \varnothing 175 \cdot 15$  und  $2 \varnothing 175 \cdot 22$  vorübergehend gelöst werden, so daß ein Rumpfqerschnitt aus  $2 \varnothing 400 \cdot 11$ ,  $4 \times 140 \cdot 13$  und  $2 \varnothing 120 \cdot 13$  verbleibt, welcher die ständige Last aufnimmt. Bei einer Fläche dieses Rumpfqerschnitts von  $F_1 = 259 \text{ cm}^2$  wird

$$\sigma_g = \frac{134\,000}{259} = \sim 520 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Gesamtfläche einschließlich der Verstärkungsteile beträgt  $F_2 = 683,7 \text{ cm}^2$ . Hieraus ergibt sich

$$\sigma_o = \frac{630\,000}{683,7} = \sim 920 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei einem Knickwert von  $\omega = 1,1$  wird somit

$$\max \sigma = 1,1 (520 + 920) = 1584 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Verstärkung wäre also nicht ausreichend.

Zieht man nun die zeitlich nacheinander erfolgende Verstärkung der oberen und unteren Gurtung dieses Querschnitts in Betracht, so ergibt sich folgender Rechnungsgang:

Nach dem Losnieten der Kopfplatten  $\varnothing 750 \cdot 10$  bleibt ein Restquerschnitt des unverstärkten Teiles bestehen, aus  $4 \times 140 \cdot 140 \cdot 13$ ,  $2 \varnothing 400 \cdot 11$ ,  $2 \varnothing 120 \cdot 13$ ,  $2 \varnothing 175 \cdot 15$  und  $2 \varnothing 175 \cdot 22$ . Die Fläche dieses Teiles ist  $F_1 = 388,7 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_{g1} = \frac{134\,000}{388,7} = 345 \text{ kg/cm}^2.$$

Sind nun die neuen Kopfplatten  $\varnothing 750 \cdot 10$  aufgebracht und werden die unteren  $\varnothing 175 \cdot 15$  und  $\varnothing 175 \cdot 22$  zur Vornahme der weiteren Verstärkung abgenietet, so muß die in diesen befindliche Kraft auf den zweiten sich ergebenden Teilquerschnitt überwandern, der die bereits aufgenieteten Kopfplatten enthält.

Die abzunietende Fläche der  $2 \varnothing 175 \cdot 15$  und  $2 \varnothing 175 \cdot 22$  beträgt  $F' = 129,5 \text{ cm}^2$ . Die hieraus auf den zweiten Teilquerschnitt überließende Kraft ist  $P' = 129,5 \cdot 0,345 = 44,7 \text{ t}$ .

$F_2$ -Fläche des zweiten Teilquerschnitts

$$= 388,7 - 129,5 + 3 \cdot 75,0 \cdot 1,0 = 484,2 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{g2} = \frac{44\,700}{484,2} = 92 \text{ kg/cm}^2.$$

Mithin ergibt sich die größte Beanspruchung aus der ständigen Last zu

$$\sigma_g = \sigma_{g1} + \sigma_{g2} = 437 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus Verkehrslast ist wieder wie vor  $\sigma_p = 920 \text{ kg/cm}^2$ .

Unter Einführung des Knickwertes wird mithin die Gesamtspannung  $\max \sigma = 1,1 \cdot (437 + 920) = 1493 \text{ kg/cm}^2$ .

Der Querschnitt ist somit ausreichend verstärkt, wenn der Arbeitsgang in der vorausgesetzten Reihenfolge vorgenommen wird.

Zu bemerken ist jedoch, daß im allgemeinen eine derartige Kraftverteilung wegen der mehrfachen Schwereachsenverlagerung und der dadurch verursachten, nicht unerheblichen Nebenspannungen zu vermeiden ist.

c) Berechnung des Anschlusses der Strebe  $D_{II-3-4}$  am Knoten 4. Die konstruktive Ausbildung des Anschlusses zeigen die Abb. 4a bis c. Für die statische Berechnung hat sich die schematische Darstellung des Anschlusses nach Abb. 4d sehr bewährt, indem zur Erleichterung der Prüfung statt der Wiederholung der Konstruktionszeichnung die Anordnung der einzelnen Teile in klarer Weise durch einfache Flächen

wiedergegeben ist und die vorhandenen Anschlußniete der Zahl nach eingeschrieben sind. Die indirekten Niete werden durch den Nenner 1,3 als solche gekennzeichnet.

Im Gegensatz zu der Berechnung der Stöße und Anschlüsse bei Neubauten, bei denen nach Vorschrift die Flächen im einzelnen ihrem Querschnitt nach zu decken sind, ist es bei Verstärkungen zulässig, nur den Nachweis für den ausreichenden Anschluß der auftretenden Kräfte zu bringen. Man geht dabei am besten in der Weise vor, daß man den Querschnitt jedes einzelnen Bauteils dem Querschnitt der Anschlußniete gegenüberstellt und zuletzt die kleineren Werte addiert. Damit erhält man die kleinste Anschlußfläche, die man am besten mit „Fläche des geringsten Widerstandes“ bezeichnet und die die größte auftretende Spannung ergibt, welche für alle Stoß- oder Anschlußteile gleich ist.

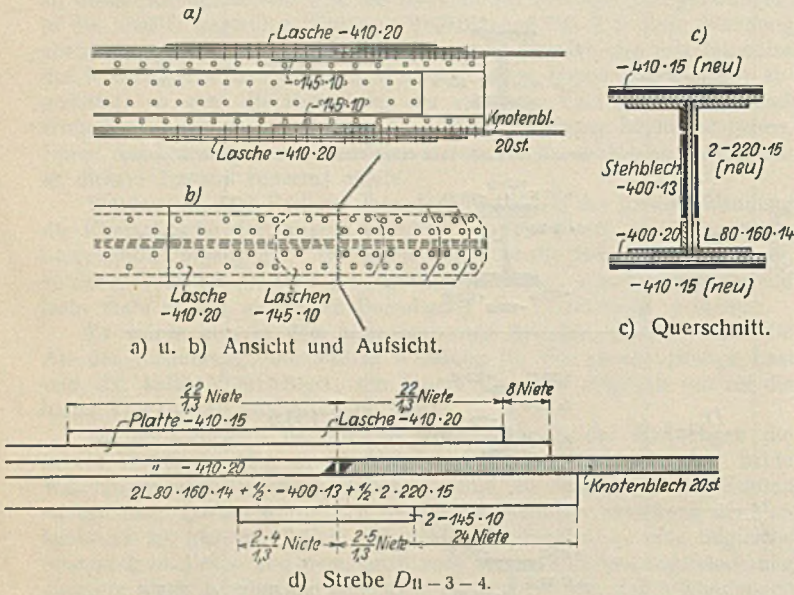


Abb. 4. Anschluß der Strebe D<sub>11-3-4</sub> am Knoten 4.

Unter diesem Gesichtspunkt ist die folgende Tafel 2 aufgestellt, wobei zunächst mit den außenliegenden, d. h. in diesem Fall am weitesten vom Knotenblech entfernt liegenden Teilen begonnen ist.

Die Stabkräfte der Strebe sind:  $S_g = 129$  t,  $S_p = 396$  t. Da das Knotenblech ausgewechselt wurde, ist der Anschluß einer Wandung für die Kraft  $S_{g+p} = 129 + \frac{396}{2} = 327$  t zu berechnen.

Tafel 2.  
Ermittlung der geringsten Widerstandsfläche des Anschlusses der Strebe D<sub>11-3-4</sub> an den Knoten 4.

Bezeichnung	Querschnittsteil	$F_n$ cm <sup>2</sup>	Anschluß mit näherer Bezeichnung	Anschluß am Knoten $F_{min}$
Außenseite des Knotenblechs	Lasche $\varnothing 410 \cdot 20$	71,6	Anschluß an $\varnothing 410 \cdot 15$ durch $\frac{22}{1,3}$ Niete $\varnothing 26$ mit $F_s = 71,9$ cm <sup>2</sup> $71,6 < 71,9$ .	71,6
	Platte $\varnothing 410 \cdot 15$	53,7	Anschluß an das Knotenblech durch $\frac{22}{1,3} + 8$ Niete $\varnothing 26$ mit $F_s = 106,0$ cm <sup>2</sup> $53,7 > (106,0 - 71,6)$ .	35,6
Innenseite des Knotenblechs	Verstärkungen $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 220 \cdot 15$	26,1	Anschluß an das Stehblech $\varnothing 400 \cdot 13$ durch $\frac{1}{2} \cdot 8$ Niete $\varnothing 23$ , $F_s = 26,6$ cm <sup>2</sup> $26,1 < 26,6$	
	Stehblech $\frac{1}{2} \varnothing 400 \cdot 13$	20,0	Anschluß an die Winkel $80 \cdot 160 \cdot 14$ durch 6 zweischn. Niete $\varnothing 23$ $F_s = 39,8$ cm <sup>2</sup> $(26,1 + 20,0) > 39,8$	
	2 Laschen $\varnothing 145 \cdot 10$	23,8	Anschluß an die Winkel indirekt durch $\frac{8}{1,3}$ einschn. Niete $\varnothing 26$ , $F_s = 26,1$ cm <sup>2</sup> $23,8 < 26,1$	
	2 Winkel $80 \cdot 160 \cdot 14$	53,4	Anschluß an das Knotenblech durch $\frac{10}{1,3} + 24$ einschn. Niete $\varnothing 26$ mit $F_s = 134,7$ cm <sup>2</sup> $(39,8 + 23,8 + 53,4) < 134,7$ cm <sup>2</sup>	117,0
$\Sigma F_{min} =$				224,2

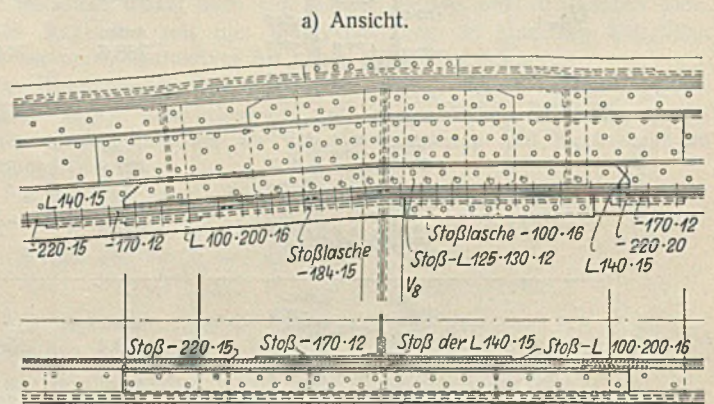
Aus der in der Tafel 2 ermittelten geringsten Widerstandsfläche ergibt sich die größte Spannung somit zu

$$\sigma = \frac{327\,000}{224,2} = \sim 1460 \text{ kg/cm}^2.$$

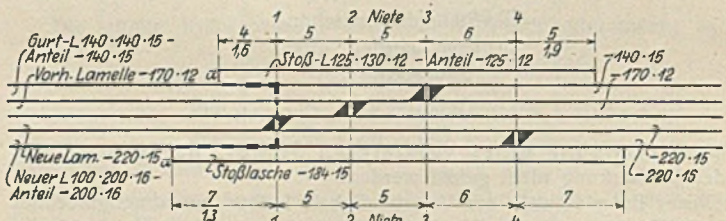
d) Berechnung eines mehrfachen Stoßes. Als Beispiel wird der Stoß auf der Unterseite des Obergurts am Punkt 8 gewählt. Die konstruktive Ausbildung zeigen die Abb. 5a bis c, die schematische Darstellung für die Berechnung die Abb. 5d.

Gestoßen werden folgende Teile:

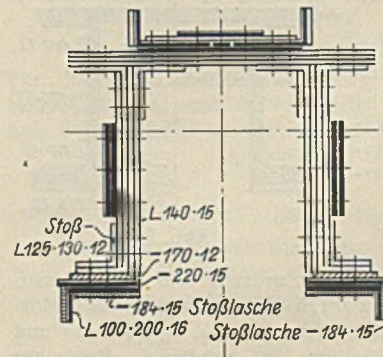
Querschnittsteil	Bemerkungen	F
$\varnothing 140 \cdot 140 \cdot 15$	Bei der Unterseite des Obergurts wird nur der abstehende Schenkel $\varnothing 140 \cdot 15$ berechnet	21,0
$\varnothing 170 \cdot 12$	—	20,4
$\varnothing 220 \cdot 15$	—	33,0
$\varnothing 100 \cdot 200 \cdot 16$	Anteil aus dem Schenkel $200 \cdot 16$	32,0
Gesamtfläche der gestoßenen Teile $\Sigma F =$		106,4



b) Wagerechter Schnitt durch den Steg.



d) Punkt VIII.



c) Querschnitt.

Abb. 5. Knotenpunkt VIII.

Bei einer für den betreffenden Obergurtstab errechneten Druckspannung von  $\sigma = 1,376$  t/cm<sup>2</sup> (ohne Knickspannung) beträgt die gesamte, im Stoß zu übertragende Kraft  $P = 106,4 \cdot 1,376 = 146,5$  t.

Um den Nachweis der ausreichenden Stoßdeckung zu führen, empfiehlt sich im allgemeinen nicht, von den Einzelteilen auszugehen, da der Nachweis der Stoßdeckung für diese, ohne Zusammenhang mit den anderen, nicht nur sehr unübersichtlich ist, sondern auch häufig zu dem Ergebnis führt, daß die ermittelten Spannungen sehr verschiedenartig

sind. Die Ermittlung der geringsten Widerstandsfläche des Gesamtstoßes gibt vielmehr, wie im vorigen Beispiel, auch hier die sicherste Grundlage für die Ermittlung der größten Stoßspannung, welche für alle Einzelteile denselben Wert hat.

Die Zusammenstellung der Flächen der Einzelteile und ihrer Anschlüsse zur Ermittlung der geringsten Widerstandsfläche enthält die nachfolgende Tafel 3. Da die Lage dieser Fläche zunächst noch unbekannt ist, müssen die Einzelflächen auf alle vier möglichen Schnitte bezogen werden. Danach läßt sich dann leicht die gesuchte Fläche, mit a—a bezeichnet, festlegen.

Tafel 3.

Querschnittsteil	F	Anschlußfläche im Schnitt			
		1	2	3	4
Anteil aus $\sphericalangle 125 \cdot 130 \cdot 12$ $\varnothing 125 \cdot 12$	15,0	$\frac{4}{1,6}$ Niete 10,6	$\frac{4}{1,6} + 5$ Niete 31,9	$\frac{5}{1,9} + 6$ Niete 36,7	$\frac{5}{1,9}$ Niete 11,2
Anteil aus $\sphericalangle 140 \cdot 140 \cdot 15$ $\varnothing 140 \cdot 15$	21,0	5 + 5 42,5	5 21,2	0	6 25,5
Vorhandene Platte $\varnothing 170 \cdot 12$	20,4	5 21,2	0	5 21,2	5 + 6 46,8
Neue Platte $\varnothing 220 \cdot 15$	33,0	0	5 21,2	5 + 5 42,5	10 + 6 68,0
Anteil aus $\sphericalangle 100 \cdot 200 \cdot 16$ $\varnothing 200 \cdot 16$	32,0	6 + 5 + 5 68,0	6 + 5 46,8	6 25,5	0
Stoßlasche $\varnothing 184 \cdot 15$	27,6	$\frac{7}{1,3}$ 22,9	$\frac{7}{1,3} + 5$ 44,1	6 + 7 55,2	7 29,7

Es ergibt sich  $\min F = 10,6 + 21,0 + 20,4 + 32,0 + 22,9 = 106,9 \text{ cm}^2$  und mithin die größte Stoßspannung  $\sigma = \frac{146\,500}{106,9} = 1370 \text{ kg/cm}^2$ .

Bei dieser Gelegenheit sei noch kurz ein anderer Stoß behandelt, der besonders deutlich veranschaulicht, in welcher übersichtlichen und nahezu zwangsläufigen Weise der Kraftverlauf in dem Stoß mit Hilfe der Fläche des geringsten Widerstandes festgestellt werden kann.

Es werden durch einen Staffelstoß nach Abb. 6 4 Platten  $\varnothing 220 \cdot 20$  gestoßen. Als Stoßdeckung werden gewählt 2  $\varnothing 220 \cdot 16$ . Bei einer reinen Druckspannung von  $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$  beträgt die zu übertragende Kraft  $P = 1,4 \cdot 4 \cdot 220 \cdot 2,0 = 246,4 \text{ t}$ .



Abb. 6. Staffelstoß nach Tafel 4.

Die Gegenüberstellung der Einzelteile und ihrer Anschlüsse zur Ermittlung von  $\Sigma F_{\min}$  erfolgt in Tafel 4.

Tafel 4.

Querschnittsteil	F	Anschlußfläche im Schnitt			
		1	2	3	4
Stoßlasche $\varnothing 220 \cdot 16$	35,2	8 $\varnothing 26$ 34,0	16 $\varnothing 26$ 68,0	$\frac{4}{1,9} + 8$ 43,0	$\frac{4}{1,9}$ 8,95
1. Platte $\varnothing 220 \cdot 20$	44,0	0	34,0	68,0	102,0
2. Platte $\varnothing 220 \cdot 20$	44,0	8 34,0	0	8 34,0	16 68,0
3. Platte $\varnothing 220 \cdot 20$	44,0	16 68,0	8 34,0	0	8 34,0
4. Platte $\varnothing 220 \cdot 20$	44,0	24 102,0	16 68,0	8 34,0	0
Stoßlasche $\varnothing 220 \cdot 16$	35,2	$\frac{4}{1,9}$ 8,95	$\frac{4}{1,9} + 8$ 43,0	16 68,0	8 34,0

Es ergibt sich  $\Sigma F_{\min} = 5 \cdot 34,0 = 170,0 \text{ cm}^2$  und die Spannung im Stoß zu  $\sigma = \frac{246\,400}{170,0} = \sim 1450 \text{ kg/cm}^2$ .

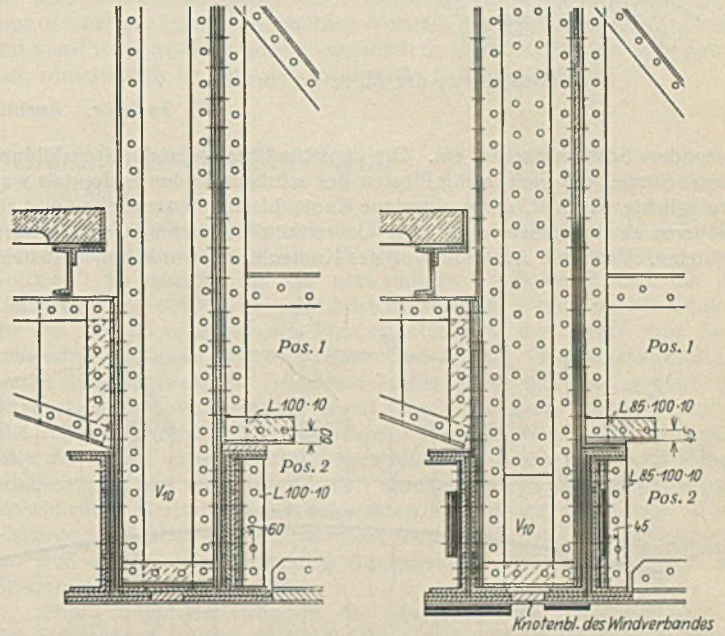
Aus dieser Spannung läßt sich nun rückwärts leicht der Kraftverlauf in den Einzelteilen feststellen. So zerlegt sich z. B. die in der ersten Platte wirkende Kraft von  $P = \frac{246,4}{4} = 61,6 \text{ t}$  derart, daß in die obere Stoßlasche entsprechend ihrem Anschluß eine Kraft von  $P' = 1,45 \cdot 34,0 = 49,3 \text{ t}$  eintritt, während der Rest von  $P'' = 61,6 - 49,3 = 12,3 \text{ t}$  durch die untere Stoßlasche aufgenommen wird. Der Anschluß dieser ist bewirkt durch  $\frac{4}{1,9}$  Niete  $\varnothing 26$  mit  $F_s = 8,95 \text{ cm}^2$ , woraus sich ergibt  $\sigma = \frac{12\,300}{8,95} = \sim 1375 \text{ kg/cm}^2$ .

Der Kraftverlauf innerhalb des Gesamtstoßes ist in Abb. 6 eingetragen. Es liegt nicht im Rahmen dieses Aufsatzes, bei weiteren und schwierigeren Beispielen zu zeigen, wie mit Hilfe der Fläche des geringsten Widerstandes der Verlauf der Kräfte eindeutig und nahezu zwangsläufig

festgestellt werden kann. Es genügt aber, die Grundlagen dafür aus den besonderen Verhältnissen der Wiedbrücke festgelegt zu haben.

Die konstruktive Durchbildung der Verstärkung der Wiedbrücke bot mancherlei Schwierigkeiten, die aber stets überwunden werden konnten, so daß eine einwandfreie Lösung in jedem Fall erreicht wurde.

So waren beispielsweise der Verstärkung der inneren Wandung des Untergurtes die Anschlüsse der unmittelbar an diesen stoßenden Querträger im Wege und gestatteten nur eine beschränkte Stärke der auf den Steg und die Oberseite aufzubringenden neuen Teile. Um daher diese überhaupt durchführen zu können, wurden die mit Pos. 1 und Pos. 2 der Abb. 7a bezeichneten Winkel abgenietet und das Stehblech des Querträgers um das erforderliche Maß abgekreuzt. Dies durfte aber nur so weit vorgenommen werden, daß ein ausreichender Abstand der Anschlußlöcher im Steg des Querträgers vom Rande noch gewahrt wurde (Abb. 7b).



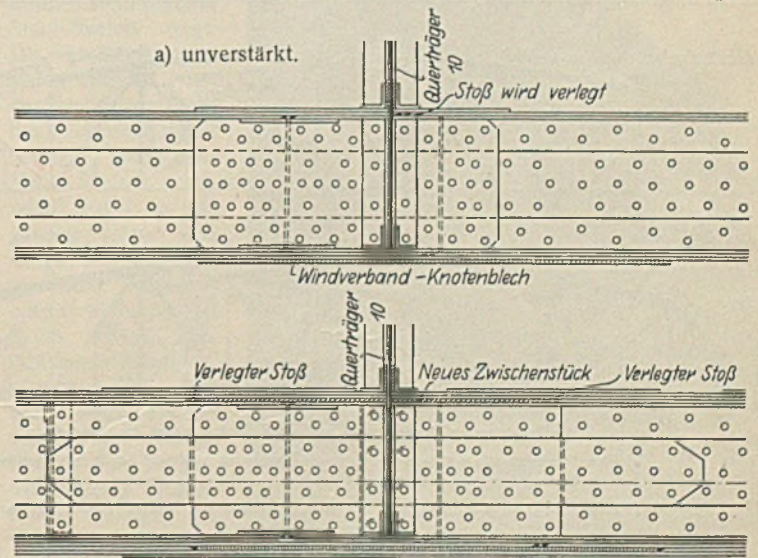
a) ohne Verstärkungen.

b) mit Verstärkungen.

Abb. 7. Durchführung der Verstärkungen beim Anschluß der Querträger am Untergurt.

Bei den mittleren Querträgern genügte auch diese Lösung nicht, da der Fall eintrat, daß ein neu aufzubringender Flachstab gegen eine vorhandene Stoßlasche stieß und daß der Randabstand der Anschlußlöcher ein weiteres Kürzen der Querträger nicht zuließ. Es bestand also keine Möglichkeit, die neue Platte über die vorhandene Stoßlasche hinüberzuführen. In diesem Fall wurde der Stoß der vorhandenen Platte durch Einschalten eines neuen Zwischenstücks seitlich des Querträgeranschlusses verlegt, und zwar so weit, daß die Stoßlaschen nicht mehr mit dem Querträgeranschluß in Berührung traten (Abb. 8a u. 8b).

Während durch die Auswechslung der Knotenbleche die Anschlüsse der Füllungsstäbe im allgemeinen in der üblichen Art ausgeführt werden konnten, stellten sich bei dem Anschluß der Endstrebe an den Obergurt



b) mit Verstärkung.

Abb. 8. Verlegung eines vorhandenen Stoßes.

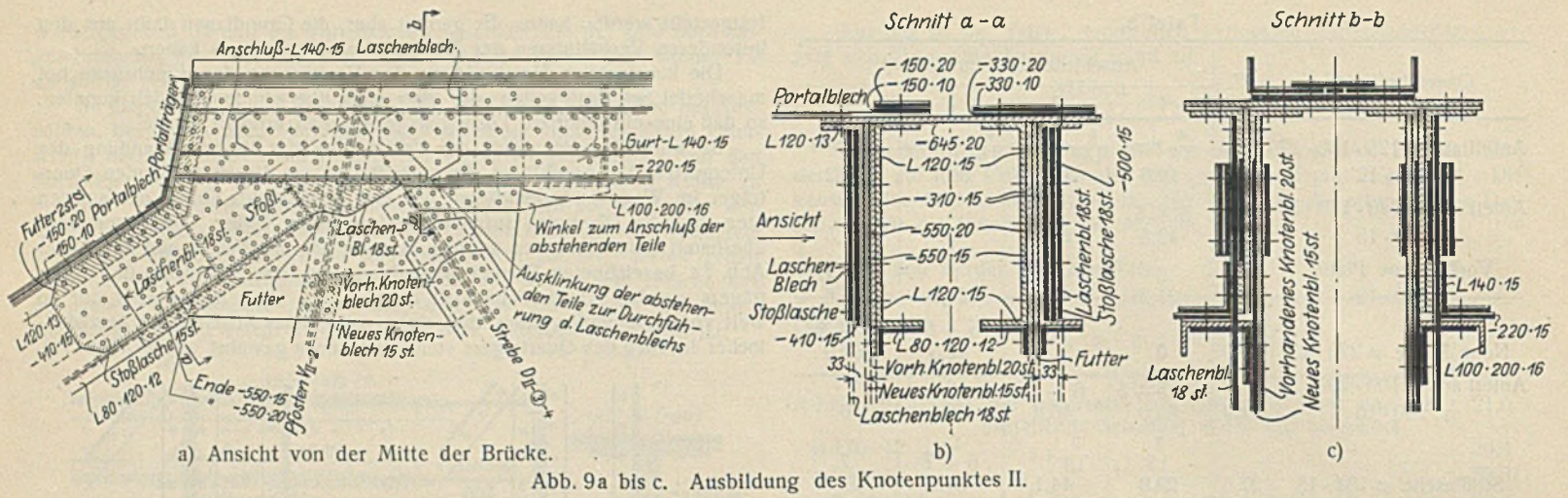


Abb. 9a bis c. Ausbildung des Knotenpunktes II.

besondere Schwierigkeiten ein. Die eigentümliche Querschnittsausgestaltung dieser Strebe, die gleichzeitig Pfosten des schrägliegenden Endportals war, ermöglichte es nicht, das vorhandene Knotenblech herauszuziehen und ein größeres einzuschieben, ohne den Querschnitt vollkommen auseinanderzuziehen. Von einer Auswechslung des Knotenblechs wurde daher Abstand

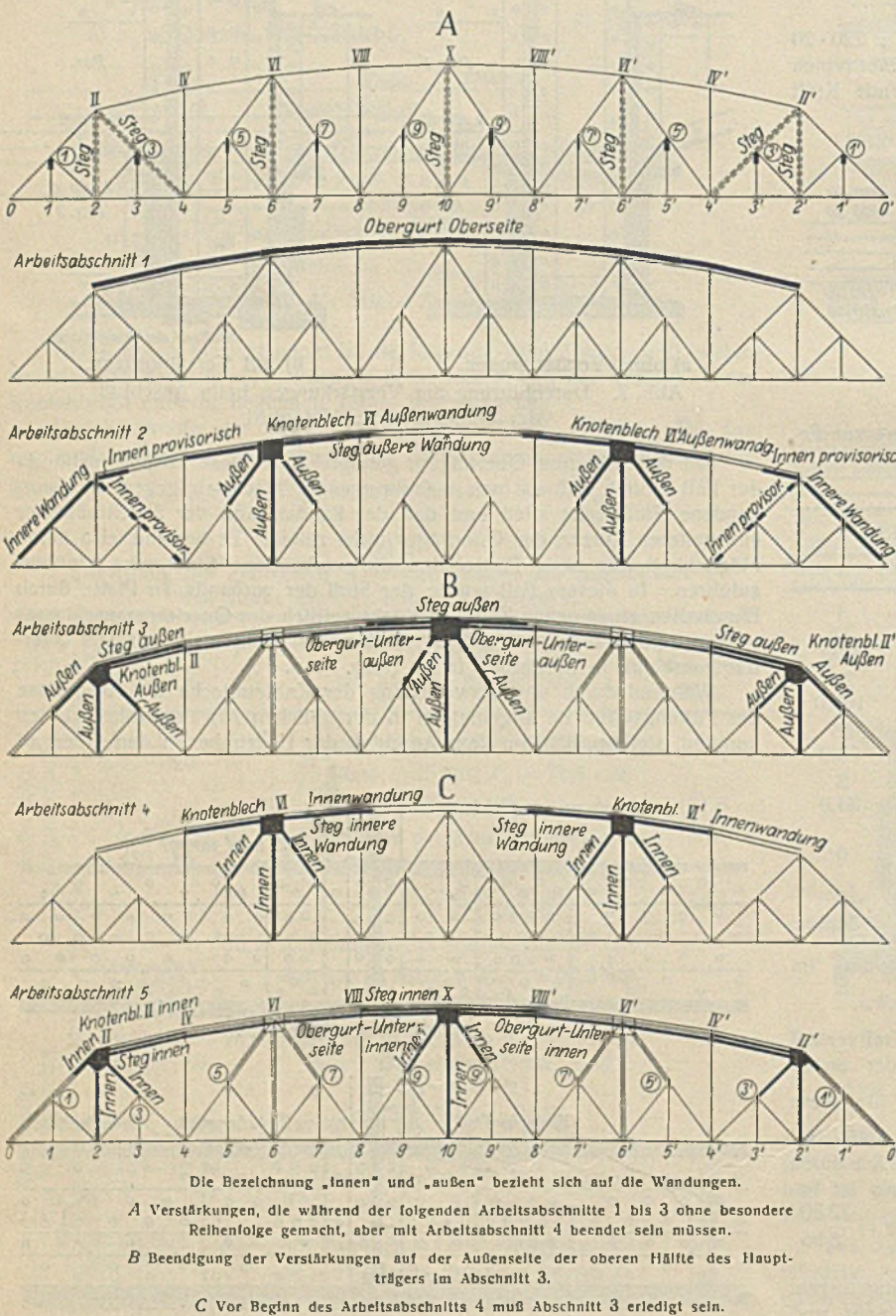
genommen und zur Verstärkung der Anschlüsse zunächst auf das alte Knotenblech an Stelle eines vorhandenen Futter und einer Lasche ein neues größeres Knotenblech von 15 mm Stärke geschoben. Aber auch hierdurch erzielte man bei weitem nicht die Anzahl der Nietquerschnitte, die zur Überleitung der Kräfte von der Endstrebe vom Obergurt erforderlich waren, da auch durch das neue Knotenblech die Niete nur einschnittig beansprucht wurden. Erst durch das Auflegen eines beide Stäbe unmittelbar verbindenden Laschenblechs auf die Außenseite der Wandungen wirkte der größte Teil der Niete zweischnittig und ermöglichte so eine ausreichende Kraftübertragung. Zur Durchführung des Laschenblechs mußte der abgehende Schenkel des auf der Unterseite des Obergurtes befindlichen Winkels  $140 \cdot 140 \cdot 15$  abgekreuzt werden (Abb. 9).

Wie bereits am Anfang erwähnt, wurde während der Verstärkungsarbeiten eingleisiger Betrieb auf der Brücke eingerichtet, wobei die Züge stets über das Gleis geleitet wurden, das am weitesten von dem jeweils zu verstärkenden Hauptträger entfernt lag. Hierdurch erreichte man außer der notwendigen Entlastung dieses Hauptträgers einen genügend freien Raum für den ungestörten Längsverkehr auf der Brücke, was bei dem äußerst lebhaften Zugverkehr sehr wichtig war.

Trotzdem wirkte auch der eingleisige Betrieb für die schnelle Durchführung der Arbeiten sehr störend; denn bei Belastung der Brücke durch einen Zug durfte weder genietet noch gebohrt werden, da die Niete sonst unzulässige Vorspannung erhalten hätten, und durch die Erschütterungen der Brücke die Bohrer leicht abbrechen konnten.

Besonderes Augenmerk mußte auf die Übereinstimmung des Arbeitsvorganges auf der Baustelle mit den Voraussetzungen der statischen Berechnung gerichtet werden. Es wurde daher die Reihenfolge der einzelnen Arbeiten in einem besonderen Plan graphisch festgelegt, der die Verstärkung eines Hauptträgers in 12 Arbeitsabschnitten vorsah. Die Abb. 10 zeigt die ersten 5 Arbeitsabschnitte von der Verstärkung der oberen Hälfte eines Hauptträgers. Bei der Einteilung der einzelnen Arbeiten ließ sich natürlich nicht umgehen, daß die Reihenfolge oft den praktischen Erfordernissen widersprach.

Um die Gewißheit zu haben, daß die Arbeiten während des Bahnverkehrs ohne Gefährdung der Brücke durchgeführt werden konnten, wurde zunächst eine unverstärkte Wandung des Hauptträgers, der an der Seite des außer Betrieb befindlichen Gleises lag, dahin untersucht, ob sie imstande ist, die gesamte ständige Last einschl. der Rüstung und des Gewichts der Verstärkungsteile und die gesamte in dem betreffenden Hauptträger auftretende Verkehrslast allein zu übernehmen. Im allgemeinen war dies der Fall, ohne daß die zulässigen Beanspruchungen überschritten wurden. Wo die Anschlüsse nicht ausreichten, wurden sie behelfsmäßig verstärkt; bei unzureichenden Querschnitten wurden statt dieser Verstärkungen möglichst sofort die endgültigen aufgebracht, so daß nach diesen einleitenden Verstärkungen der einen Wandung an der anderen ohne besondere Vorsichtsmaßnahmen hätte gearbeitet werden können. Um ganz sicher zu gehen, bestimmte außerdem die Reichsbahndirektion Köln, daß die Auswechslung der Knotenbleche derart nacheinander zu erfolgen habe, daß von den vier Knotenblechen jedes Stabes jedesmal nur ein einziges ausgewechselt werden



Die Bezeichnung „Innen“ und „außen“ bezieht sich auf die Wandungen.

A Verstärkungen, die während der folgenden Arbeitsabschnitte 1 bis 3 ohne besondere Reihenfolge gemacht, aber mit Arbeitsabschnitt 4 beendet sein müssen.

B Beendigung der Verstärkungen auf der Außenseite der oberen Hälfte des Hauptträgers im Abschnitt 3.

C Vor Beginn des Arbeitsabschnitts 4 muß Abschnitt 3 erledigt sein.

Abb. 10. Übersicht der Arbeitsabschnitte 1 bis 5, welche die Verstärkung der Innenseite der oberen Hälfte eines Hauptträgers umfassen.

durfte. Gleichzeitig wurde durch diese Bestimmung eine etwas günstigere Verteilung der ständigen Last auf die Wandungen erreicht als der Berechnung zugrunde gelegt war.

Bei einzelnen Knickstäben würde durch das Herausschlagen der Niete zum Aufbringen der Verstärkungsteile der notwendige Zusammenhang der Einzelteile unterbrochen worden sein. Daher wurden zunächst nur die Nietköpfe abgeschlagen, wobei der Zusammenhang der Querschnittsteile durch die Nietschäfte immer noch gewahrt blieb. Sodann wurden die neuen Teile aufgelegt und nun die Nietschäfte einzeln herausgestoßen und jedesmal sofort durch Schrauben ersetzt, die zuletzt wieder, Stück für Stück, durch Niete ausgewechselt wurden.

Für den ganzen Bauvorgang hat sich als sehr praktisch erwiesen, daß die Verstärkungsflachstäbe der Streben in der Mitte gestoßen waren, so daß bei Auswechslung eines Knotenblechs und gleichzeitiger Verstärkung der anschließenden Streben der Einfluß dieser Arbeiten örtlich begrenzt blieb.

Die Gesamtdauer der Arbeiten betrug etwa 5 Monate. Infolge der vorerwähnten Schwierigkeiten sowie unter Berücksichtigung des Umstandes, daß durch die Umänderung des Entwurfs während der bereits begonnenen

Arbeiten ein voller Monat verloren ging, kann diese Zeit außerordentlich kurz genannt werden. Bei einem Arbeitsstand, der in den letzten Monaten einen Monteur und durchschnittlich 25 Hilfsmonteur betrug, wurden im ganzen 231 t Verstärkungen eingebaut und dazu 40 Knotenbleche ausgewechselt, 38 000 Niete  $\phi$  23 und  $\phi$  26 herausgeschlagen und 56 000 Niete neugeschlagen.

Die Ausführung der Verstärkung sowie die Ausarbeitung der Entwürfe erfolgte durch die Firma Hilgers A.-G., Rheinbrohl a. Rh.

Zum Schluß sei noch ein kurzer Rückblick gestattet:

Während man im allgemeinen beim Umbau der Strecken für die schwereren Lastenzüge nur solche Überbauten verstärkte, bei denen eine verhältnismäßig geringe Vergrößerung der Querschnitte die erforderliche Tragfähigkeit herbeiführte oder die durch Anbau eines zweiten Hauptträgers oder einer besonderen Gurtung nur wenig auseinander genietet zu werden brauchten, zeigt die Verstärkung der Wiedbrücke, daß auch eine umfangreiche, unmittelbare Verstärkung aller Einzelglieder nicht nur konstruktiv gelöst werden kann, sondern unter Umständen auch durchaus wirtschaftlich ist, wie der vorliegende Fall ergeben hat.

Alle Rechte vorbehalten.

### Stahl-Skelettbau für ein Geschäftshaus in Köln-Kalk.

Von H. Schmudde, Köln-Kalk.

Die Stahl-Skelettbauweise ist bereits für eine Anzahl kleiner und mittlerer Wohnhäuser zur Anwendung gekommen. Bekannt ist auch die fast ausschließliche Wahl des Stahles als Baustoff für Wohnhäuser kleiner und kleinster Ausmaße. Die Zahl der Ausführungsarten für die Ausfüllung der Gefache des Stahl-Skelettes ist groß. Man hat hierfür nach der Außenseite hin Bimsbetonplatten, nach der Innenseite hin Tektonplatten, auch Holztafeln gewählt. Zwischen beiden Bekleidungen, also der der Außenseite und der der Innenseite, wurde ein mehr oder weniger großer Luftraum vorgesehen. In den weitaus meisten Fällen wurden die Platten der Außenbekleidung zwischen das Stahlgerippe gesetzt und die Außenfläche dann mit einem Verputz überzogen, der auch über das Stahlgerippe hinweg geführt wurde. All diesen Bauausführungen haftet jedoch immer noch etwas die Idee des Provisorischen und Vorübergehenden an. Die Zahl der Bauherren, ganz besonders in privaten Kreisen, die sich mit einer der oben angeführten Bauweisen ernsthaft befreunden und zum Bau eines größeren Hauses in dieser Bauweise entschließen, ist klein. Tatsache ist daher auch, daß die Stahl-Skelettbauweise für Einzelausführung in diese Kreise noch nicht so eingedrungen ist, wie sie es ihrer großen Vorteile wegen verdiente. Besonders dem Ingenieur will es nicht begreiflich erscheinen, daß man bis heute immer noch nicht ernsthaft von der alten Ziegelstein-Bauweise abkommen kann. Es mutet fast mittelalterlich an, wenn man sieht, wie auch heute noch die überwiegende Zahl der mittleren und auch größeren Wohn- und Geschäftshäuser aus kleinen Ziegelsteinen, Stein für Stein, und dazu noch von Hand, aufgebaut werden. Hierbei dient der Ziegelstein selbst außerdem noch zwei Zwecken, einmal als tragendes und dann als raumabschließendes Element.

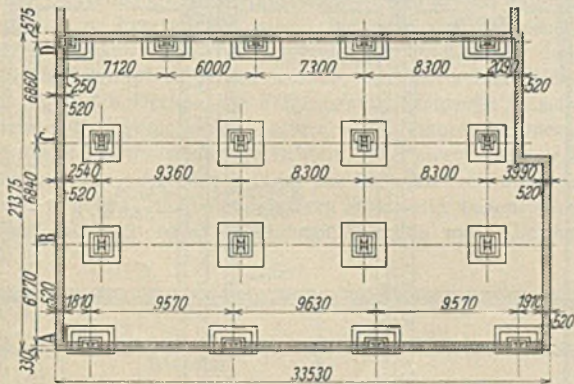


Abb. 1. Grundriß.

Bewußt gebrochen mit jener Bauweise wurde bei dem im folgenden beschriebenen Geschäftshaus-Neubau mittlerer Größe in Köln-Kalk. Auch hierfür war anfangs ein reiner Ziegelsteinbau geplant, aber mit Rücksicht auf die bestimmt zu erwartende kürzere Bauzeit wurde dann die Stahl-Skelettbauweise mit auszubetonierenden Decken und auszumauernden Wandflächen gewählt.

Die Grundriß-Abmessungen des Neubaus sind 33,53 m Frontlänge und 21,375 m Tiefe, vollkommen rechtwinklig. Die Höhe von Straßenflur bis First ist 22 m. Rechts und links dieses Neubaus stehen Geschäftshäuser, die in ihrem Betrieb nicht gestört werden durften. Diese Forderung war besonders schwierig zu erfüllen, da beim Abbruch des auf dem Grundstück stehenden alten Gebäudes nicht weniger als vier tiefe Brunnen und

urales, sehr starkes Mauerwerk im Boden sich vorfanden und teilweise entfernt werden mußten. Der Boden besteht in der Hauptsache aus Rollkies. Es mußten für die notwendigen Fundamente und für die Unterkellerung etwa 4 m tiefe Ausschachtungen vorgenommen werden, die bis zu 2,5 m unter die Fundamentmauern der rechts und links stehenden Gebäude gingen. Große Boden- und Gebäudeabstützungen waren daher notwendig. Besonders kräftig waren die ersteren nach der Straßenseite hin vorzusehen, da auf dieser ein außerordentlich starker und schwerer Wagenverkehr stattfindet. Trotzdem durch längere Regenfälle der Boden verschiedentlich nachrutschte, konnten die Fundamentarbeiten glatt und ohne jeden Unfall durchgeführt werden, dauerten aber einschließlich Herstellung der betonierten Kellerdecke 13 Wochen. Diese Kellerdecke liegt in Höhe Straßenflur, lagert auf den Betonfundamenten auf und erhielt etwa 0,5 m tiefe Aussparungen für das Einbringen der Stützenfüße des Stahl-Skelettes.

Abb. 1 zeigt den Grundriß des Gebäudes. Die Stützenstellung in der Straßenfront mußte mit Rücksicht auf die Anordnung großer Schaufenster abweichend von derjenigen der hinteren Reihen gewählt werden. Diese Schaufenster und die dahinterliegenden, von Zwischenwänden frei zu haltenden Verkaufsräume zwangen dazu, daß der ganze oberhalb der Erdgeschoßdecke liegende Gebäudeteil von den Erdgeschoßdecken und den Stahl-Unterzügen in Höhe der Erdgeschoßdecke getragen werden mußte.

Die vordere und hintere Frontwand sind bis zur Decke des Dachgeschosses  $1\frac{1}{2}$  Stein stark ausgebildet, und zwar so, daß an der Hoffront  $\frac{1}{2}$  Stein vor dem Stahl-Skelett liegt. Die Hoffront wird außen verputzt. Bei der Straßenfront liegt das Mauerwerk außen bündig mit dem Stahl-Skelett. Es erhält außen in der ganzen Höhe und Breite aus architektonischen Gründen eine Bekleidung mit 6 cm starken, geschliffenen Hausteinplatten, die auch das Stahl-Skelett überdecken. Diese Platten sind in fast vollkommen glatter Fläche verlegt, die nur durch die Fenster unterbrochen und durch wenige horizontale Gesimse auf-



Abb. 2. Ansicht des fertigen Bauwerks mit ausgemauertem Stahlskelett.

geteilt wird. Das Stahl-Skelett ist also gegen Witterungseinflüsse von außen vollständig geschützt. Die Wandausbildung ist hier nichts als Raumabschluss und täuscht nirgends gemauerte oder betonierte Pfeiler vor. Besonders die ganz schmal gehaltenen Pfeiler zwischen den großen Schaufenstern deuten darauf hin, daß das ganze Gebäude durch ein Stahlgerüst getragen wird.

Abb. 2 gibt eine Ansicht des fertigen Gebäudes mit verkleidetem Stahltragwerk.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt des ganzen Gebäudes, Abb. 4 die vier Stützenzüge mit den Einzelheiten der Deckenanschlüsse und Füße. Man sieht, daß die Außenstützen A und C bis zur vierten Decke und die Stützen der Mittelreihe B bis zur fünften Decke — der Dachgeschoßdecke — hochgeführt sind. Vom Bauherrn war gefordert worden, die Deckendicke so gering wie möglich zu halten. Da die Räume des Erd-, des ersten und des zweiten Obergeschosses als Verkaufsräume für ein Warenhaus dienen sollten, mußte mit entsprechend hoher Belastung gerechnet werden. Die Ausfüllung dieser Decken erfolgte daher mit Trag- und Füllbeton zwischen Peiner I-Breitflansch-Trägern. Der darüber-

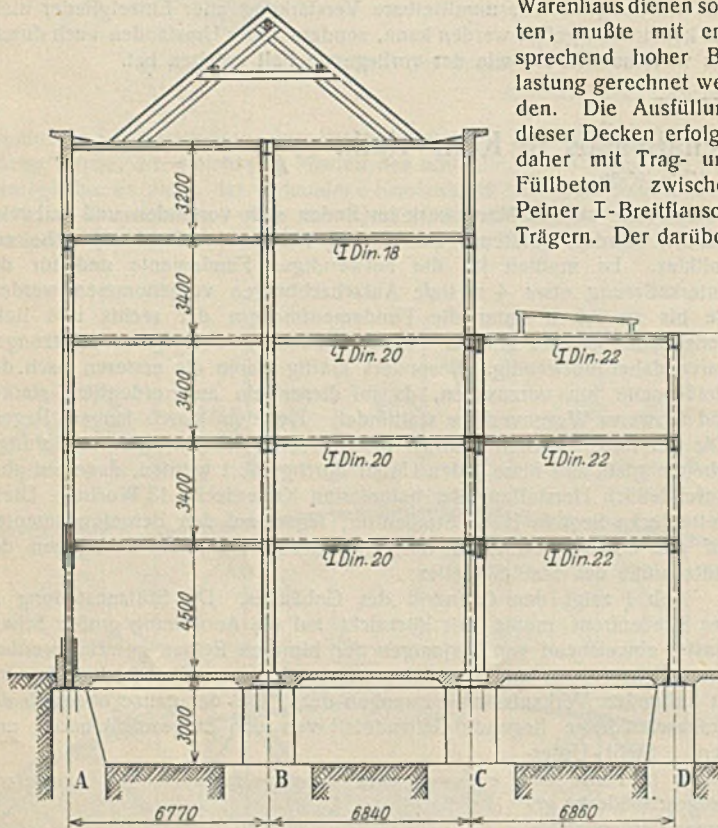


Abb. 3. Gesamtquerschnitt.

liegende Fußboden erhält Estrich mit Linoleumbelag. Die Gesamtdicke der Decke war 0,23 m. In den drei Geschossen, in denen Verkaufsräume untergebracht werden sollen, sind — abgesehen von den Abschlußwänden nach den giebelseitigen Treppenhäusern zu — keinerlei Zwischenwände vorgesehen. Hierdurch wurde auch der statische Aufbau des Tragwerks gegen wagerechte Windbelastungen bestimmt. Wie schon erwähnt, tragen die Stützen in der Hauptsache die senkrechten Lasten. Für die Aufnahme des Winddruckes und seine Überleitung in die Fundamente und das Erdreich dienen die durch Stahl-Deckenträger und durch Ausfüllung mit Beton gebildeten Geschoßdecken, die wiederum mit den massiv gemauerten Giebelwänden fest verbunden bzw. in diesen fest verlagert sind.

Wie aus der Konstruktionszeichnung Abb. 4 ersichtlich, konnten die Stützen sämtlich aus zwei U-Profilen hergestellt werden, die bis Höhe der beiden unteren Geschosse durch Platten verstärkt und darüber hinaus nur durch Einzelbleche miteinander verbunden wurden. An diese Stützen schließen in Höhe der Geschoßdecken die Unterzüge. Für die Front-Unterzüge in Höhe der Erdgeschoßdecke mußten mit Rücksicht auf die hohen Belastungen und deren ungleichmäßige Verteilung Blechträger gewählt werden. Für alle übrigen Unterzüge der Geschoßdecken konnten Peiner I-Breitflansch-Träger zur Anwendung kommen. Zwischen den Unterzügen wurden dann die Deckenträger eingewechselt.

Durch die festgelegte Grundriß-Aufteilung und Stützenanordnung wurde es möglich, daß die Länge der werkstattfertigen Tragwerksteile nicht über 9,5 m hinausging und doch auf der allseitig eingeschränkten Baustelle kein Zusammenlegen und Vernieten zerlegter Bauteile notwendig wurde. Auch das Verbringen von der Fabrik zur Baustelle konnte, da es nur mit Fuhrwerk zu erledigen war, ungestört durch enge Straßen und am Tage durchgeführt werden. Die größte Gesamtlänge der Stützen war 18,5 m. Diese Stützen mußten einmal gestoßen zur Baustelle geschafft werden. Der Baustellenstoß der Stützen wurde vernietet.

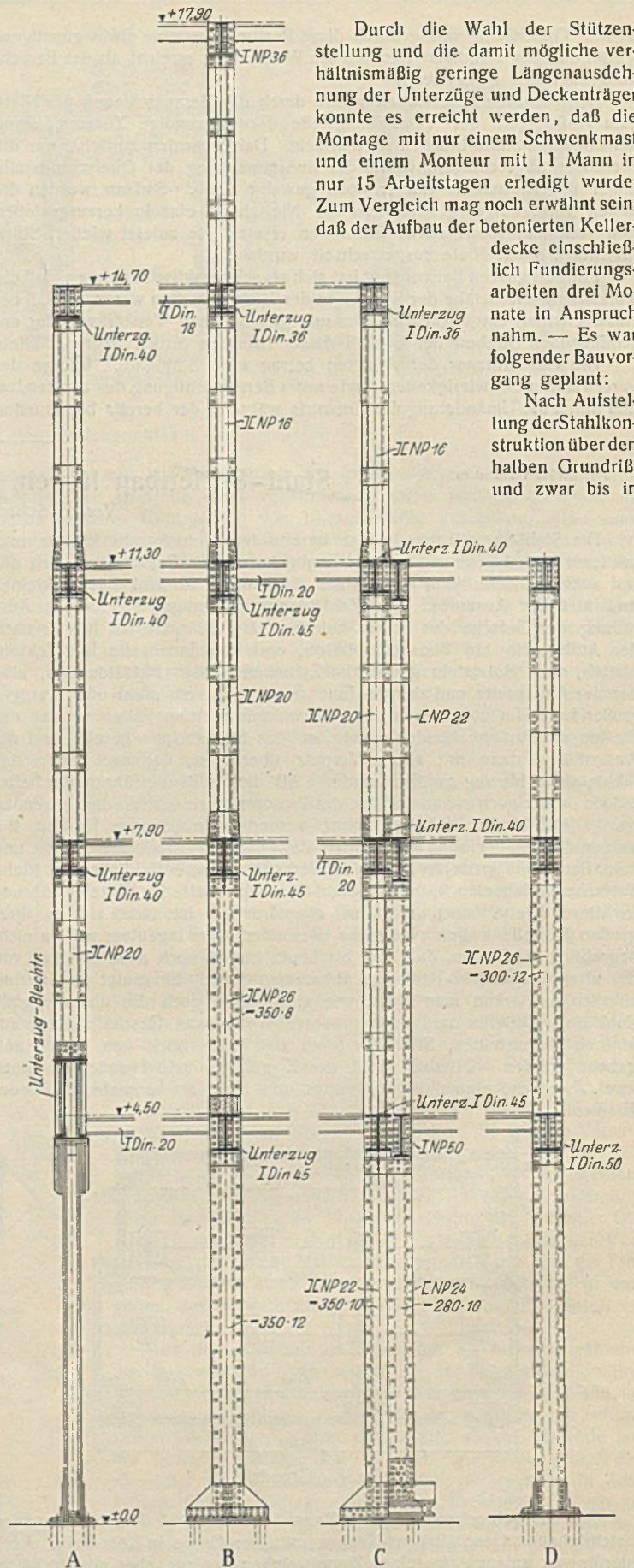


Abb. 4. Konstruktive Einzelheiten der vier Stützenzüge.

Durch die Wahl der Stützenstellung und die damit mögliche verhältnismäßig geringe Längenausdehnung der Unterzüge und Deckenträger konnte es erreicht werden, daß die Montage mit nur einem Schwenkmast und einem Monteur mit 11 Mann in nur 15 Arbeitstagen erledigt wurde. Zum Vergleich mag noch erwähnt sein, daß der Aufbau der betonierten Kellerdecke einschließlich Fundierungsarbeiten drei Monate in Anspruch nahm. — Es war folgender Bauvorgang geplant:

Nach Aufstellung der Stahlkonstruktion über den halben Grundriß, und zwar bis in

Höhe der zweiten Geschoßdecke sollte mit dem Hochmauern der einen massiven Giebelwand, die das an diesem Ende liegende Treppenhaus abschließt, begonnen werden. Die rückwärtige massive Längswand für den Anbau war bereits bei Aufstellungsbeginn bis in Höhe der ersten Geschoßdecke hochgeführt. Hierbei sollte das Tragwerk über der zweiten Grundrißhälfte bis zur zweiten Geschoßdecke aufgestellt werden, danach wieder vorne beginnend die obere Stahlkonstruktion einschließlich der Deckenträger im Treppenhaus, die in der



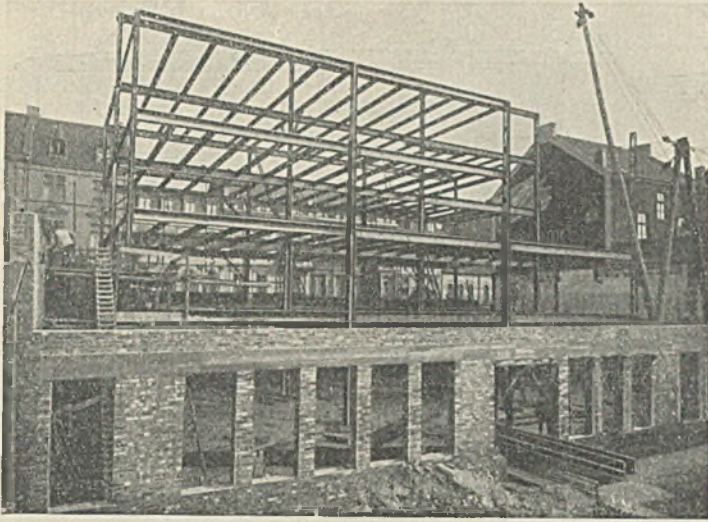


Abb. 5. Stahlskelett fast fertig. Hofseite.

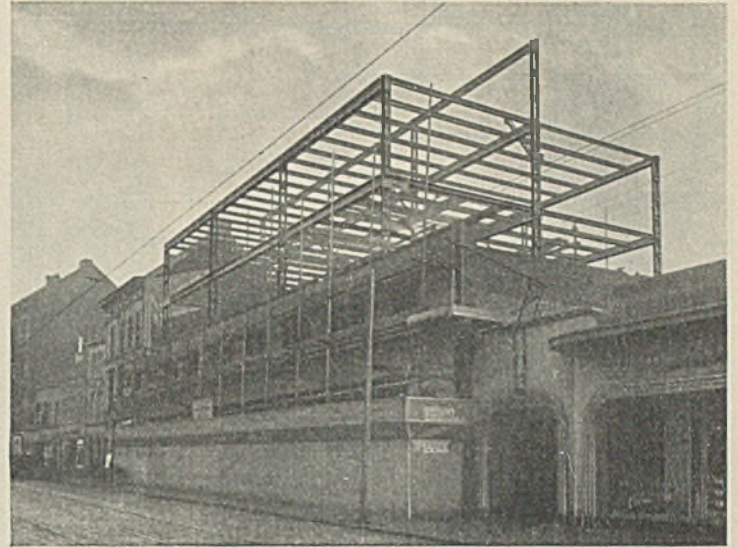


Abb. 6. Stahlskelett fertig aufgestellt, teilweise ummauert. Straßenseite.

massiven Giebelwand verlagert wurden. Die ersteren Arbeiten gingen jedoch so schnell vor sich, daß dieser Aufbau-Vorgang nicht eingehalten werden konnte. Die Maurerarbeiten konnten trotz großer Beschleunigung nicht mit den Aufbauarbeiten für das Stahlskelett Schritt halten. Es war fast vollständig aufgebaut, als die Maurerarbeiten an der einen Giebelwand erst bis in Höhe der zweiten Geschoßdecke gediehen waren. Abb. 5 zeigt diesen Bauzustand. Das Gebäude ist hier von der Hofseite gesehen.

Die an einzelnen Stützen angeordneten Kopfstreben dienten nur zur Feststellung des Stahlskelettes während des Aufbaues. Sie wurden später, nachdem die Decken ausbetoniert waren, wieder herausgenommen.

Abb. 6 zeigt das fertig aufgestellte und zum Teil ummauerte Stahlgerippe von der Straßenseite aus gesehen.

Nach Fertigstellung und Aufbau des Tragwerks und nachdem der Bau fast vollständig ausgemauert und eingedeckt war, wurde eine Vergrößerung des Neubaus beschlossen. Der hintere Anbau, der vorher nur eingeschossig geplant war, sollte nun dreigeschossig ausgeführt

werden. Die Stützen in der Reihe C wären stark genug gewesen, die Decken und ihre Belastung für den erhöhten Anbau zu tragen, jedoch waren die Unterzüge in dieser Reihe für die erhöhte Last nicht ausreichend. Es mußten neue Unterzüge dicht daneben verlegt werden. Infolge ihrer außermittigen Anordnung zu den vorhandenen Stützen wären nun Momente in den Stützen entstanden, die nicht von diesen aufgenommen werden konnten. Aus diesem Grunde mußten nun unter den neuen Unterzügen die vorhandenen Stützen nach außen hin durch Anbringung eines weiteren Stützenstieles verstärkt werden. Wie diese Anordnung vorgenommen wurde, ist aus Abb. 4 zu ersehen.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion für den Hauptbau ist etwa 180 t oder 0,4 t je m<sup>2</sup>, für den Anbau etwa 80 t, ebenfalls 0,4 t je m<sup>2</sup> der überbauten Fläche.

Die gesamte Bauausführung lag in Händen des Architekten Höffgen in Köln-Kalk. Die Lieferung und Aufstellung des Stahlskelettes erfolgte durch die Maschinenbau-Anstalt Humboldt, ebenfalls in Köln-Kalk.

Alle Rechte vorbehalten.

## Um- und Erweiterungsbau der Detaillistenkammer Hamburg.

Von Dipl.-Ing. Max Krause, Hamburg.

Besondere Aufmerksamkeit bei diesem Bau beanspruchen nur die Erweiterungsarbeiten, und zwar wegen der besonderen Art des gewählten Tragsystems zur Abfangung des Lichthofes.

Es handelt sich bei dieser bemerkenswerten Erweiterung um einen dreigeschossigen Neubau, dessen Abmessungen und dessen Raumaufteilung aus den Abb. 1 u. 2 ersichtlich sind. Während das Erdgeschoß durch einen einzigen großen Saal voll ausgefüllt ist, mußte bei den oberen Geschossen ein Lichthof eingebaut werden, der mit seinen Wänden und den darauf lagernden Decken die freigespannte Saaldecke belastet.

Die beratende Ingenieurfirma hatte also ihr Hauptaugenmerk auf die Abfangung dieser Lichthofwände zu richten. Die zweckmäßigste Lage der Hauptabfangung war unter der parallel zur hinteren Frontwand laufenden Lichthofwand gegeben: nicht der kürzeren Stützweite wegen, sondern aus Gründen, auf die noch näher eingegangen werden soll. Die Abfangung

der anderen Lichthofwand bot keine besonderen Schwierigkeiten und konnte durch einen einfachen Blechträger ausgeführt werden, der beim Vorderhaus von einer Stütze getragen wurde, während er das andere Auflager in der Hauptabfangung fand. Mit Rücksicht auf die geringe Bauhöhe für die Decke über dem Saal, mußte die Wahl auf ein Rahmensystem in Stahl fallen, das jedoch von dem üblichen stark abweicht.

Es lag nun der Gedanke nahe, die Höhe des ersten Obergeschosses als Trägerhöhe des oberen Riegels voll heranzuziehen und einen Vierendeckträger zu wählen unter Berücksichtigung der Aufteilung, die nur in der darauf stehenden Lichthof- und anschließenden Teilungswand möglich war. Drei Pfosten waren durch die Fensterpfeiler der Lichthofwand verdeckt, der zur gleichmäßigen Teilung erforderliche vierte Pfosten konnte leicht in der Teilungswand als blinder Pfeiler untergebracht werden. Während für den oberen Riegel durch den Fenstersturz genügend Höhe zur Ver-

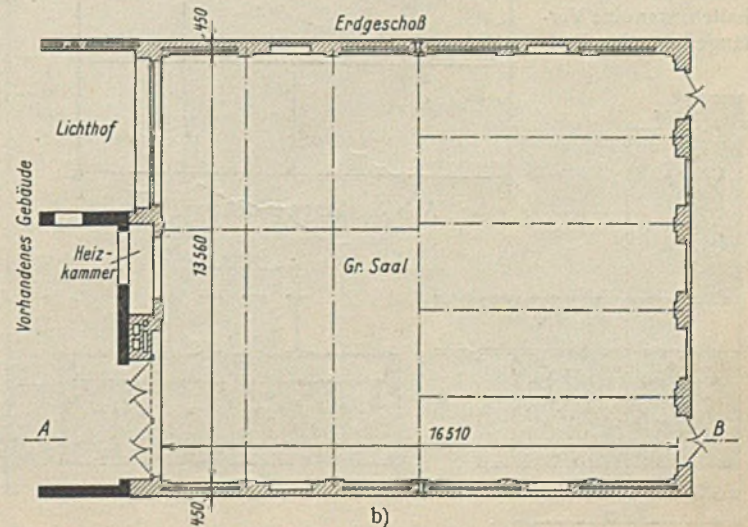
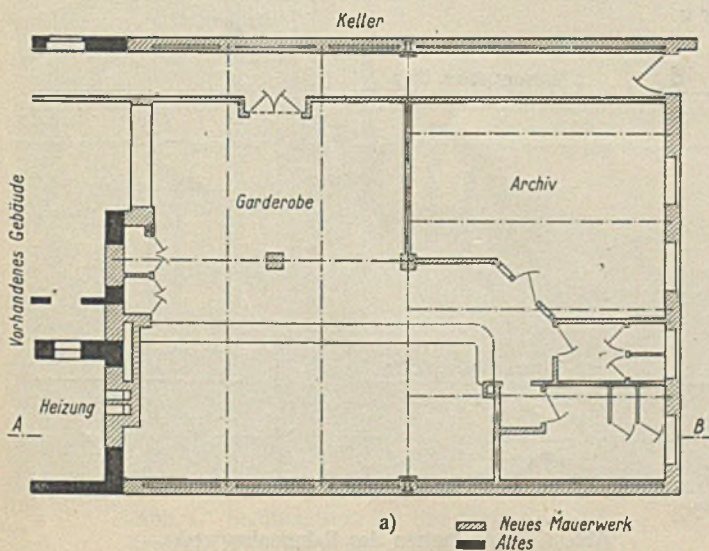


Abb. 1 a u. b. Grundriß von Keller- und Erdgeschoß.

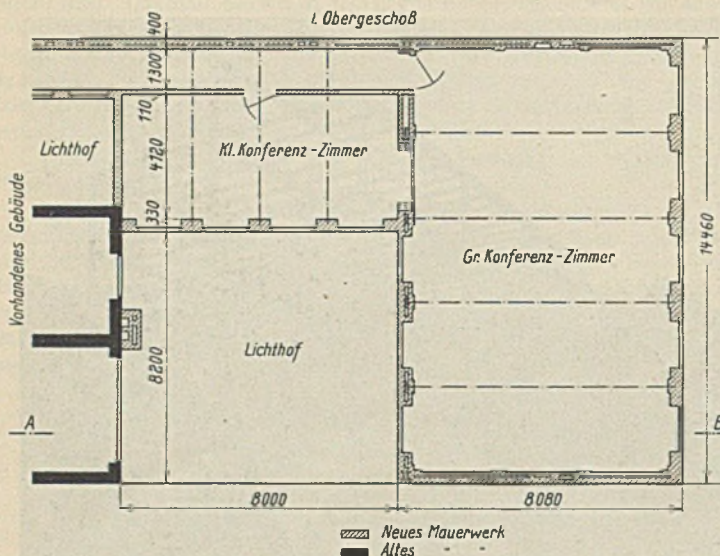
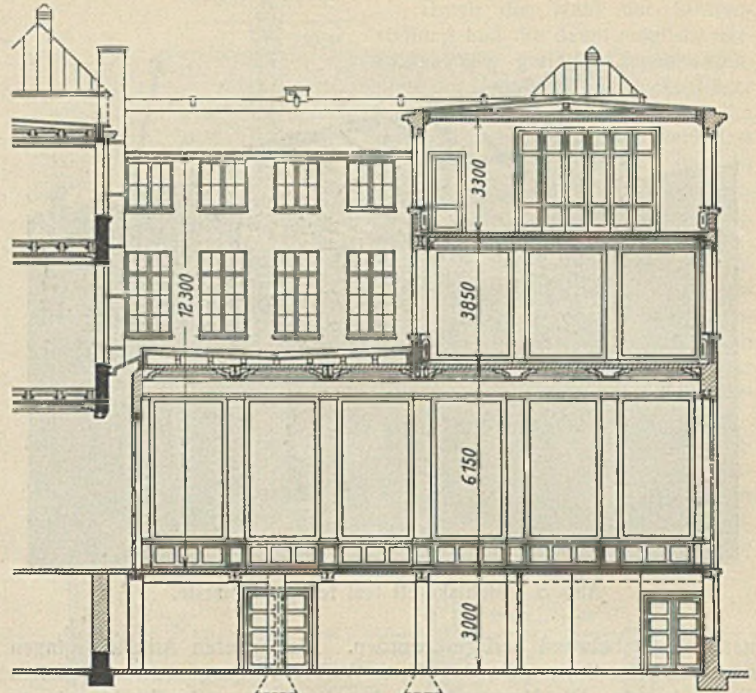


Abb. 1c. Grundriß des I. Obergeschosses.



Schnitt A-B  
Abb. 2. Aufriß.

fügung stand, und die Verdeckung der Eckausrundungen zwischen den Pfosten und dem oberen Gurt durch die Breite der Fensterpfeiler gewährleistet war, forderte der untere Riegel eine Bauhöhe, die nicht in der durch die übrigen Deckenträgerabmessungen bedingten Deckenstärke unterzubringen war. Es bestand auch keine Möglichkeit, den unteren Riegel in die Fensterbrüstung zu legen, da diese nur bis zur anschließenden Teilungswand reichte und letztere selber durch Türöffnungen unterbrochen war, also nicht zur Aufnahme herangezogen werden konnte.

Die Einhaltung einer so geringen Bauhöhe beim unteren Riegel wurde nur dadurch möglich, daß seine Verbindung mit den Pfosten nicht biegefest ausgeführt wurde, wie es die übliche Ausführung des Vierendeelträgers fordert, sondern als gemeinsames Zugband für die Pfosten mit diesem gelenkartig zu verbinden war. Dadurch ergab sich der Vorteil, daß die unteren Eckausrundungen fortfielen und das Zugband nur Normalkräfte außer der geringen Biegebeanspruchung als kontinuierlicher Träger durch die Brüstungslasten aufzunehmen hatte. Selbst dann, wenn die Saaldecke genügend Trägerhöhe für den unteren Riegel des Vierendeelträgers zur Verfügung gestellt hätte, wären Eckausrundungen wegen der Heizungsrisen und der Durchgänge unmöglich gewesen. Damit war für den oberen Riegel des Gesamtrahmens ein der Höhe des

ersten Obergeschosses entsprechender Vierendeelträger geschaffen, bei welchem der untere Riegel nicht wie üblich biegefest mit den Pfosten verbunden war. Um nun noch einen vollständigen Steifrahmen zur Aufnahme für die an den Giebeln angreifenden Windkräfte zu erhalten, war eine Verlängerung der End-

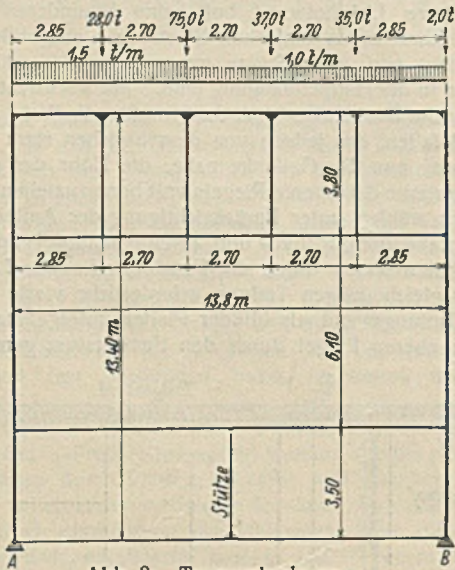


Abb. 3. Tragwerkschema.

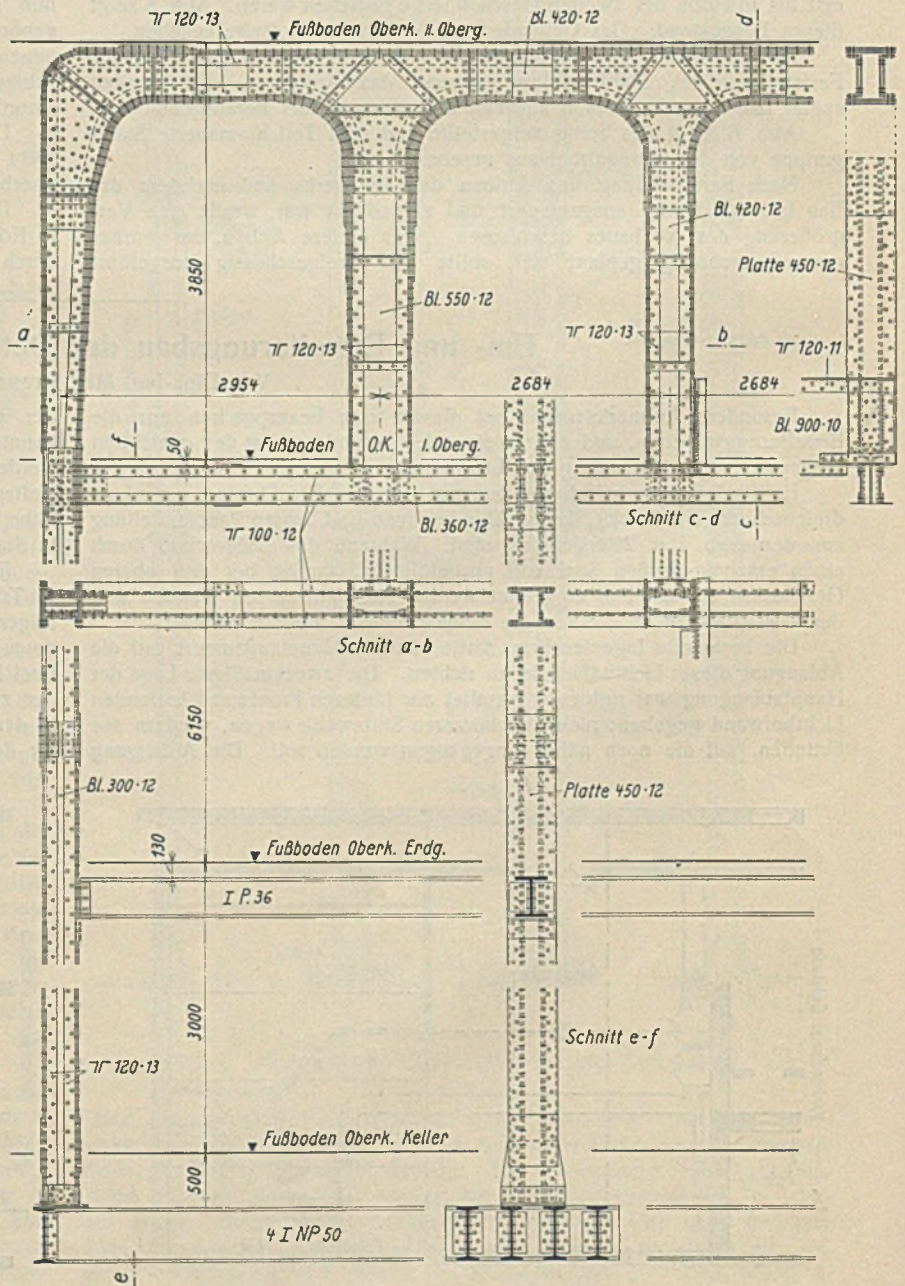


Abb. 4. Einzelheiten des Rahmentragwerks.

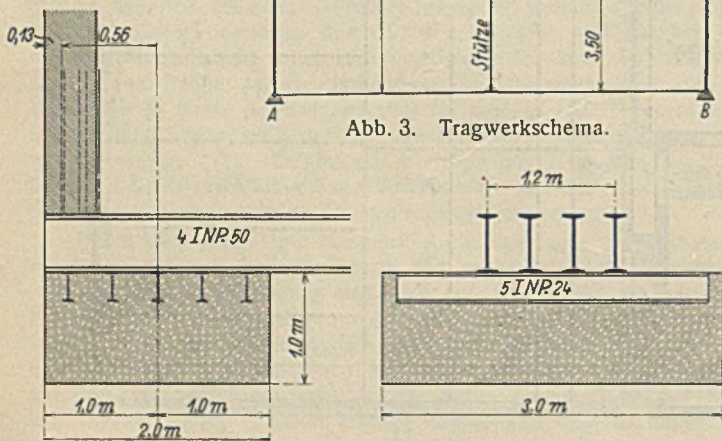


Abb. 5. Fundamentausbildung.

pfosten des Vierendeelträgers bis zu den Fundamenten erforderlich. Nachdem als weiterer Riegel des ganzen Rahmensystems die Träger der Kellerdecke Berücksichtigung fanden, ergab sich ein Tragsystem, das in seiner Art eine Ausnutzung aller technischen Hilfsmittel erkennen läßt und in Abb. 3 skizziert ist.

Anschließend hieran sei noch einiges über die Beanspruchung und die Abmessungen der einzelnen Rahmentteile gesagt. Eine Übersicht über das ganze Rahmentragwerk ist in Abb. 4 gegeben. Die Durchrechnung des Systems mit den gegebenen Belastungen brachte für die unbekanntenen statischen Größen, die sich auf Grund der Symmetrie von sieben auf fünf reduzierten, folgende Werte:

$$\begin{aligned} H_1 &= + 0,64 \text{ t}, & H_2 &= - 2,58 \text{ t}, \\ H_3 &= + 39,75 \text{ t}, & H_4 &= + 48,00 \text{ t}, \\ & & H_5 &= + 10,18 \text{ t}, \end{aligned}$$

wobei  $H_2$  als Druckkraft in Erscheinung tritt. Für das obere Zugband wurde der in Abb. 4. dargestellte Querschnitt, für die übrigen Rahmentteile Kastenträgerform gewählt.

Der als Grundprofil mit einer Stehblechhöhe von 300 mm gebildete, außerdem mit  $\approx 120$  t Normalkraft beanspruchte Endpfostenquerschnitt konnte nicht ganz bis zur Eckausrundung mit dem oberen Riegel durchgeführt werden, sondern erhielt durch einen Anlauf von 1:22 eine Erhöhung des Stehbleches auf 360 mm.

Für den anderen Abfangsträger wurde ein so hoher Blechträger gewählt, daß die Nischen für die Heizkörper zwischen den Winkelschenkeln der Gurtungen liegen konnten.

Um das bisher in bezug auf besondere statische Verhältnisse gegebene Bild des Erweiterungsbaues zu vervollständigen, ist noch die Ausführung der Fundamente für den Steifrahmen zu besprechen: Die Giebelwände, in welchen die Rahmenständer möglichst verschwinden sollten, lagen unmittelbar an der Grundstücksgrenze, so daß die für den Rahmen erforderlichen Fundamente nicht zentrisch unter den Ständern angeordnet werden konnten. Zur Übertragung der Auflagekraft wurden Stahlträger gewählt, die durch ihre Kragarme auf Biegung beansprucht wurden und gleichzeitig

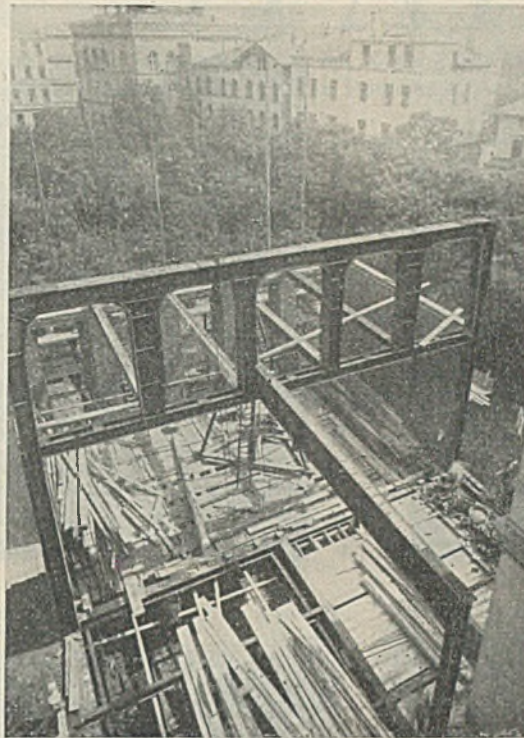


Abb. 6.

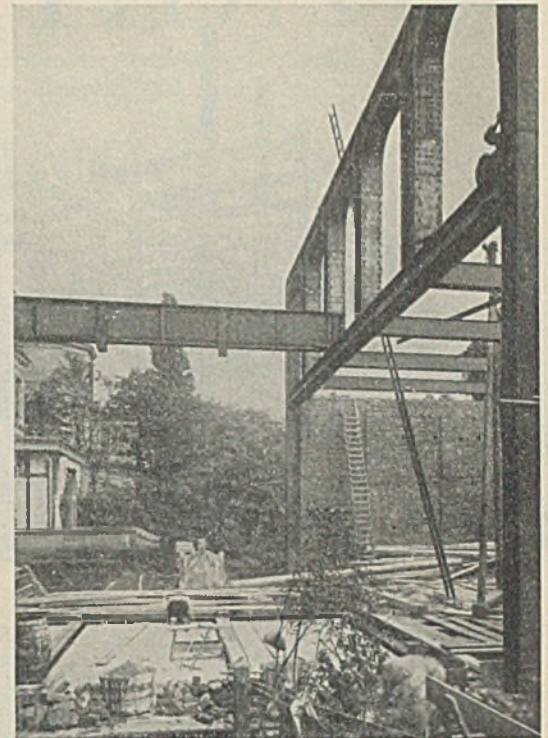


Abb. 7.

Abb. 6 u. 7. Aufnahmen der Baustelle mit fertig aufgestelltem Stahltragwerk.

zur Aufnahme des Horizontalschubes am Fußpunkt des Rahmensystems herangezogen werden konnten. Diese Fundamentträger hatten aber noch einen weiteren Zweck zu erfüllen: Die in der Mitte des Rahmens im Kellergeschoß stehende Stütze ist besonders stark ausgeführt und mit den Fundamentträgern biegefest verbunden. Hierdurch wurde die Standicherheit des Rahmens gegen horizontale Kräfte bedeutend vergrößert. Eine schematische Übersicht der Fundamentbedingungen ist in Abb. 5 gegeben.

Entwurf und Durchführung des ingenieurtechnischen Teils dieser neuen und bemerkenswerten Aufgabe lag in Händen des Ingenieur- und Architekturbureaus Franz Hammerstein, Hamburg; die architektonische Ausbildung erfolgte durch die Architekten B. D. A. Puls & Richter in Hamburg; die gesamte Stahlkonstruktion wurde von der Eisenbaufirma J. Jansen-Schütt, Hamburg, geliefert und aufgestellt.

Abb. 6 u. 7 zeigen zwei Darstellungen des Aufstellungsvorganges.

### Verschiedenes.

**Stahlskelettbauten der Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof.** Einen bemerkenswerten Ausschnitt aus dem Arbeitsgebiet der Firma Steffens & Nölle geben die im folgenden behandelten Beispiele in letzter Zeit ausgeführter Stahlbauwerke, bei deren Auswahl die im Wettbewerb mit dem Eisenbeton neuerdings immer mehr an Bedeutung gewinnende Stahlskelettbauweise besonders berücksichtigt ist. Sie steht

heute nicht nur für Industriebauten aller Art, Hochhäuser, Speicher usw. im Vordergrund des Interesses, sondern gewinnt mit Rücksicht auf ihre bekannten und schon oft geschilderten Vorteile — vor allem schnellste Ausführung bei jeder Jahreszeit ohne Beeinträchtigung der Güte, also rasche Verzinsung des aufgewandten Kapitals, geringer Raumbedarf, also vorteilhafte Ausnutzung des vorhandenen Platzes usw. — auch auf dem

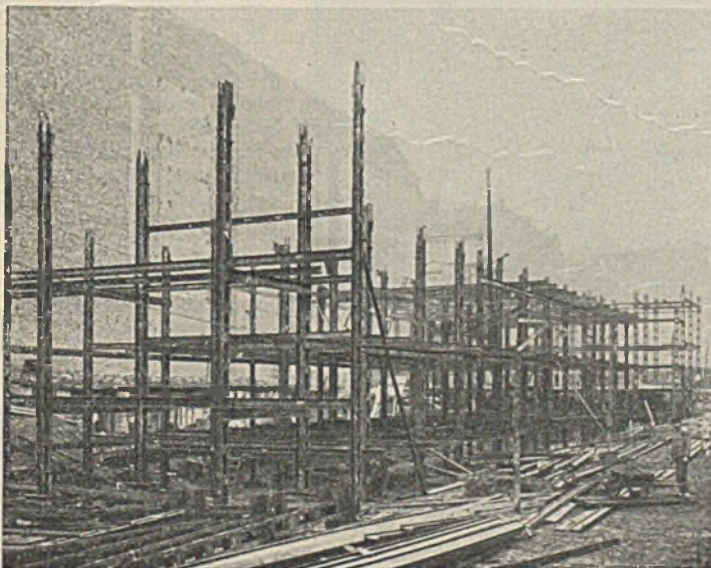


Abb. 1. Stahltragwerk für den Wohnhausblock Agricola-, Tile-Wardenberg-Straße in Berlin NW.

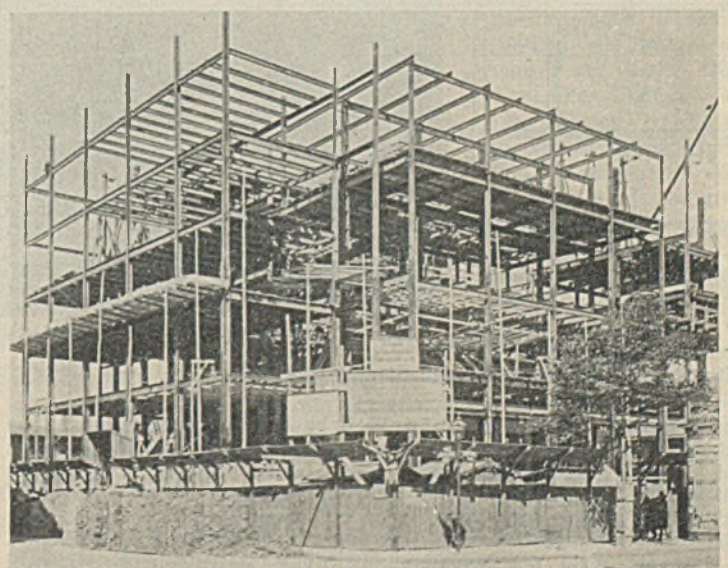


Abb. 2. Umspannwerk Leibnizstraße in Berlin-Charlottenburg.

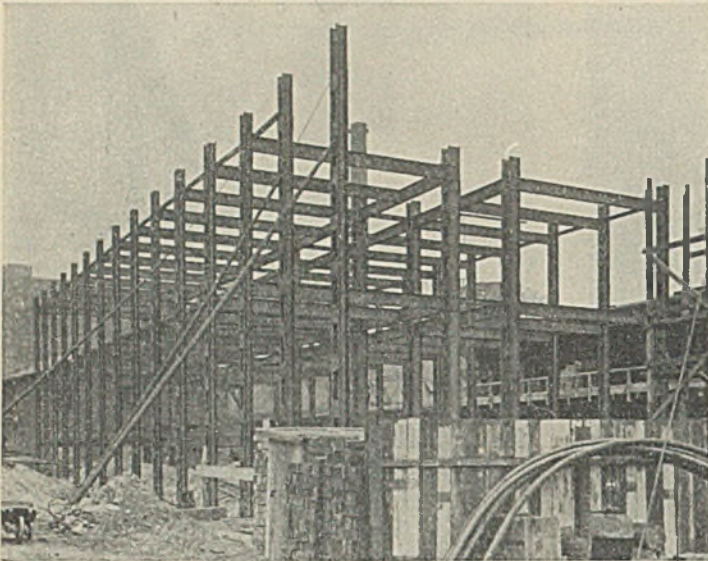


Abb. 3. Aufstellung des Tragwerkes.

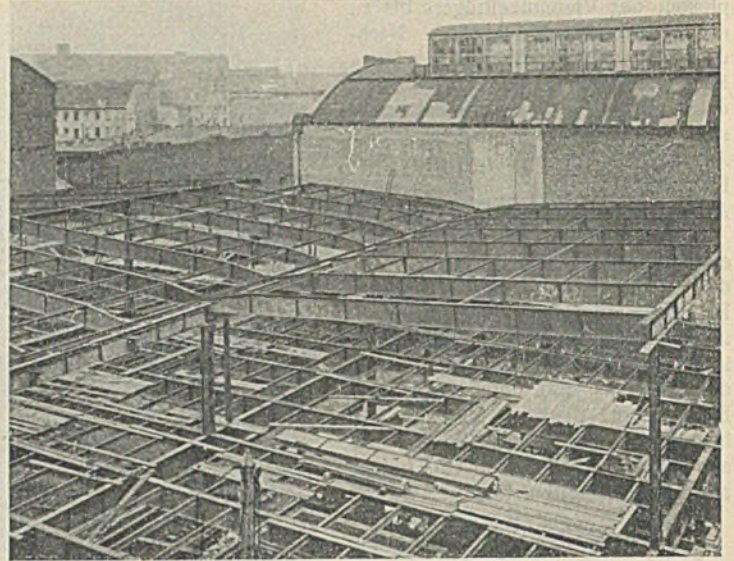


Abb. 5. Garage der A. Wertheim G. m. b. H. am Schiffbauerdamm in Berlin.

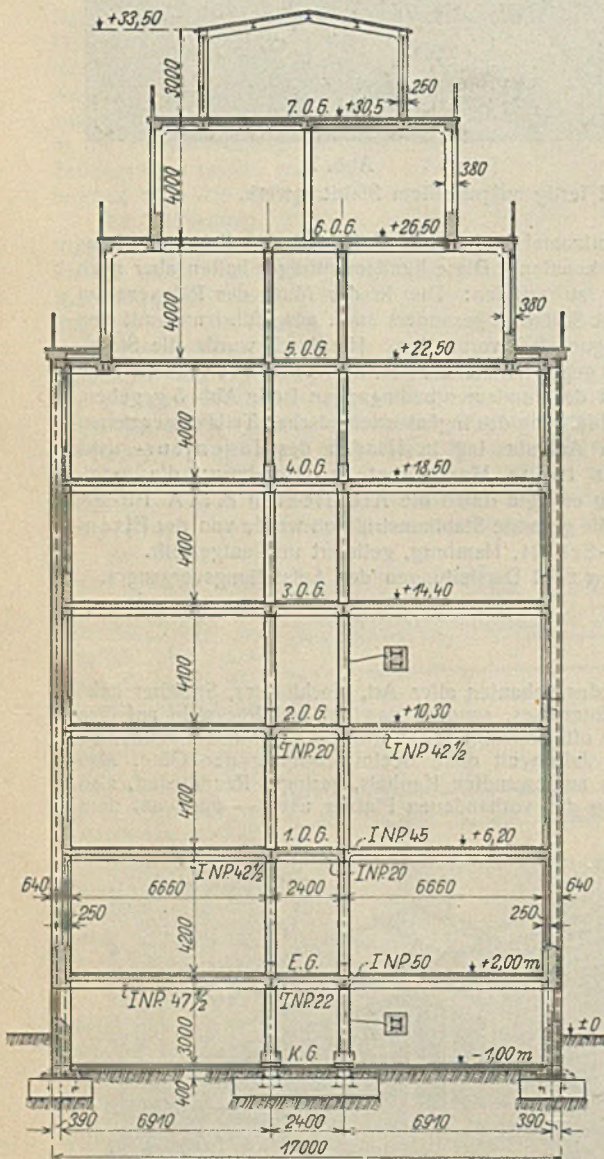


Abb. 4. Gesamtquerschnitt mit späterem Aufbau.  
Abb. 3 u. 4. Stahlhochhaus für den Siemenskonzern.

Stahlbau bisher weniger naheliegenden Gebieten, wie dem Wohnungsbau, ständig an Boden.

Eines der ersten Beispiele für diese neue Bauweise bildet der in Abb. 1 dargestellte vierstöckige Wohnhausbau in Berlin, Agricola- und Tile-Wardenberg-

dieselben durchweg sehr leicht ausgeführt werden können und das Gesamtgewicht des fertigen Bauwerkes erheblich geringer wird als bei jeder anderen Bauweise, was wiederum den Gründungskosten zugute kommt. Die statische Berechnung dieses im neuzeitlichen Wohnungsbau richtungweisenden Stahlhochbaus ist im Ingenieurbüro Kuhn & Schaim aufgestellt.

Weitere Stahlskelettbauten stellen die Abb. 2 bis 4 dar. Abb. 2 gibt einen Teil des von der Steffens & Nölle A.-G. und der Firma H. Gossen in Berlin-Reinickendorf gemeinsam ausgeführten Umspannwerkes der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke in Charlottenburg, Leibnizstraße, wieder. Die Stützen bestehen hier zum größten Teil aus Peiner Trägern. Die Abb. 3 u. 4 zeigen einen für den Siemenskonzern nach Entwurf und unter der Bauleitung von Regierungs-Baumeister Hertlein,

Direktor der Bauabteilung des Siemenskonzerns, ausgeführten Skelettbau von 17 m Breite und  $7 \cdot 6 = 42$  m Länge. Die aus den Abbildungen ersichtliche klare und einfache Durchbildung bedarf keiner weiteren Erläuterungen. Die Berechnung erfolgte derart, daß auf die zunächst ausgeführten zwei Stockwerke späterhin noch weitere sechs Stockwerke aufgesetzt werden können, wie Abb. 4 zeigt. Sie ist ebenso wie im vorigen und im nachfolgenden Beispiel im Ingenieurbüro Kuhn & Schaim aufgestellt. Einen andersartigen bemerkenswerten Bau zeigt Abb. 5: Die nach dem Entwurf und unter der Bauleitung von Regierungs-Baumeister Werth ausgeführte Zentralgarage für den Autopark der A. Wertheim G. m. b. H., Berlin, mit einem Fassungsvermögen von 400 bis 500 Wagen in zwei übereinanderliegenden Stockwerken. Da der Verwendungszweck die Schaffung möglichst großer, stützenfreier Räume erfordert, kam auch hier nur die Stahlbauweise ernsthaft in Betracht. Der etwa 80 m breite Raum ist durch vier vollwandige Binder überspannt. In der Längsrichtung stehen die Stützen in Abständen von etwa 15 m und sind durch Unterzüge zur Aufnahme der Binder verbunden. Auch die Unterzüge über dem Keller haben in der einen Richtung etwa  $80/4 = 20$  m Stützweite, während in der anderen teilweise noch eine weitere Stütze zwischen den durchgehenden Binderstützen angeordnet wurde.

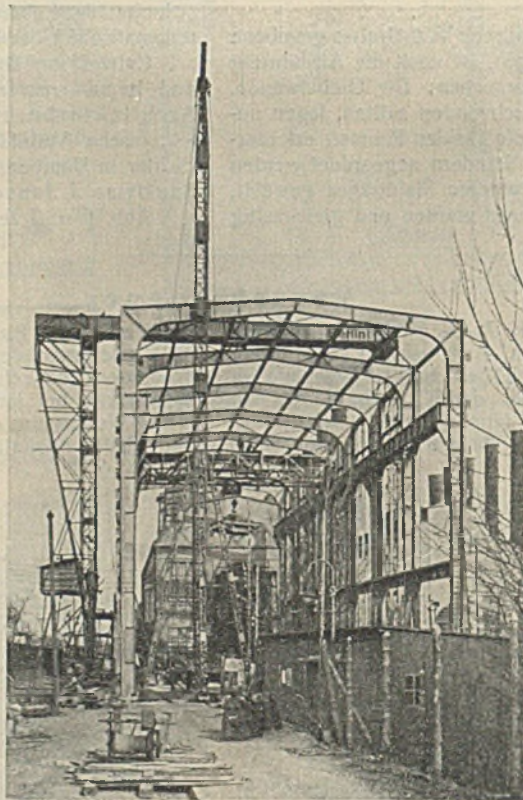


Abb. 6. Maschinenhaus des Elektrizitätswerkes Südwest in Berlin.

straße (Bauherr: Richter & Schädel). Er besitzt eine Länge von etwa 75 m und eine Breite von 12,6 m im normalen mittleren Teil. Die Stützenreihen sind in einem gegenseitigen Abstand von je 5,6 m angeordnet. Die Stützen bestehen durchweg aus zwei U-Profilen, die Deckenträger sind als Träger auf drei Stützen ausgebildet, durch die ersteren hindurchgesteckt und an einer Seite 1,4 m vorkragend, um die hier angeordneten Balkons aufzunehmen.

Für die Wahl der neuartigen Bauweise wesentlich ins Gewicht fallend war neben ihren sonstigen Vorteilen vor allem die Rücksicht auf den vorhandenen schlechten Baugrund. Die Stahlbauweise ist in hervorragendem Maße unempfindlich gegen Bodensenkungen,<sup>1)</sup> das Stahlskelett nimmt überdies den Wänden die Aufgabe der Lastübertragung ab, so daß

Vollendung der Haupttragkonstruktion erfolgende Aufstellung eines der 70-t-Laufkrane. Eine ausführlichere Besprechung der hier im Bilde vorgeführten Bauwerke bleibt vorbehalten.

H. Gottfeldt.

<sup>1)</sup> Vgl. z. B. Prof. Rein: Die Eisenbauten des Großkraftwerkes Klingenberg, Bauingenieur 1928, Heft 42, S. 754.

**INHALT:** Die Verstärkung der Wiedbrücke. — Stahl-Skelettbau für ein Geschäftshaus in Köln-Kalk. — Um- und Erweiterungsbau der Detailistenkammer Hamburg. — Verschiedenes: Stahlskelettbauten der Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof.