

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 27. Juni 1930

Heft 13

Alle Rechte
vorbehalten.

Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht.

Ausgeführt im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt von Professor H. Kayser, Darmstadt.

I. Veranlassung der Versuche.

In einer größeren Stadtgemeinde gab der ständig zunehmende Verkehr, insbesondere die bedeutende Erhöhung der Achslasten von Lastautos und Straßenbahnwagen gegenüber den früheren Verkehrsmitteln, Veranlassung, die der Stadt unterstehenden Brücken auf ihre Tragfähigkeit nachzuprüfen. Als Ergebnis stellte sich u. a. bei einer Straßenbrücke, deren Hauptträger als Fachwerkbogen ausgebildet sind, heraus, daß außer einer Beseitigung und Erneuerung der Fahrbahndecke verschiedene Teile der Hauptträger, darunter insbesondere die Anschlüsse mehrerer Schrägen an die Knotenpunkte verstärkt werden mußten, wenn man nicht überhaupt eine vollständige Auswechslung der gesamten alten Überbauten in Erwägung ziehen wollte. Der Gedanke einer Verstärkung der alten Hauptträger lag um so näher, als sie sich im besten Unterhaltungszustand befanden; diese Feststellung ist auch um dessentwillen interessant, weil die Brücke 1876 aus Schweißeisen erbaut war und der einwandfreie Zustand der immerhin über 50 Jahre alten Tragkonstruktion einen bemerkenswerten Beitrag zu der mancherseits umstrittenen Frage der Lebensdauer stählerner Brücken liefert.

Die Überlegungen hinsichtlich der Art der Verstärkung führten dazu, zu prüfen, ob diese Verstärkungen mit Hilfe des neuzeitlichen Schweißverfahrens durchführbar seien. Da es sich um die schweißtechnische Verstärkung genieteter Konstruktionen handelte, ergab sich das Problem, das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht zu untersuchen.

II. Vorversuche mit Schweißeisen.

Obgleich die in Betracht kommende Brücke aus Schweißeisen besteht, dessen von St 37 oder sonstigen neuzeitlichen Baustählen teilweise erheblich abweichende Dehnungs- und Festigkeitseigenschaften durch Zerreiß- und Biegeversuche vorweg festgestellt waren, wurden die weiter unten beschriebenen Versuche an Probestäben aus St 37 durchgeführt, da von dem Schweißeisen nur wenige Proben zur Verfügung standen. Die bei St 37 erzielten Ergebnisse gedachte man bei einer weiteren Versuchsreihe mit entsprechenden Schweißeisenstäben zu verwerten.

Vorweg sei bemerkt, daß diese ursprünglich geplanten Ergänzungsversuche an schweißeisernen Probestäben nicht ausgeführt sind. Denn aus anderweitigen Gründen wurde der Gedanke einer Verstärkung der alten Hauptträger vorerst fallen gelassen, so daß diese letzteren Versuche keine unmittelbare Bedeutung mehr hatten und — so interessant sie im Interesse weiterer Erkenntnisse auf dem in Frage stehenden Gebiet gewesen wären — aus Mangel an verfügbaren Geldmitteln unterbleiben mußten.

Eine kleinere Reihe von Versuchen, welche die umstrittene Frage der erfolgreichen Schweißbarkeit des Schweißeisens klären sollten, wurde durchgeführt. Zur Verfügung standen einige aus der alten Brücke ausgebaute Winkelprofile, aus denen die Versuchsstäbe hergestellt wurden. Die Festigkeits- und Dehnungseigenschaften dieses Schweißeisens waren festgestellt wie folgt:

Als Mittel aus zehn Versuchen ergaben sich am langen Proportionalstab (gemäß DIN 1605)

Streckgrenze . . .	$\sigma_S = 27,6 \text{ kg/mm}^2$
Bruchgrenze . . .	$\sigma_B = 36,9 \text{ kg/mm}^2$
Bruchdehnung . . .	$\epsilon_{10} = 9,4\%$

wobei die einzelnen Werte der Streckgrenze und Bruchgrenze gut einander lagen, diejenigen der Bruchdehnung jedoch erheblich streuten.

Es wurden die Bruchfestigkeiten von Flankenkehlnähten (durch Druckversuch) und Stirnkehlnähten (durch Zug- und Druckversuch) geprüft. Die Versuchsstäbe waren gemäß Abb. 1 a, 1 b und 1 c ausgebildet.

Die Bruchfestigkeit der Flankennähte ergab sich im Mittel zu $\sigma = 31,8 \text{ kg/mm}^2$, die der Stirnnähte im Mittel zu $\sigma = 48,8 \text{ kg/mm}^2$, bezogen auf die schwächste Bruchfuge (Höhe des eingeschriebenen gleich-

schenkigen Dreiecks). Wenn auch diese Ergebnisse wegen der anders gewählten Art der Versuchsstäbe nicht ohne weiteres mit den Forderungen der „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“¹⁾, welche zur Zeit der Versuchsdurchführung noch nicht bekannt waren, vergleichbar sind, so zeigen sie doch, daß auch Schweißeisen mit bestem Erfolg schweißbar ist. Denn die Vergleichswerte nach den „Richtlinien“ sind: Mindestbruchfestigkeit von Flankenkehlnähten $\sigma = 24 \text{ kg/mm}^2$ (erreicht wurden $31,8 \text{ kg/mm}^2$) und von Stirnkehlnähten $\sigma = 30 \text{ kg/mm}^2$ (erreicht wurden $48,8 \text{ kg/mm}^2$).

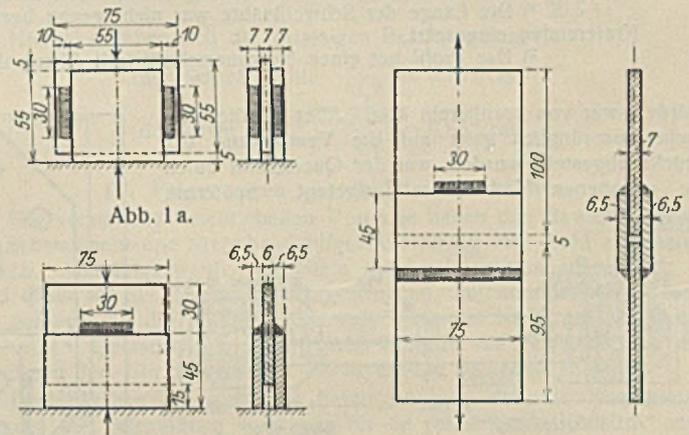


Abb. 1 a. Abb. 1 b. Abb. 1 c.
Versuchsstäbe aus Schweißeisen.

Die Schweißung war autogen durchgeführt unter Verwendung eines gekupferten Flußstahlschweißdrahtes (dünner Kupferüberzug, so daß Cu-Gehalt bis zu 0,15%). Bei der Herstellung der Schweißnähte ergaben sich gewisse Schwierigkeiten; es stellte sich als notwendig heraus, mit Sauerstoffüberschuß zu schweißen (Mischungsverhältnis Sauerstoff zu Azetylen etwa 1,2 : 1). Jedenfalls war — hinsichtlich des Schweißvorganges — dies Schweißeisen entschieden schlechter schweißbar als Flußstahl.

Das Ergebnis dieser Vorversuche kann dahingehend zusammengefaßt werden, daß Schweißeisen bestimmter Sorten zwar weniger leicht, aber bei Anwendung besonderer Methoden und hochwertigen Schweißdrahtes sehr wohl schweißbar ist. Die in den Schweißnähten erzielte Festigkeit liefert normale Werte im Vergleich zu Schweißnähten bei Flußstahl. Ob die vielerorts aufgestellte Behauptung, daß das metallurgische Gefüge des Werkstoffes in der Nähe der Naht sich stärker und auch mit einer tieferen Eindringungszone in ungünstigem Sinne verändert als bei Flußstahl, zutrifft, konnte durch diese Versuche nicht geklärt werden.

III. Hauptversuche mit Flußstahl.

Für die Durchführung der Versuche stand eine Universalprüfmaschine (Bauart MAN) mit maximal 100 t Zug zur Verfügung.

Im Hinblick auf das ursprüngliche Ziel der Versuche, nämlich die Verstärkungsmöglichkeit der vorbezeichneten Brücke zu prüfen, waren die Versuchsstäbe den Schrägstäben der Hauptträger dieser Brücke nachgebildet. Sonach ergab sich ein Querschnitt von gekreuzten Winkeln. Die Versuchsstäbe, aus St 37 normaler Güte bestehend, sind in Abb. 2 dargestellt, wobei noch bemerkt sei, daß die Nieten 20 mm ϕ hatten.

Daß die Verwendung unsymmetrischer Einzelquerschnitte (einseitig angeschlossene Winkel) die Versuchsergebnisse ungünstig beeinflussen

¹⁾ Vgl. „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“, veröffentlicht im Stahlbau 1930, Heft 9.

Zahlentafel.
Versuchswerte, betreffend das Zusammenwirken von Schweißnähten und Nieten.

1 Versuchsgruppe	2 Versuchsstab Nr.	3 Nietzahl ¹⁾ und Niet ϕ mm	4 Länge der Schweißnähte ²⁾ cm	5 Bruchlast		6 Abs. Zuwachs gegenüber Gruppe I		7 Zuwachs gegenüber Gruppe I pro Längeneinheit der Schweißnaht t/cm	8 Beanspruchung im Profil ³⁾ t/cm ²
				des einzelnen Stabes t	als Mittel der Versuchs- gruppe t	t	%		
I	1	4 ϕ 20	—	41,3	} 40,4	0	0	0	1,93
	2	4 ϕ 20	—	39,5					1,84
II	3	—	4 · 11,0 = 44,0	38,1	} 41,5	—	—	—	1,78
	4	—	4 · 10,5 = 42,0	44,9					2,10
A ₁	5	4 ϕ 20	4 · 9,3 = 37,2	55,6	} 55,9	15,5	38	0,42	2,60
	6	4 ϕ 20	4 · 9,0 = 36,0	56,2					2,63
A ₂	7	4 ϕ 20	4 · 13,5 = 54,0	78,8	78,8	38,4	92	0,71	3,68
A ₃	8	4 ϕ 20	4 · 16,5 = 66,0	92,0	92,0	51,6	128	0,88	4,30
B	9	4 ϕ 20	2(6,0 + 8,0 + 6,0) = 40,0 desgl. desgl. desgl.	57,0	} 56,3	15,9	39	0,40	2,60
	10	4 ϕ 20		60,7					2,83
	11	4 ϕ 20		54,2					2,54
	12	4 ϕ 20		53,1					2,49
C	13	4 ϕ 20	2(11,5 + 7,5) = 38 desgl. desgl.	77,9	} 79,6	39,2	97	1,03	3,64
	14	4 ϕ 20		78,9					3,68
	15	4 ϕ 20		82,1					3,84

¹⁾ Sämtliche Niete sind einschnittig beansprucht; maßgebend Abscheren. Ihre volle Querschnittsfläche ist: $4 \cdot 3,14 = 12,56 \text{ cm}^2$.

²⁾ Die Länge der Schweißnähte war nicht genau bearbeitet; sie ist unter Berücksichtigung eines angemessenen Maßes für die Kraterenden eingesetzt.

³⁾ Das Profil hat einen Nutzquerschnitt (mit Abzug des Nietloches $20 \text{ mm } \phi$) von $21,4 \text{ cm}^2$.

würde, war von vornherein klar. Aber da die Versuche ursprünglich ganz auf die Verstärkung der Brücke abgestellt wurden, war der Querschnitt durch die gegebenen Verhältnisse festgelegt. Späterhin

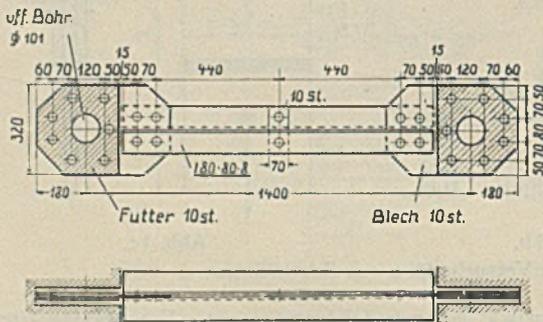


Abb. 2.
Versuchsstab aus St 37.

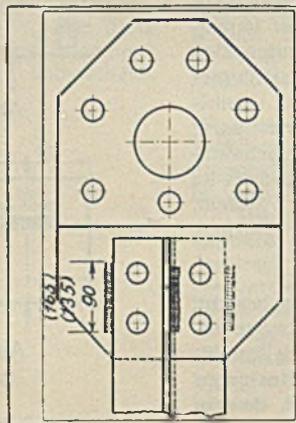


Abb. 3a.

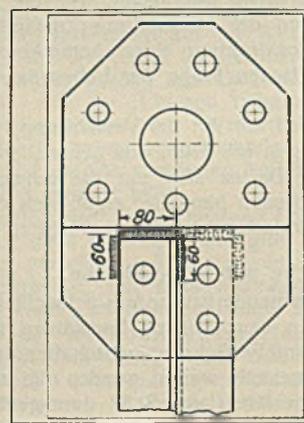


Abb. 3b.

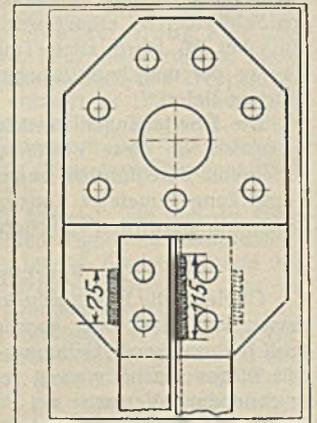


Abb. 3c.

Anordnung der Schweißnähte.

glaubte man, um einwandfrei vergleichen zu können, von den einmal gewählten Abmessungen und Anordnungen nicht abgehen zu sollen.

Die Anordnung der Schweißnähte wurde verschieden gewählt, um die Zweckmäßigkeit oder Überlegenheit der einen oder anderen Art prüfen zu können. Abb. 3a, 3b u. 3c geben diese Schweißnahtanordnungen wieder, die zugehörigen Stäbe sind als Gruppe A, B und C bezeichnet.

Um Vergleichswerte zu haben, wurden ferner je zwei Versuchsstäbe mit Nietung, ohne Schweißung (Gruppe I) und zwei Stäbe mit Schweißung, ohne Nietung (Gruppe II) untersucht. Die allgemeine Anordnung dieser Versuchsstäbe entsprach gleichfalls Abb. 2, die der Schweißnähte bei Gruppe II der Abb. 3a.

Die Versuchsergebnisse sind in der obenstehenden Zahlentafel zusammengestellt.

Abb. 4a, 4b u. 4c geben je ein typisches Bild eines durch Zerreißen zerstörten Anschlusses je der Gruppe A, B und C.

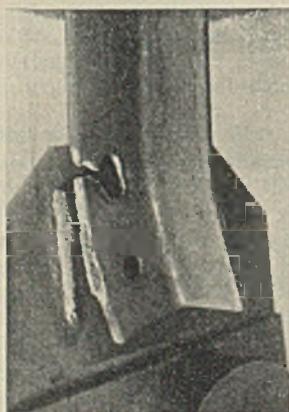


Abb. 4a.

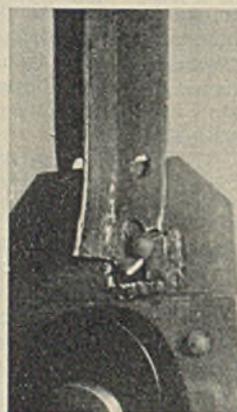


Abb. 4b.

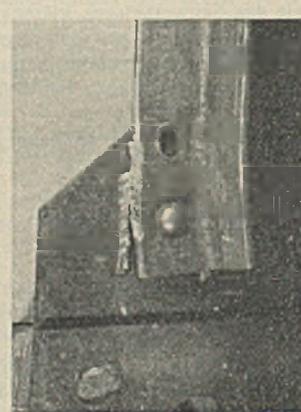


Abb. 4c.

Probestab-Anschlüsse nach dem Zerreißversuch.

Die Abbildungen lassen erkennen, daß die durch die Asymmetrie der Winkelprofile bedingten Biegemomente die Zerstörung der Anschlüsse erheblich beeinflusst haben. Die Ergebnisse sind also das Resultat der sehr ungünstigen Versuchsanordnung; es steht zu erwarten und wäre durch einfache Versuche mit symmetrischen Versuchsstäben nachzuweisen, daß bei symmetrischen Stäben höhere Festigkeitswerte erreichbar sind.

Die Zahlenwerte der vorstehenden Tafel zeigen, daß die Versuchsgruppen I und II annähernd gleiche Bruchlasten trugen. Aus der Schweißnähtlänge kann man folgern, daß ein Niet $\phi 20 \text{ mm}$ einschneitig auf Abscheren ungefähr einer Schweißnähtlänge von 5 cm (oder etwas mehr) entspricht.

Weiterhin ergibt sich sehr eindeutig, daß sämtliche Stäbe, bei denen Nietung und Schweißung angewendet waren, höhere Bruchlasten getragen haben als die nur genieteten oder nur geschweißten

Stäbe. Es ist daher eindeutig erwiesen, daß gegenüber dem Bruchzustand Nietung und Schweißnaht zusammenwirken.

Die Spalten 6 und 7 lassen den Nutzeffekt der durch Schweißung verstärkten Nietung erkennen, und zwar Spalte 6 in absoluten Größen und Spalte 7 pro Längeneinheit (je lfd. cm der Schweißnaht). Aus diesen Zahlen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

1. Der Nutzeffekt bei den Stäben der Gruppe A_1 und B ist verhältnismäßig gering. Die Ursache dazu liegt, wie die rein äußerliche Betrachtung der Schweißnähte zeigte, in einer wenig vollkommenen Ausführung der Schweißung.
2. Bei den Stäben der Gruppe A_2 und A_3 ist der Nutzeffekt erheblich günstiger, da die Schweißung besser ausgeführt war.
3. Das günstigste Ergebnis lieferte — wie zu erwarten stand — die Gruppe C . Bei dieser waren (vgl. Abb. 3c) die Schweißnähte in den Längen der unsymmetrischen Form der Winkel angepaßt.* Man erzielte im Bruchzustand durch die Schweißung einen Zuwachs von 1,03 t/cm Schweißnaht gegenüber der Gruppe I der nur genieteten Versuchsstäbe. Bezogen auf die schwächste Bruchfuge (Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks; vgl. Abb. 5) ergibt sich also eine Wirksamkeit der Schweißnähte von

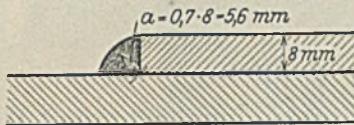


Abb. 5. Rechnerische Bruchfuge.

$$\frac{1,03}{0,56} = 1,84 \text{ t/cm}^2 \text{ beim Bruch.}$$

Nach den „Richtlinien“ wird für Flankenkehlnähte eine Scherfestigkeit von mindestens 2,40 t/cm² verlangt. Die Güte der Schweißnähte hätte diese Festigkeit zweifelsfrei erreicht, wie unabhängig von den vorstehend beschriebenen Versuchen durchgeführte Proben einfacher symmetrischer Schweißverbindungen erwiesen haben. Da der Lastzuwachs dieser Festigkeit aber nicht entspricht, ergibt sich die Folgerung, daß Nietung und Schweißung zwar zusammenwirken, ihre Wirkungen aber nicht einfach zu addieren sind. Dies wird auch ohne weiteres verständlich, wenn man bedenkt, daß die Deformationsvorgänge bei den Nietten und der Schweißnaht, bedingt durch die verschiedene Art der Spannungsverteilung, verschieden sind.

Über die Spannungsverteilung bei mehreren Nietten einer Verbindung besteht auch heute noch, obgleich man seit Jahrzehnten innerhalb gewisser Grenzen mit gleichmäßiger Verteilung auf alle Nietten rechnet, keine absolut einwandfreie Klarheit. Die Spannungsverteilung in Flankenschweißnähten ist bisher noch weniger erforscht, wenn auch einzelne Versuche darüber aus jüngster Zeit vorliegen.¹⁾ Soviel läßt sich aber aus den hier durchgeführten Versuchen folgern, daß die Spannungsverteilung in Nietten und Flankenschweißnähten nicht gleichartig ist. Diese früher mehr gefühlsmäßig erkannte Tatsache hatte ja zu der oft geäußerten Ansicht geführt, daß ein Zusammenwirken von Nietung und Schweißnaht nicht anzunehmen sei. Dieser völlig negativen Bewertung widersprechen aber die Ergebnisse der vorliegenden Versuchsreihen.

Geht man davon aus, daß die Flankenschweißnähte wegen der Art der Spannungsverteilung (nicht die Dehnbarkeit der Schweißnaht selbst ist dabei bestimmend!) eine verhältnismäßig geringe Formänderung zulassen, so ist zu folgern, daß bei kombinierter Nietung und Schweißung die letztere in voller Größe wirksam wird. Die Wirkung der Niete entspricht dagegen nicht ihrer Scher- oder Lochleibungsfestigkeit. Unzweifelhaft ist, daß die Niete mit der Reibungskraft mittragen, da bei allen durchgeführten Versuchen ein Lockern der Niete durch die Erwärmung beim Schweißen nicht festgestellt werden konnte, so daß zu folgern ist, daß bei vorsichtiger und sachgemäßer Schweißung eine Lockerung der Niete nicht in Frage kommt. Neben dieser Reibungskraft, welche bekanntlich einer Spannung von

$$\sigma = 0,6 \text{ bis } 1,2 \text{ t/cm}^2$$

¹⁾ Vgl. Cajar, Spannungsverteilung in Flankenschweißnähten, „Die Elektroschweißung“ 1930, Seite 56 ff.

der vollen Nietquerschnitte entspricht, wirken in gewissen Grenzen auch Scher- oder Lochleibungswiderstand mit, deren Größenordnung nur schwer zu erfassen ist. Es ist anzunehmen, daß die Mitwirkung der Niete jedenfalls nicht größer ist, als der Tragkraft des Nietes bei Erreichung der Fließgrenze entspricht.

Betrachtet man unter diesem Gesichtspunkt vergleichsweise die Ergebnisse der Versuchsgruppe I und C, so ergibt sich folgendes:

Die Versuchsgruppe C lieferte eine mittlere Bruchlast von 79,6 t. Nimmt man die Schweißnähte als voll tragend an, so übernehmen sie zuverlässig im Bruchzustand einen Lastanteil von $38,0 \cdot 0,56 \cdot 2,4 = 51,0$ t. Das Mitwirken der Niete hat also einen Lastzuwachs von $(79,6 - 51,0) = 28,6$ t erbracht. Bezieht man diesen Zuwachs auf die volle Querschnittsfläche der vier einschnittigen Niete von ϕ 20 mm, so ergibt sich, daß die Niete beim Bruch der Schweißnähte eine Beanspruchung von

$$\frac{28,6}{4 \cdot 3,14} = 2,28 \text{ t/cm}^2$$

getragen haben. Es bleibe dabei unerörtert, in welchem Maß diese Wirkung sich auf Reibung, Scher- oder Lochleibungswiderstand verteilt.

Die „Richtlinien“ schreiben für auf Abscheren beanspruchte Flankenschweißnähte eine 3,2fache Sicherheit vor ($\sigma_B = 2,40 \text{ t/cm}^2$; $\sigma_{zul} = 0,75 \text{ t/cm}^2$).

Fordert man für die Niete aus St 37 eine 2,7fache Sicherheit (entspr. $\sigma_B = 3,70 \text{ t/cm}^2$; $\sigma_{zul} = 1,40 \text{ t/cm}^2$), so errechnet sich die zulässige Nutzbelastung der untersuchten Verbindung:

$$\text{Anteil der Schweißnähte} \quad \frac{2,40}{3,2} \cdot 38,0 \cdot 0,56 = 15,9 \text{ t}$$

$$\text{Anteil der Niete} \quad \frac{2,28}{2,7} \cdot 4 \cdot 3,14 = \frac{10,6 \text{ t}}{26,5 \text{ t}}$$

Hierbei ergeben sich die zulässigen Beanspruchungen

$$\text{der Schweißnähte} \quad \frac{2,40}{3,2} = 0,75 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{der Niete} \quad \frac{2,28}{2,7} = 0,85 \text{ t/cm}^2.$$

IV. Folgerungen aus den Hauptversuchen.

Die vorstehend beschriebenen Versuche haben den Beweis erbracht, daß Schweißnaht und Niete bei richtiger Anordnung sehr wohl zusammenwirken. Allerdings werden die Niete nicht vollkommen ausgenutzt; es wird daher für die Berechnung vorgeschlagen, bei kombinierter Nietung und Schweißung die zulässige Beanspruchung der Niete auf 850 kg/cm² des vollen Querschnittes festzulegen, während die Schweißnähte entsprechend den „Richtlinien“ mit 750 kg/cm² zu bewerten sind.

Grundsätzlich sei nochmals hervorgehoben, daß die Kombination Nietung und Schweißung wohl nur für zu verstärkende Konstruktionen, in denen die Niete bereits vorhanden sind, in Frage kommt. Bei Neukonstruktionen wird es in jedem Falle, allein schon aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus, ratsam sein, entweder nur zu nieten oder nur zu schweißen.

Wie bereits anfangs betont, war die Durchführung dieser Versuche durch die Ausbildung der Versuchsstäbe erheblich erschwert. Es wäre erstrebenswert, die vorstehend gegebenen Resultate durch einfache Versuche an symmetrischen Stäben mit zweiseitigen Nietten zu bekräftigen, wobei noch günstigere Ergebnisse zu erwarten sind. Versuche nach dieser Richtung hin sind bereits in die Wege geleitet.

Zum Schluß erfülle ich noch gern die angenehme Pflicht, an dieser Stelle den Firmen, welche die Versuche unterstützt haben, meinen Dank zu sagen. Die Firma Aug. Klönne, Dortmund, hat die Arbeiten durch Geldmittel und Lieferung der meisten Versuchsstäbe, ferner die J. G. Farben, Werk Autogen in Griesheim a. Main, und Firma Donges, Darmstadt, durch Beihilfen verschiedener Art und Ausführung von Schweißungen unterstützt. Weitere Mittel wurden durch das Schweißungsinstitut der Technischen Hochschule Darmstadt zur Verfügung gestellt, dem die Karbid-Vereinigung, der Deutsche Stahlbauverband und die Gesellschaft der Freunde der Technischen Hochschule Darmstadt Geldbeträge überwiesen hatten.

Das Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Bauingenieur G. Timm, Hamburg.

Dieses Ende Dezember 1929 richtfertig gewordene Verwaltungsgebäude zählt zu den interessantesten Stahlskelettbauten der Neuzeit, weil hier allen Anforderungen der modernen Kontorhäuser Rechnung getragen ist.

Die Schöpfer dieses zur Zeit höchsten Geschäftshauses in Hamburg sind die bekannten Architekten Sckopp & Vortmann, B. D. A. daselbst. Der erste Plan zu diesem Gebäude liegt schon jahrelang zurück. Dieser im Jahre 1913 preisgekrönte Entwurf der vorgenannten Architekten kam infolge des Krieges nicht zur Ausführung. Nach dem Kriege 1921/22

wurde vorerst das alte, 1905 errichtete, Verbandshaus aufgestockt und völlig umgebaut.

1925 beschloß der Verband, welcher nach dem Kriege wieder einen großen Aufschwung nahm, seine von ihm gekauften Häuser niederzulegen, um ein modernes Geschäftshaus von größtmöglicher Nutzfläche zu errichten. Es wurden verschiedene Projekte angefertigt (zum Teil unter Zuhilfenahme städtischen Grundes) und den Behörden zur Genehmigung vorgelegt. Alle städtischen Behörden lehnten die Überbauung des

Holstenwall mit einem Saalbau in den Holstenwallanlagen ab, worauf letzten Endes das nunmehr zur Ausführung gelangende Projekt zustande kam. Dieser Plan sieht eine Bebauung von 350 m² städtischen Grundes durch die Arkaden vor (Abb. 1).

Oktober 1928 wurde mit dem Abbruch der alten Gebäude begonnen, jedoch konnte ein am Pilatuspool befindliches Gebäude erst im Mai 1929 niedergelegt werden. Trotzdem gelang es, die schwierigen Fundamente mit einer Eisenbetonpfahlfundierung, das gesamte Stahlskelett, sowie 1/4 der gesamten Decken und einen Teil der Maurerarbeiten bis Weihnachten 1929 fertigzustellen.

Das neue Gebäude enthält etwa 23000 m² Nutzfläche, mit dem alten am Holstenwall liegenden Altbau zusammen 30 000 m² Nutzfläche. Die gemachten Erfahrungen bewogen die Architekten hierbei zu folgenden Forderungen:

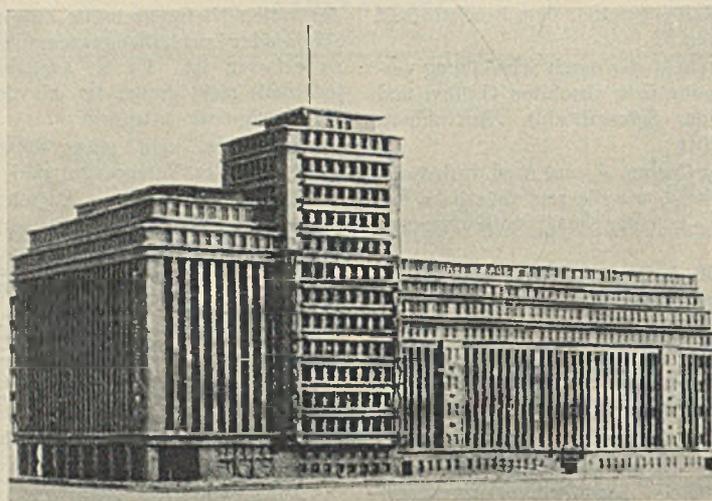


Abb. 1. Ansicht vom Holstenwall (Modellaufnahme).

1. die größtmögliche Geschoßanzahl innerhalb der zugebilligten Höhe, also geringste Deckenstärken;
2. keine Innenstützen, außer für Treppenhäuser und Fahrstuhlschächte;
3. überall Plandecken mit rechtwinkligen Anschlüssen an die Außenmauern (keine Rahmenschrägen und sichtbare Unterzüge).

Hierdurch ist also in jedem Geschoß jede Raumveränderung und -vergrößerung durch Verändern bzw. Entfernen der Leichtwände schnellstens möglich, weil nur die Außenwände und die Treppenhauswände feststehen.

Die Hauptabmessungen gehen aus dem Grundriß und Schnitten der Abb. 2 u. 3 hervor.

Zuerst wurde die Frage aufgeworfen, welche Bauweise (Stahlskelettbau oder Eisenbetonbau) sich hier am günstigsten erweist. Zur Lösung dieser Frage wurden Vorschläge und Vorberechnungen von verschiedenen Ingenieuren und Firmen Deutschlands eingeholt. Die hierbei

gestellten Forderungen bezogen sich auf Wirtschaftlichkeit, Baudauer und Konstruktionseinzelheiten, welche später einzeln aufgeführt werden. Es stellte sich heraus, daß in allen Punkten der

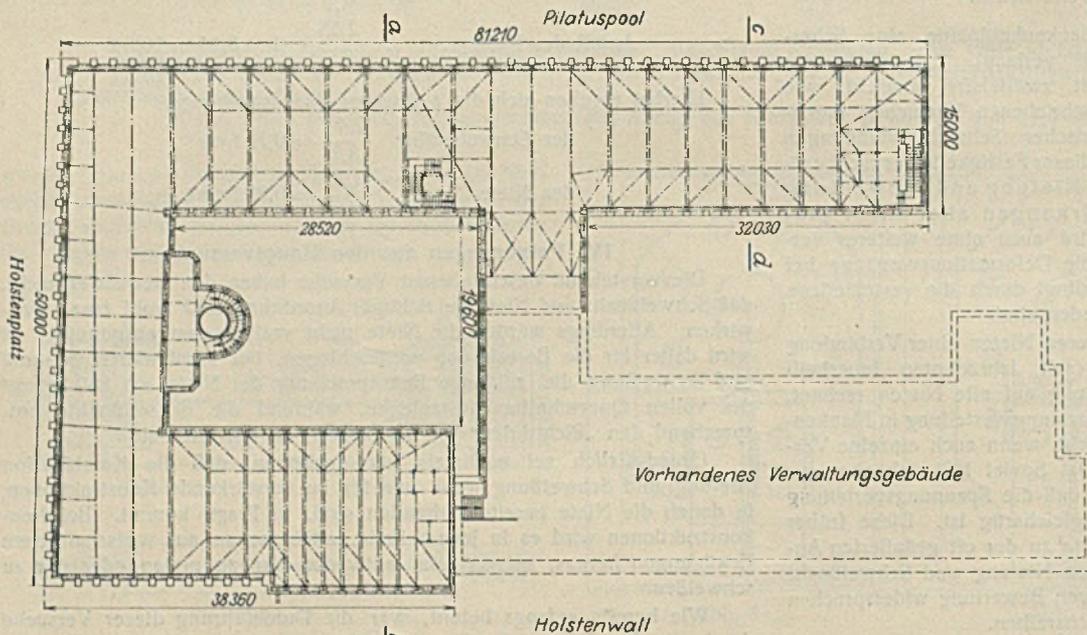


Abb. 2. Grundriß der Normalgeschosse.

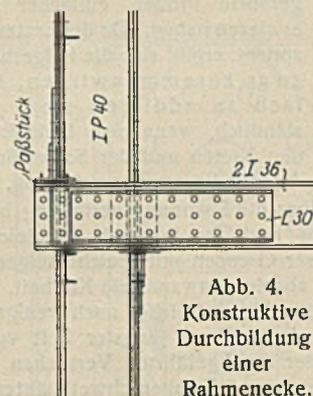


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung einer Rahmenecke.

Stahlbau am günstigsten dastand. Von allen Vorschlägen in Stahlskelettbau erfüllte der des Verfassers dieses Artikels alle Forderungen der Architekten am besten, weshalb ihm der Auftrag zur Anfertigung der statischen Berechnungen und der Konstruktionsausbildungen erteilt wurde.

Die Ausführung der ganzen Stahlkonstruktion im Gesamtgewicht von etwa 3050 Tonnen wurde der Firma J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg, übertragen und von dieser Firma in jeder Beziehung vorbildlich in der vertraglichen Zeit geliefert und montiert.

Aus den Schnitten der Abb. 3 geht hervor, daß die Hauptkonstruktion aus Stockwerkrahmen besteht. Diese Rahmen stehen in Abständen von 3,60 m und haben 13,80 m Spannweite. Die Riegel (2 I 36 Stahl 48) sind durch Konsolen in die Stützen eingespannt (Abb. 4). Die Stützen gehen durch mehrere Geschosse hindurch, weil die Riegel nach Aufstellung der Stützen bequem seitlich eingebracht werden können und die Einspannung durch Paßstücke erfolgt. Unter sich werden die Stützen (IP 40 St 48) durch einen Frontverband (Abb. 5) verbunden. Die Rahmen wurden als Stockwerkrahmen mit den entsprechenden Geschossen nach den Regeln der Elastizitätstheorie genau berechnet. Zum Vergleiche wurde noch eine Nebenrechnung nach dem Verfahren von Prof. B. Löser durchgeführt.

Um die Durchbiegung von etwa 1/500 l nicht in die Erscheinung treten zu lassen, ferner um die Decke ohne Höhenvergrößerung mit mittiger Überhöhung zu versehen, erhielten die Riegel schon vom Walzwerk aus einen Stich von 40 mm.

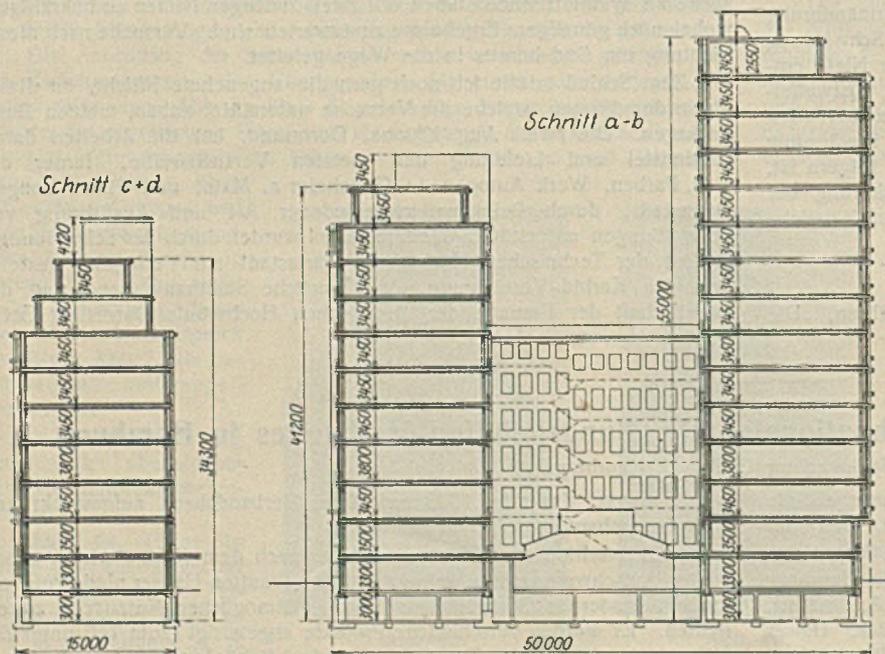


Abb. 3. Schnitt a—b und c—d (s. Abb. 2).

Bei der Berechnung der Knotenpunkte ist von der Hamburger Baupolizeibehörde außer dem üblichen Nachweis der Biegungs- und Schubspannungen auch der Nachweis der hieraus entstehenden Formänderungen der einzelnen Konsolwinkel und der eingespannten Trägerenden verlangt worden. Hierbei stellte sich heraus, daß diese Forderung für solche Fälle durchaus berechtigt

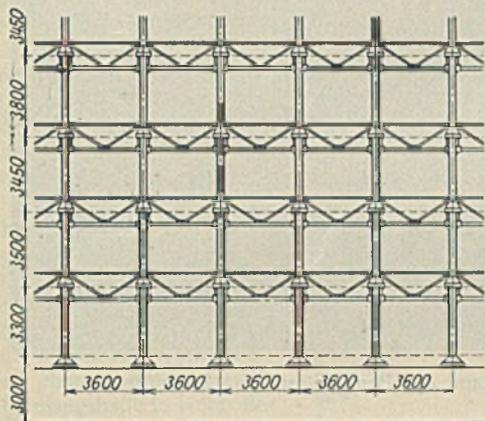


Abb. 5. Frontverband.

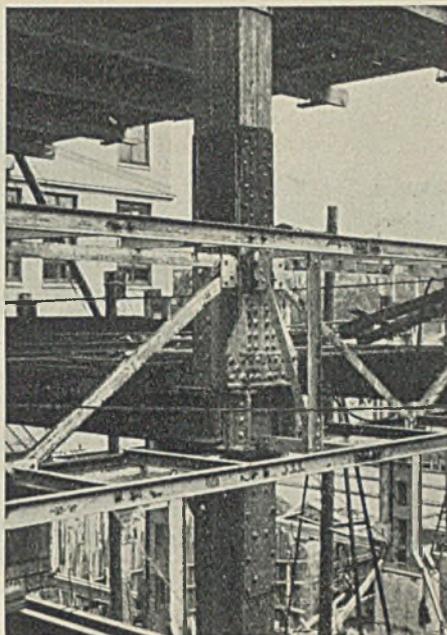


Abb. 6. Knotenpunkt mit Gesimseisen.



Abb. 7. Rahmenecke.

ist, verringerten sich hierdurch die Eckmomente doch teilweise um 10 %, wodurch wieder das Feldmoment entsprechend vergrößert wurde. In diesem Fall erwies sich dieses Verfahren günstig, weil die sehr kräftigen Riegefelder das hinzukommende Moment leicht aufnehmen können. Die zusammenwirkenden Winkelaschen und Konsolen (Abb. 4 u. 6) sind so gewählt, daß die Durchbiegungen gleich sind. Der Winddruck, welcher ursprünglich durch die Massivdecken auf die Front- bzw. Giebelwände

4. Größtmögliche Schallsisolierung.
5. Das Eigengewicht soll 380 kg/m² nicht überschreiten (das Rahmeneigengewicht kommt hinzu).
6. Aufnahme einer Nutzlast von 500 kg/m².
7. Die gesamte Deckenstärke darf 46 cm nicht überschreiten.

Für die Decken wurde ein für diesen Bau besonders aufgestellter Vorschlag der Firma Carl Brand angenommen. Die Firma erhielt den Auftrag zur Ausführung der Fundamente und der Decken. Die Decken waren allerdings so leicht, daß eine Windübertragung durch diese von der Baupolizei abgelehnt wurde, weshalb vorbenannter Windverband angeordnet werden mußte.

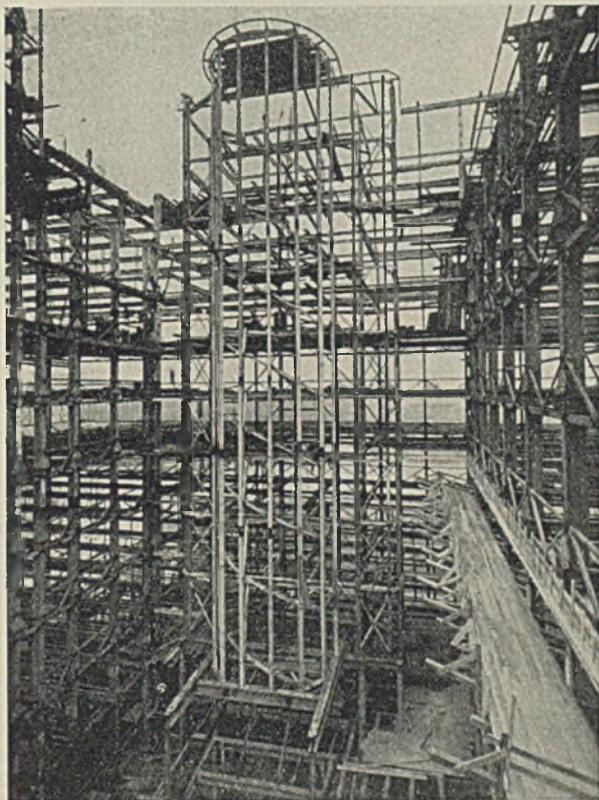


Abb. 8. Ansicht des Treppenhauses im Innern des Gebäudes.

abgesetzt werden sollte, wird jetzt durch einen Windverband auf diese übertragen. In der Frontrichtung geschieht dieses durch den Frontverband (Abb. 5).

Bei diesem Bau war ferner Bedingung, die Decken folgenden Forderungen anzupassen:

1. Ebene Untersicht (Platendecke).
2. Rechtwinklige Anschlüsse.
3. Rohrleitungen aller Art sind jederzeit in der Decke unterzubringen.

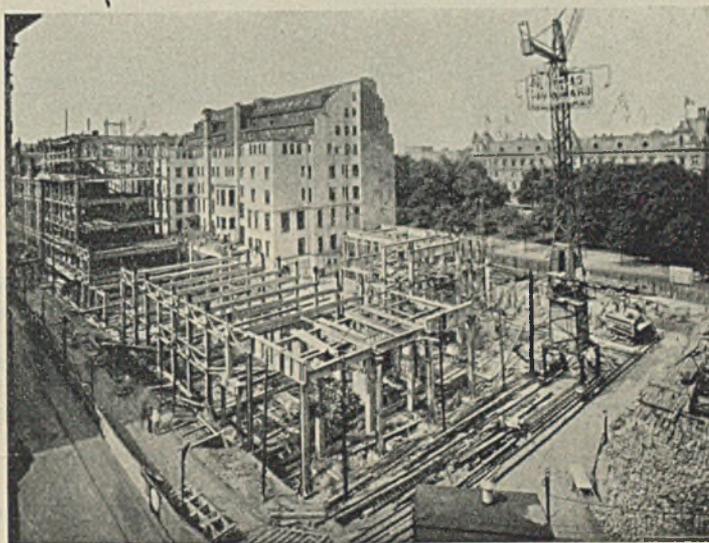


Abb. 9. Stand der Bauarbeiten am 10. 8. 29.

Bei den Übergängen zum Zwischenbau und von der Front Holstenplatz nach Pilatuspool und Holstenwall wurden Gruppenrahmen angeordnet. Letztere überschritten in den Normalgeschossen ebenfalls nicht die Höhe von 36 cm. Die anschließenden Rahmen sind einhüftig und haben ihr Gelenk in jedem Geschoß. Die Riegel bestehen aus IP 36 und werden über die Gruppenrahmen kontinuierlich hinweggeführt, d. h. nur die Decklaschen von 15 mm Stärke und erforderlicher Breite. Durch saubere Anpassung und durch Nieten der Druckbleche auf Anspannung wird die Kontinuität gewährleistet.

Der Kopf der einhüftigen Rahmen wurde den Rahmen der Staffageschosse entsprechend ausgebildet (Abb. 7). Auch hier sind die Anschlüsse rechtwinklig und treten nach Verputzen nicht in die Erscheinung, was bei manchen Bauten von großer Wichtigkeit sein kann. Die Gesimse werden ebenfalls durch eine Stahlkonstruktion gehalten (Abb. 6).

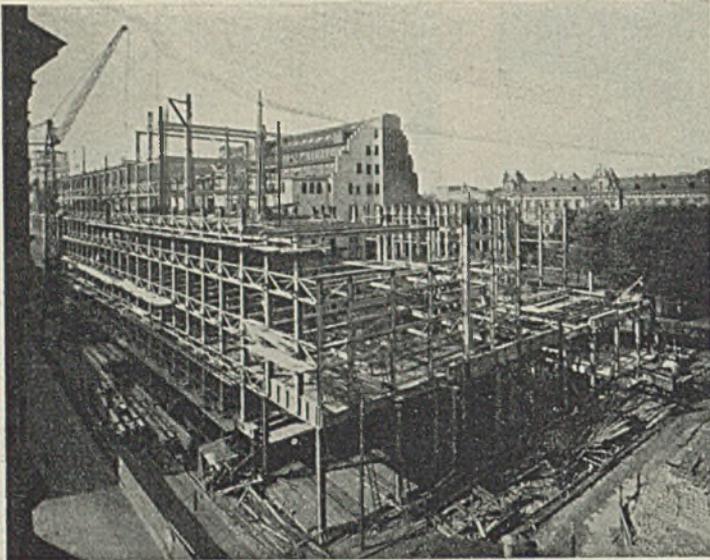


Abb. 10. Stand der Bauarbeiten am 14. 9. 29.

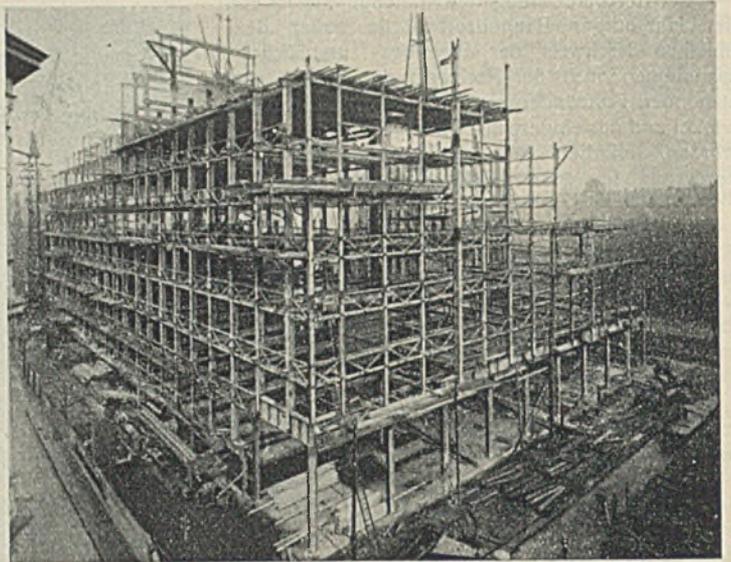


Abb. 11. Stand der Bauarbeiten am 19. 10. 29.

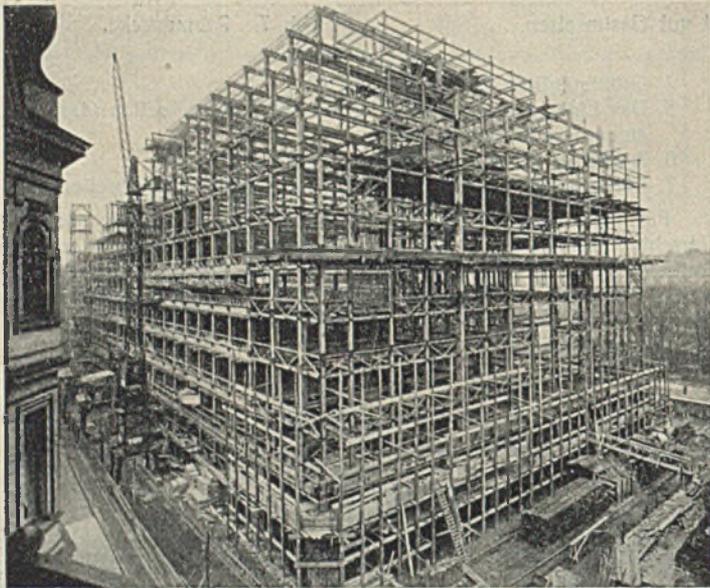


Abb. 12. Stand der Bauarbeiten am 7. 12. 29.

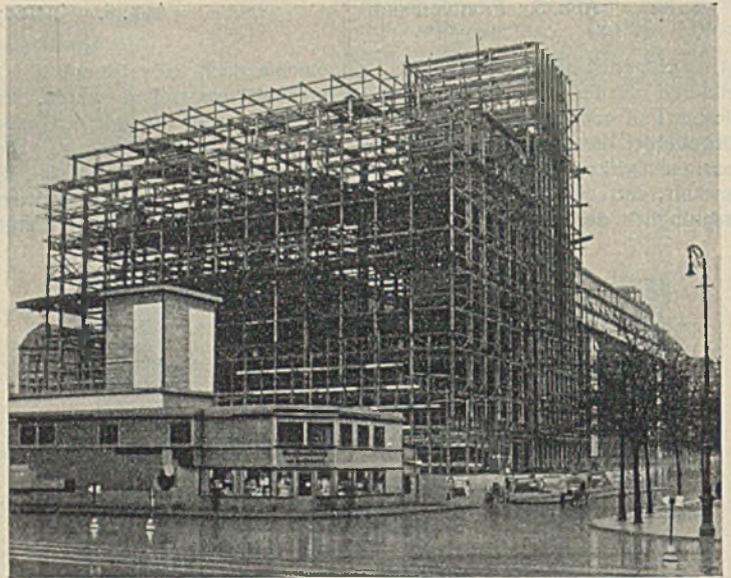


Abb. 13. Stand der Bauarbeiten am 14. 12. 29.

Das Haupttreppenhaus erhält durchgehende Fensterstützen. Sämtliche Verankerung liegt hier innerhalb der Treppenschalen, welche aus Eisenbeton zwischen den Anker gespannt sind (Abb. 8).

Die größte Höhe ist die des Turmes am Holstenwall mit etwa 52,4 m über Fußweg. Die Front Holstenplatz und der erste Teil von Pilatuspool sind 41 m hoch. Der letzte Bauteil am Pilatuspool kann bei etwa 32 m

Höhe später ebenfalls um zwei Stockwerke erhöht werden, so daß die Front Pilatuspool dann gleich hoch ist. Aus den Abb. 9 bis 13 ist die Baudauer und die Größe des Stahlskeletts ersichtlich. Etwa $\frac{1}{3}$ des ganzen Stahlgewichts entfällt auf Peiner Breitflanschträger.

Auch dieser Bau ist ein Zeichen der ständig wachsenden Beliebtheit von Stahlskelettbauten und für die Anpassungsfähigkeit dieser Bauweise.

Stählerne Bahnsteighallen auf Bahnhof „Ausstellung“, Berlin - Charlottenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Ringelmann, Berlin.

Die Reichsbahn-Direktion Berlin hat am 10. Dezember 1928, im Zusammenhange mit dem Elektrisierungsprogramm der Stadt-, Ring- und Vorortbahn, westlich von Charlottenburg den neuen Bahnhof „Ausstellung“ dem Betrieb übergeben. Wie schon der Name besagt, soll der neue Bahnhof hauptsächlich eine bequeme Verbindung nach dem neuen Ausstellungsgelände der Stadt Berlin von der Stadt-, Ring- und Vor-



Abb. 2. Blick auf die Gesamtanlage.

ortbahn vermitteln. Gleichzeitig ist mit der Möglichkeit des Umsteigeverkehrs, der auf 20 000 bis 25 000 Menschen werktäglich geschätzt wird, an dieser äußersten westlichen Peripherie der Vollringstrecke, sowohl nach Richtung Spandau als auch nach Richtung Grunewald und umgekehrt, eine nennenswerte Wegeverkürzung beim Übergang erzielt.

Wenn auch im allgemeinen Umsteigebahnhöfe ge-

regelmäßigem Durchschnittsverkehr dienen, mußte man in diesem Falle mit plötzlichem stoßweisen Massenandrang rechnen, wie er z. B. bei besonderen Veranstaltungen auf dem Ausstellungsgelände eintreten kann. Aus diesem Grunde sind die Abmessungen und Erweiterungsmöglichkeiten des Bahnhofs „Ausstellung“ in einem Ausmaße gewählt, daß sie diesen Bedingungen ohne Schwierigkeiten genügen.

Der von der Reichsbahn-Direktion Berlin aufgestellte und ausgeführte Entwurf des Bahnhofs „Ausstellung“ sieht als Turmbahnhof drei Stockwerke übereinander vor, und zwar: als oberstes Stockwerk die Empfangshalle in Höhe des Zuganges und Vorplatzes + 47,10 m über NN, ein mittleres Stockwerk für die Bahnsteige der Ringbahn in Höhe von 42,18 m über NN und als unterstes Stockwerk für die Richtungsbahnsteige Charlottenburg—Spandau—Grunewald in Höhe von 36,08 über NN (Abb. 1 u. 2).

Die gesamten Anlagen sind, außer dem eigentlichen Empfangsgebäude, in Stahlkonstruktion ausgeführt. Der naheliegende Gedanke, die Kreuzung der Stadt- und Ringbahn mit einer einzigen großen, kuppelartigen Halle, welche die repräsentative Bedeutung des Bahnhofs „Ausstellung“ als Messebahnhof kennzeichnen würde, zu versehen, die gleichzeitig als Empfangsraum auszubilden wäre und den größten Teil der Bahnsteige überdachen könnte, mußte nach überschläglicher Berechnung an den unverhältnismäßig hohen Kosten scheitern. An Hand von Modellen wurden verschiedene Ausführungsmöglichkeiten untersucht, die dann schließlich zu der einfachsten Lösung, ein besonderes, massives Empfangsgebäude im Zwickel zwischen Ring- und Stadtbahngleise (Abb. 2) zu errichten, führte.

Der obere, für die Ringbahn bestimmte Bahnsteig wurde teils als Schutz gegen die Witterung, teils aus ästhetischen Gründen mit einer geschlossenen, mit Oberlicht und seitlichen Fenstern versehenen Halle überdeckt (Abb. 6); für die beiden unteren Bahnsteige genügten normale zwei-stielige Bahnsteigüberdachungen, da sie gegen Wetter im Schutz des seitlichen, 6,5 m hohen Einschnittes liegen.

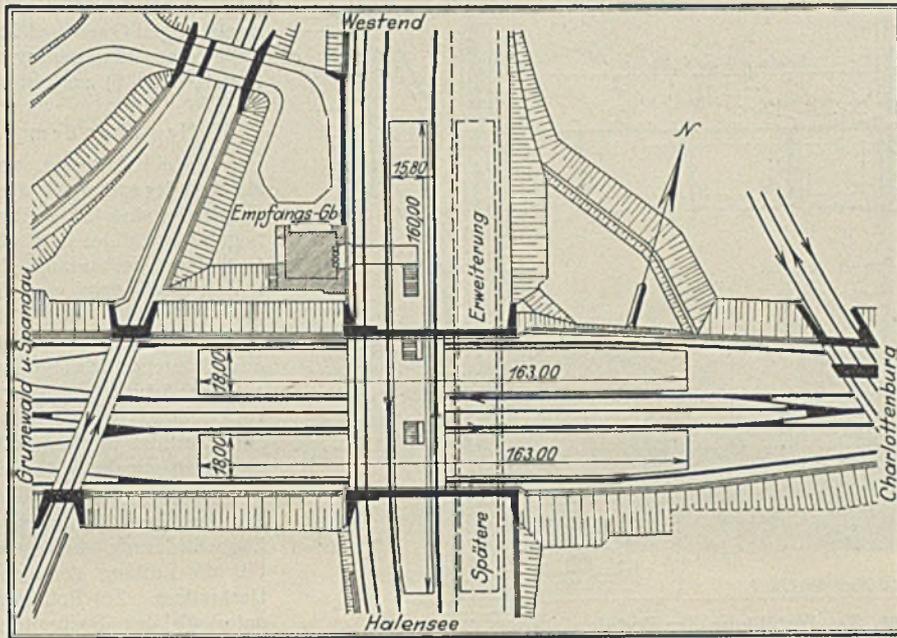


Abb. 1. Lageplan des Bahnhofs Ausstellung.

einem kräftigen Blechrahmen und ist vorn mit einer Stoßplatte vereinigt, während die Trittlfläche aus Eichenholzbelag besteht, der mit einem auswechselbaren Lattenrost versehen ist. Um das Stufenband oben und unten zu begrenzen, ist an jedem Ende eine kammförmige Platte, die mit ihren Zinken zwischen den Lattenrost der einzelnen Stufen greift, angebracht. Die seitliche Begrenzung des Stufenbandes erfolgt durch Balustraden, die oben mit Handleisten versehen sind. Die aus Gummi und Leinwand hergestellten Handleisten laufen in der gleichen Geschwindigkeit wie die Stufen. Der Antrieb der Rolltreppe erfolgt über ein Zahnradervorgelege in einer Traverse.

Die Steuerung der ganzen Anlage geschieht durch an den Kopfstücken der Rolltreppe eingebaute Druckknöpfe, von denen, dem Bedürfnis der Verkehrsrichtung entsprechend, einer zur Aufwärtsbewegung, einer zur Abwärtsbewegung und einer zum Anhalten vorgesehen ist. Gegen Unfälle sind Sicherheitsvorrichtungen eingebaut, z. B. gegen Kettenbruch oder Kettenlängung.

Ist später die Anlage einer zweiten Rolltreppe erwünscht, so kann die Breite der festen Treppe so weit eingeschränkt werden, daß ein zweiter Rolltreppenlauf eingebaut werden kann.

Gleisbrücken und Bahnsteige der Ringbahn.

Für die 51 m langen Gleisbrücken der Ringbahn waren die einzelnen Stützweiten durch die Linienführung der unter den Ringbahngleisen hindurchgeführten Stadtbahngleise zum Bahnsteig festgelegt. Sie sind als normale, eingleisige Blechbalkenbrücken mit Buckelplatten, auf Portal- und Pendelpfeilern ruhend, mit Stützweiten von 8,5 + 6,0 (Portalträger) + 8,75 + 13,25 + 6,0 (Portalträger) + 8,5 m ausgebildet (Abb. 4). Beiderseitig sind auf Kragarmen der Querportale die Unterzüge innen für die

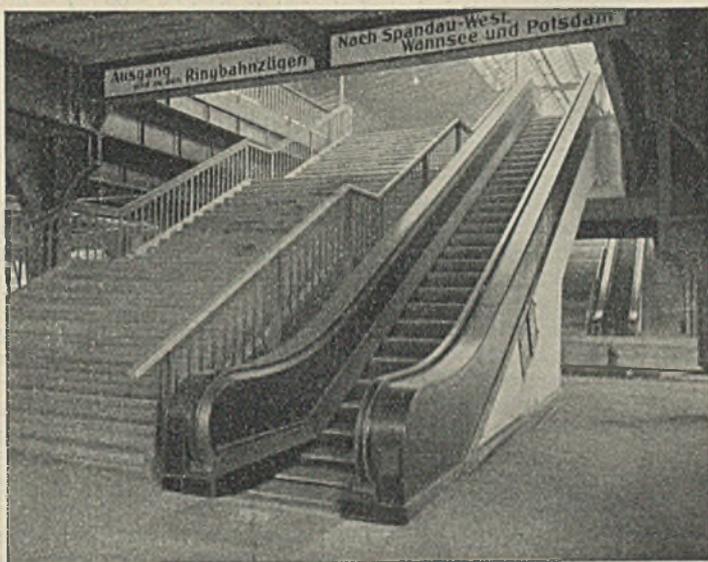


Abb. 3. Ansicht der Rolltreppe.

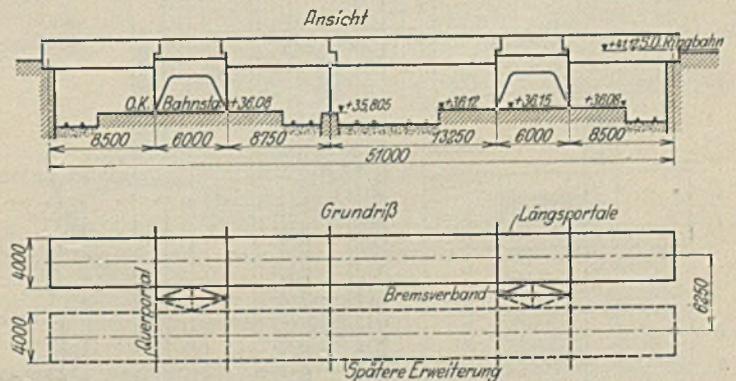


Abb. 4. Systemskizze der Gleisbrücken.

Die Durcharbeitung des Entwurfes nebst statischer Berechnung sowie die Gesamtausführung der Stahlbauten war der Firma C. H. Jucho, Dortmund, übertragen und wurde im Einvernehmen mit dem Reichsbahn-Neubauamt Charlottenburg und der Reichsbahn-Direktion Berlin durchgeführt.

Mit 160 m Länge und 12,55 m Breite für den Bahnsteig der Ringbahn und je 163 m Länge und 14,75 m Breite für die unteren Richtungsbahn-

Bahnsteigdeckenträger und außen für die Bogenbinder gelagert, und zwar unabhängig von den Gleisüberbauten, so daß unmittelbare Erschütterungen durch Verkehrslasten und Bremswirkungen nicht auf die Bahnsteigdecke und Hallenbinder übertragen werden (Abb. 5).

Um späteren Erweiterungsmöglichkeiten Rechnung zu tragen, mußte auf die Ausführung eines weiteren Bahnsteiges der Ringbahn neben dem

steige genügen diese Bahnsteige höchsten Verkehrsansprüchen. Als Zugang zum Bahnhof von der Empfangshalle zum Bahnsteig der Ringbahn dient eine 6 m breite überdeckte Brücke mit einer 4 m breiten festen Treppe. Für die reibungslose Abwicklung des Personen-Umstiegs dienen außer je einer festen Treppe vom oberen zu den beiden unteren Bahnsteigen von 4,9 m Breite, danebenliegende Rolltreppen von 1,52 m Trittbreite.

Die von der Firma Carl Flohr, Berlin, hergestellten beiden Rolltreppen (Abb. 3) haben eine Geschwindigkeit von 0,5 m in der Sekunde bei einer stündlichen Leistung von 8000 Personen. Der Neigungswinkel der Rolltreppen ist 30°. Jede Stufe besteht aus

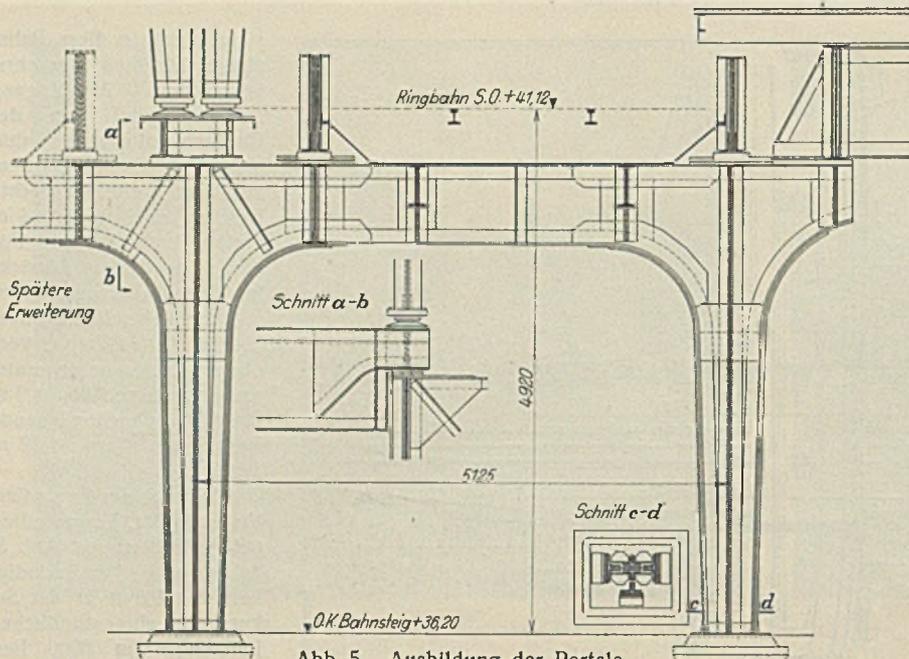


Abb. 5. Ausbildung der Portale.

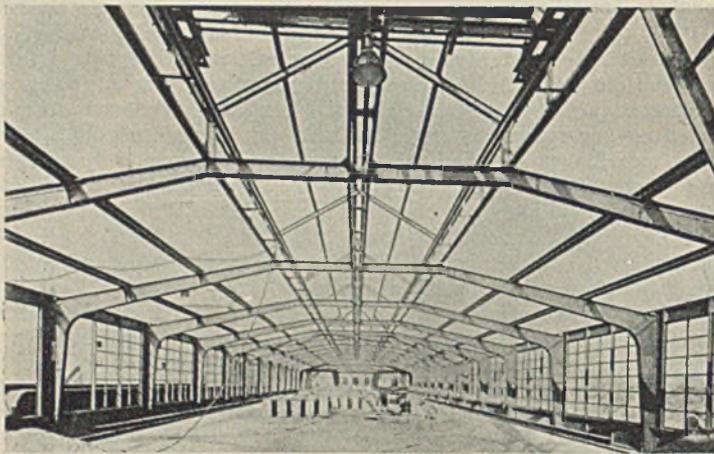


Abb. 6. Hallenbinder über dem Bahnsteig der Ringbahn.

jetzt vorhandenen Rücksicht genommen werden. Die zweistieligen Quer- und Pendelportale können deshalb im Falle einer Erweiterung ohne weiteres als dreistielige Portale (Abb. 6) ausgebildet werden.

Hallen über dem Bahnsteig der Ringbahn.

Beide Bahnsteige, sowohl der zunächst ausgeführte als auch der später für die Erweiterung noch vorgesehene Bahnsteig, sind mit Hallen, deren Binder als Dreigelenkbogen ausgebildet sind, überdeckt, die untereinander aber in keiner Verbindung stehen. Die ausgeführte Halle besitzt eine Länge von 158 m, die in 17 Felder mit 8 m und drei Felder mit 7,33 m aufgeteilt ist. Die Dacheindeckung besteht aus doppelter Papplage auf Schalung und Sparren. Die Forderung, größtmögliche Helligkeit auf den Bahnsteigen zu erzielen, wurde einerseits durch vollständige Verglasung der Seitenwände, andererseits durch ein Oberlicht in Form eines Dachreiters in Hallenmitte mit 30° geneigter kittloser Verglasung, ebenfalls als Dreigelenkbogen ausgebildet, erfüllt (Abb. 6).

Auf Rauchabführung brauchte bei der elektrischen Zugbeförderung keine Rücksicht genommen werden. Für die Lüftung genügen die seitlichen Öffnungen des Dachreiters. Zur Reinigung der Oberlichter dienen zwei unterhalb des Dachreiters angebrachte, in der Längsrichtung der Halle verschiebbare Putzwagen. Die Regelbinder-Stützweiten betragen 21,6 m. Da am Südende des Bahnsteiges der Ringbahn das Gleis Westend—Halensee in einer Kurve liegt, mußten die letzten drei Binderstützweiten entsprechend verringert werden, so daß sich hierfür Stützweiten von 21,28, 20,73 und 19,91 m ergaben.

Bahnsteigüberdachung über den Bahnsteigen der Stadtbahn.

Die beiden unteren Bahnsteige sind, soweit sie nicht in der Mitte durch die Gleisbrücken und Bahnsteigdecken überdacht sind, mit normalen zweistieligen, offenen Bahnsteigüberdachungen überdeckt. Die unter dem üblichen Maß von 9 m liegende Felderteilung war durch Rücksicht auf eine spätere Erweiterung des oberen Bahnsteiges geboten. Hierbei mußte sowohl den Fundamenten für die Quer- und Längsportale als auch einem zweiten westlichen Treppenübergang vom Empfangsgebäude unmittelbar zum unteren Bahnsteig Rechnung getragen werden.

Belastungsannahmen und Berechnungen.

Der Berechnung liegen die Bestimmungen über bei Hochbauten anzunehmende Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. 11. 1919 bzw. 25. 2. 1925 zugrunde. Außerdem wurde für die Bahnsteige angenommen:

Eigenlast der Betonplatten einschließlich Estrich	400 kg/m ²
Deckenträger	30
Ständige Last	insgesamt 430 kg/m ²
Nutzlast	500
Gesamtbelastung	930 kg/m²

Bei den Gleisbrücken waren die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für den Lastenzug N zu berücksichtigen. Als Konstruktionsmaterial fand Baustahl St 37 Verwendung.

Die Berechnung der Gleisbrücken, Übergangsbrücken, Treppenanlagen, Unterzüge, Bogenbinder, Bahnsteigdecken, sowie des als Dreigelenkbogen ausgebildeten Hallenbinders bot als statisch bestimmte Systeme keine besonderen Schwierigkeiten. Die Portalträger und Pendelportale mußten sowohl für die Belastung mit nur einer Halle als auch für den Fall der Erweiterung mit zwei Hallen und Bahnsteigen berechnet werden und erforderten im Belastungsfall mit zwei Hallen als dreifach statisch unbestimmte Rahmen eine umfangreichere rechnerische Untersuchung. Die Binder über der Übergangsbrücke vom Empfangsgebäude zum oberen Bahnsteig sind als Rahmenträger nach bekannten Formeln berechnet, desgleichen die Längs- und Querportale der Übergangsbrücke und die Binder der zweistieligen Bahnsteigüberdachungen auf den Bahnsteigen der Stadtbahn; die Pfetten sind als Gelenkpfetten ausgebildet.

Die Binder 42 und 43 (Abb. 7) sind so bemessen, daß sie auch die Lasten für den später zu erbauenden zweiten Übergang vom Empfangsgebäude zum unteren Bahnsteig aufnehmen können. Für Aufnahme der Windkräfte in der Längsrichtung der Bahnsteighallen sind Längsportale eingebaut, im westlichen Teil zwischen Binder 42 und 43, im östlichen Teil zwischen Binder 27 und 28.

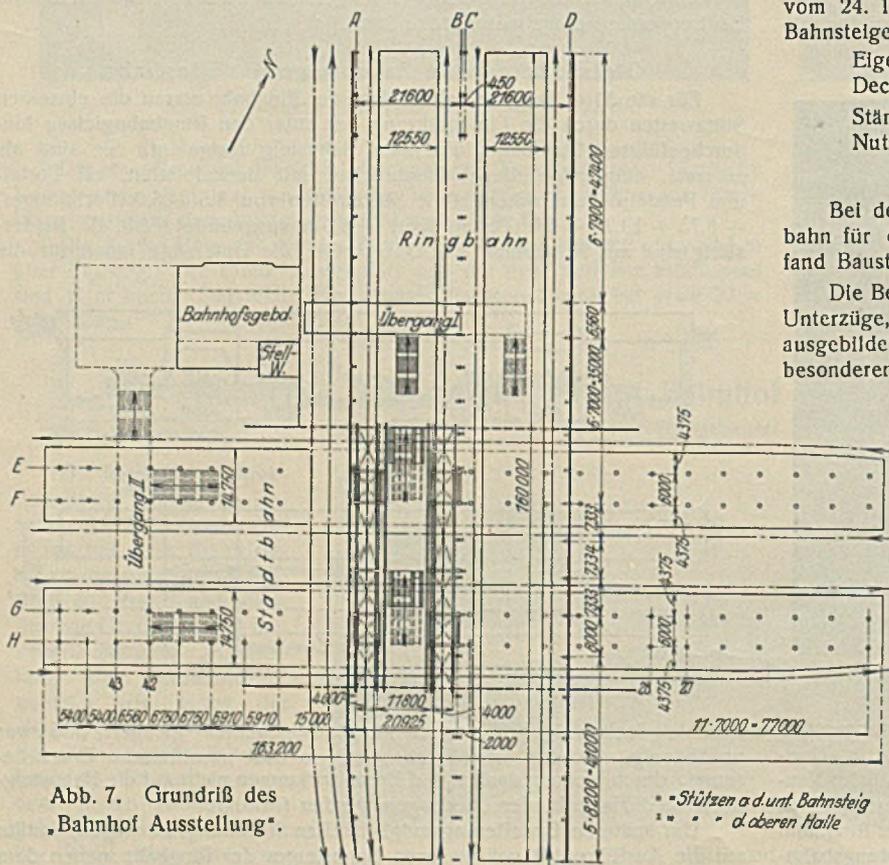


Abb. 7. Grundriß des „Bahnhof Ausstellung“.

Montage.

Die Montage der Stahlkonstruktion erfolgte in folgender Reihenfolge: Aufstellung der beiden Gleisbrücken nacheinander, Aufbringung der Bahnsteigdecken-Konstruktion nebst Treppenanlagen zum unteren Bahnsteig, sodann die überdeckte Zugangsbrücke vom Empfangsraum zum oberen Bahnsteig. Nach Inbetriebnahme der Gleisbrücken erfolgte die Aufstellung der Hallenbinder auf dem Bahnsteig der Ringbahn und der Übergangsbrücke zunächst nach Süden und dann, unter Umsetzung des fahrbaren Montagegerüsts, nach Norden, zuletzt fast gleichzeitig auf den beiden unteren Bahnsteigen Aufstellung der offenen Bahnsteigüberdachungen. Für die Montage der oberen Halle diente ein fahrbares Montage-

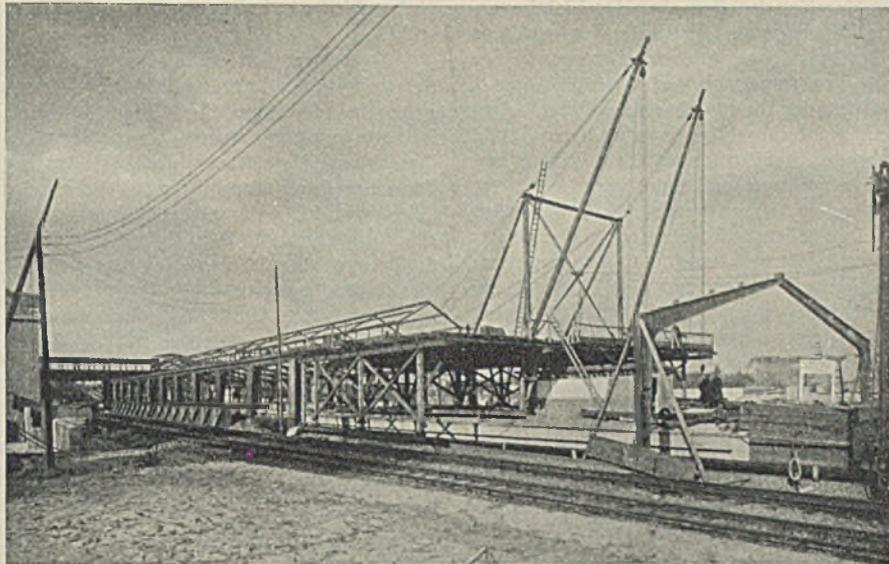


Abb. 8. Montage der Hallenbinder.

gerüst. Die Materialzufuhr erfolgte im Norden vor Kopf des Bahnsteiges der Ringbahn auf einem besonderen Baugleise. Je eine Binderhälfte wurde auf der Arbeitsbühne des fahrbaren Montagegerüsts zusammengesetzt und mittels zweier Schwenkmaste von je 3 t Tragfähigkeit in die endgültige Stellung gebracht (Abb. 8).

Da die Montage unter Aufrechterhaltung des vollen Ringbahnbetriebes erfolgte, wurde die Arbeitsbühne in der ganzen Breite auch über die Betriebsgleise hinweggeführt, um die Fahrzeuge gegen herabfallende Stahlteile auf jeden Fall zu sichern. Die Aufstellung der Stahl-

konstruktion wurde nach rd. 10 Monaten Anfang Dezember 1928 beendet.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in Prag.

Von Dr.-Ing. Franz Faltus, Pilsen, ČSR.

Der stürmischen Entwicklung der Elektroschweißung kann sich heute kein modern geführtes Unternehmen der Stahlindustrie verschließen. Schweißen bedeutet nach den Worten eines führenden amerikanischen Fachmannes¹⁾ auf dem Gebiete der Schweißtechnik „bessere und billigere Erzeugnisse.“

Erweiterungsbau der eigenen Werkstätten der Škodawerke in Prag-Smichov berichtet werden.

In Abb. 1 sind allgemeiner Übersichtsgrundriß und Querschnitte des Erweiterungsbaues dargestellt. Die Stahlkonstruktion besteht aus vollwandigen Bindern von 15,2 m Stützweite, die auf Walzträgergelenkpfetten Holzsparren und auf Holzschalung Dachpappendeckung tragen. Die in 6,5 m Entfernung angeordneten Binder stützen sich auf Walzträgerstiele der mit 9,0 cm starken Heraklitplatten ausgemauerten Fachwerkwände und auf die Stirnwand des bestehenden Werkstattegebäudes,

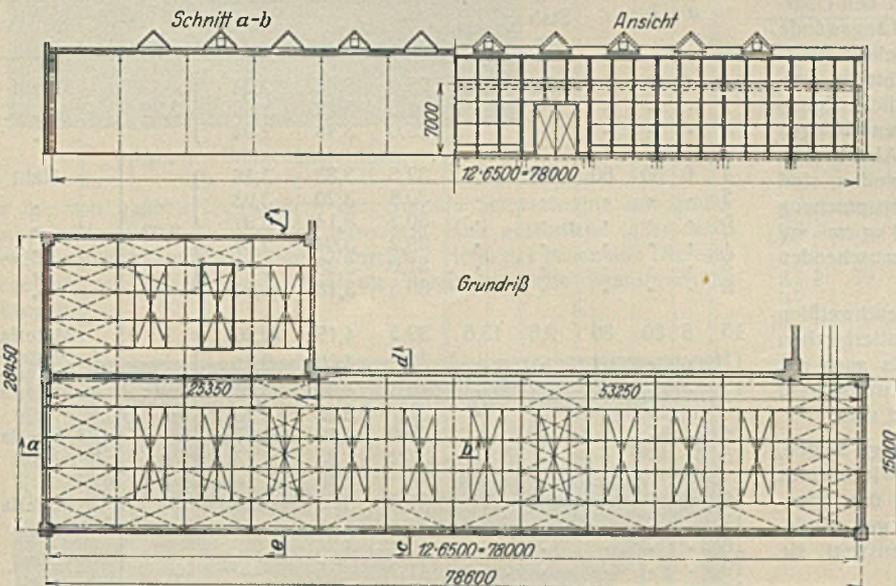


Abb. 1. Ansicht, Längsschnitt und Grundriß des Erweiterungsbaues.

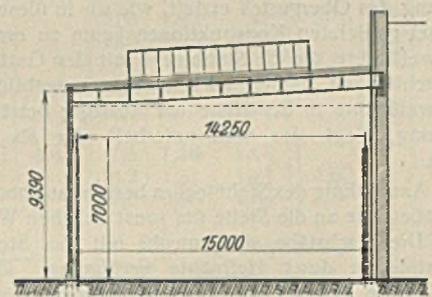


Abb. 1a. Schnitt c—d.

dem die neue Halle als Querschiff vorgelagert ist. In dem etwa 70 m langen Anbau befindet sich eine Kranbahn für einen 5 t elektrischen Laufkran. Die Kranbahn, aus einem Walzträgerprofil mit seitlich angeordneter U-Ver-

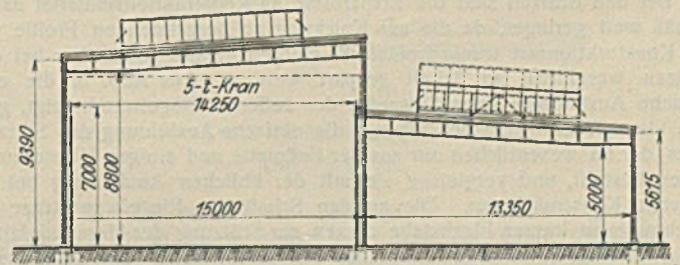


Abb. 1b. Schnitt e—f.

Wir sind im allgemeinen noch ziemlich weit entfernt von dieser optimistischen amerikanischen Auffassung, obwohl auch bei uns die Schweißung auf einzelnen Gebieten auf sehr beachtenswerte Erfolge hinweisen kann und ständig neue Anwendungsgebiete erobert.

An dieser Entwicklung haben auch die Škodawerke in Pilsen tätigen Anteil genommen und in steigendem Maße die Schweißung an Stelle von Nietung und geschweißte Flußstahlkonstruktionen als Ersatz von Gußeisen- und Stahlgußstücken verwendet. Über eine größere Anwendung der Lichtbogenschweißung im Stahlhochbau wurde an dieser Stelle schon berichtet bei der Beschreibung eines Stahlgerippebaues für den Verband ösl. Baumwollspinnereien in Prag²⁾. Hier soll nun kurz über die Ausführung einer vollständig geschweißten Stahlkonstruktion für einen

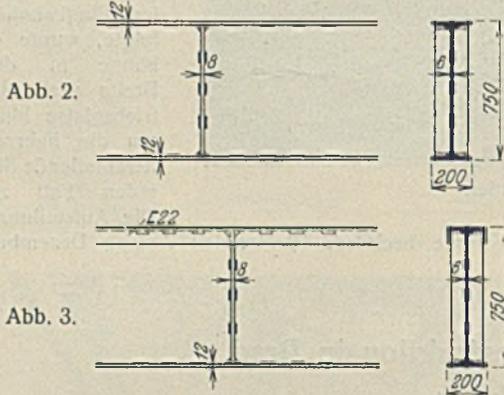
stiefung gebildet, ist auf C-Säulen, die in der bestehenden Giebelwand bzw. in der Fachwerkwand verankert sind, gelagert.

Es geht also um eine normale Hochbaukonstruktion in gewohnter Ausführung, die jedoch dadurch an Interesse gewinnt, daß in der Werkstätte grundsätzlich nur elektrische Lichtbogenschweißung angewendet wurde. Nur zum Zusammenbau auf der Baustelle wurden Schrauben verwendet.

¹⁾ J. Owens, Direktor der Schiffswerften in Newport und Vorstand der amerikanischen Gesellschaft für Schweißtechnik. Siehe „Arc Welding Lincoln Price Papers“, Mc-Graw-Hill Book Comp., New York 1929.

²⁾ Siehe Stahlbau 1929, Heft 3, „Ein modernes Stahlhochhaus in Prag“.

Querschnitte und Einzelheiten der Konstruktion sind der Lichtbogenschweißung angepaßt. Es war das Bestreben des Entwerfenden, sich von den überlieferten Formen der genieteten Konstruktionen abzulösen. Die lange Tradition auf welche genietete Konstruktionen zurückblicken können, haben zu einer gewissen Einheitlichkeit der Durchbildung der Einzelheiten geführt und in den Konstrukteuren ein unterbewußtes konstruktives Gefühl großgezogen. In der Schweißung von Stahlbauten sind wir jedoch erst am Beginn der Entwicklung und vermischen nicht nur gute Vorlagen, sondern müssen wissentlich mit manchen bisher beachteten Grundsätzen brechen, um doch immer wieder festzustellen, wie schwer es ist, sich der eingewurzelt, auf genietete Konstruktionen passenden Vorstellungen zu entledigen. Es kann nicht oft genug betont werden, daß eine Konstruktion, die sich von einer genieteten nur dadurch unterscheidet, daß statt Nieten Schweißnähte angeordnet werden, in den seltensten Fällen auch statisch und ökonomisch richtig durchgebildet ist.



Anordnung der Schweißung am Binder.

Der Querschnitt der normalen Vollwandbinder besteht in einfachster Weise aus einem Stehblech von 750 mm Höhe und zwei Gurtplatten von 200/12 mm. Etwa in den Viertelpunkten sind die Gurtplatten gegen nur 8 mm starke Platten gestoßen. Einzelne Binder jedoch, die in den Obergurten namhafte Druckkräfte aus den Windverbänden in die Längswände des bestehenden Baues leiten, besitzen im Obergurt statt einer Breitenisenplatte ein C-Profil, welches flachliegend mit dem Stehbleche verschweißt ist. Durch diese Anordnung wird eine wirksame seitliche Knickaussteifung des Obergurtes erzielt, wie sie in dieser einfachen und billigen Weise bei genieteten Konstruktionen kaum zu erreichen ist (Abb. 2 u. 3). Die Schweißnähte, die die Stehbleche mit den Gurtplatten verbinden, sind nicht durchlaufend, sondern als Heftnähte ausgebildet. Die Beanspruchung der Schweißnähte in der Nähe der Auflager beträgt etwa 380 kg/cm² auf Abscherung, liegt also weit unterhalb der als zulässig anzusehenden Grenzen.

Die Aussteifung des Stehbleches besteht aus hochkantig angeschweißten Flachstäben, die an die Stelle der sonst üblichen Winkel mit Futterblechen treten. Die Flachstäbe sind sowohl mit den Stehblechen, als auch mit den Gurtplatten durch Heftnähte verbunden. Die Stehblechstöße sind durch V-Nähte gedeckt, die durch Decklaschenstücke verstärkt sind.

Aus Abb. 4 u. 5, die die Konstruktion während der Montage zeigen, gehen die Einzelheiten der Binder hervor. Das Eigengewicht eines Binders mit der Belastung 920 kg/m betrug 1145 kg, während das Eigengewicht eines entsprechenden genieteten Binders 1500 kg betragen würde. Die Ersparnis an Konstruktionsmaterial ist also sehr beachtenswert, sie beträgt fast 30%.

Bei den Stützen sind die Ersparnisse an Konstruktionsmaterial naturgemäß weit geringer, da die auf Knickung zu berechnenden Profile von der Konstruktionsart wenig beeinflußt werden. Dafür kann aber bei den Stützen wesentlich an Arbeit gespart werden. Aus Abb. 5, die eine typische Ausbildung einer Stütze in der äußeren Riegelwand zeigt, geht dies klar hervor. Man beachte nur die einfache Ausbildung des Stützenfußes, der im wesentlichen nur aus der Fußplatte und einigen Versteifungsrippen besteht, und vergleiche sie mit der üblichen Ausführung bei genieteten Konstruktionen. Die an den Schaft der Riegelwandstütze angeschlossenen kurzen Flachstäbe dienen zur Stützung der Heraklidplatten, die angeschlossenen Winkelstückchen zur Befestigung der horizontalen Riegel. Die durchschnittliche Gewichtsersparnis in den Stützen betrug etwa 17%. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion (ohne Oberlicht), die noch zwei kleinere ähnlich ausgeführte Anbauten umfaßt, beträgt 64 000 kg, während das Gewicht einer genieteten Konstruktion wie durch ein Parallelprojekt festgestellt wurde, 74 500 kg betragen hätte. Diese Gewichtsverminderung ist beträchtlich, wenn man bedenkt, daß in den vorgenannten Zahlen auch das Gewicht der Walzträgerpfetten, der Fachwerksäulen und Riegel mit enthalten ist, und in diesen Profilen kein

Unterschied zwischen genieteter und geschweißter Konstruktion, besteht.

Zwei der Vollwandbinder wurden in der Werkstätte einer Probelastung unterworfen. Abb. 6 zeigt die beiden, durch Winkelverstreben gegeneinander abgesteiften Träger unter einer Last von 18 800 kg Gewicht. Bei der Belastung wurde die in der Mitte auftretende Spannung und die Durchbiegung gemessen und mit den rechnerischen Werten verglichen. Die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Beobachtung war in allen Fällen gut. Bei der ersten Belastung wurde in beiden Trägern eine Inanspruchnahme von 1400 kg/cm² erreicht, bei der zweiten Belastung wurde durch exzentrische Lagerung des Belastungsgewichts ein Träger bis auf 2000 kg/cm² beansprucht, während der zweite Träger naturgemäß weniger zu tragen hatte. Unter dieser Belastung wurden alle Schweißnähte starken Schlägen eines Zuschlaghammers ausgesetzt und genau untersucht. Es konnten keine Beschädigungen der Schweiße nachgewiesen werden.

Dem Entschlusse, die elektrische Lichtbogenschweißung in ausgedehnterem Maße und auch für höher beanspruchte Tragkonstruktionen zu verwenden, gingen umfangreiche Versuche und Studien in der Versuchsanstalt der Skodawerke in Pilsen voraus. Es sind zwar genügend Untersuchungen über die Festigkeit von Schweißnähten von verschiedenster Seite veröffentlicht worden, um schon aus ihnen Vertrauen in die neue Arbeitsmethode zu schöpfen. Obwohl es sich bei den ersten Ausführungen nur um Konstruktionsdetails geringerer Bedeutung handelte, sahen wir es doch als unsere Pflicht an, uns durch eigene Versuche von der Güte der Schweißung zu überzeugen und durch eigene Untersuchungen zu den grundlegenden Werten für die Dimensionierung der Schweißnähte zu gelangen. Es wurde hierbei der Grundsatz verfolgt, daß ein Ingenieur nur solches Material zu seinen Konstruktionen verwenden soll, das er durch eigene Versuche kennengelernt hat.

Aus dem umfangreichen Versuchsprogramm, das natürlich noch weit davon entfernt ist, abgeschlossen zu sein, seien hier einige Ergebnisse mitgeteilt³⁾

Tafel I.

	Probestab mm			Querschnitt		Bruchfestigkeit			Durchschnitt		Bruch
	a	b	c	F _p -Stab cm ²	F _s -Schweiße	P _t	Beanspruchung $\sigma = \frac{P}{F_t}$ $\tau = \frac{P}{F_s}$		l/cm ²	l/cm ²	
1	6	60	50	7,2	8,5	25,0	3,48	2,94	2,92		Naht
2	24,5	3,42	2,89			
3	25,0	3,48	2,94			
4	6	80	60	9,6	10,1	32,0	3,33	3,16	3,03		Naht
5	30,8	3,20	3,03			
6	30,2	3,14	2,97			
7	29,2	3,04	2,87			
8	31,0	3,23	3,06			
9	30,6	3,18	3,01			
10	6	80	80	9,6	13,6	39,5	4,19	(2,90)			
11	37,8	4,00	2,78			
12	40,8	4,30	(3,00)			
13	37,7	3,92	2,79			
14	39,0	4,10	(2,87)			
15	37,2	3,88	2,74			
16	8	80	100	9,6	17,0	37,0	3,90	—	2,86 l/cm ²	Material	
17	44,4	4,68	—			
18	41,4	4,35	—			
19	41,2	4,35	—			
20	37,2	3,92	—			
21	42,5	4,50	—			
22	8	60	50	9,6	11,3	32,0	3,33	2,84	2,90		Naht
23	32,5	3,39	2,88			
24	33,5	3,49	2,97			
25	10	60	50	12,0	14,1	36,0	3,0	2,56	2,65		Naht
26	33,2	2,76	2,36			
27	41,2	3,43	2,93			
28	10	80	50	15,8	14,1	37,0	2,34	2,62			
29	39,0	2,47	2,77			

Große Aufmerksamkeit wurde der Scherfestigkeit von Flankennähten gewidmet. Die Größe der betreffenden Versuchsstücke ist der Abb. 7a zu entnehmen, die Versuchsergebnisse gibt Tafel I wieder. Als Rechnungsquerschnitt der Schweiße wurde ein rechtwinkliges Dreieck angenommen,

³⁾ Bei den Versuchen sowie auch bei den Ausführungen wurden nackte, nichtumhüllte Elektroden verwendet. Die Schweißung erfolgte mit Gleichstrom unter Verwendung von Siemens Schweißumformern.

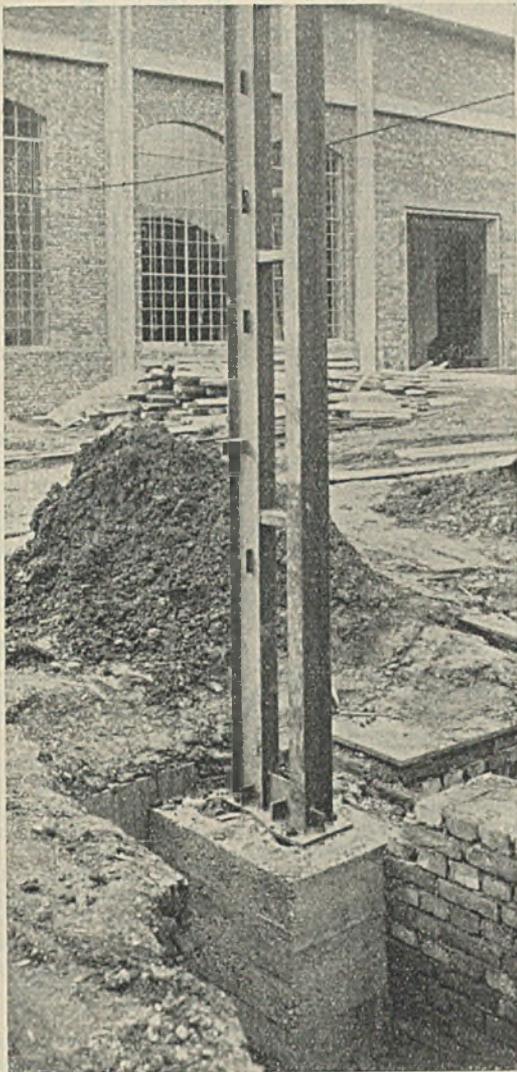


Abb. 5. Stützensaubildung.

da die von geübten Schweißern hergestellten Schweißnähte mit großer Annäherung diesen Querschnitt aufweisen. Der gefährliche Querschnitt der Schweißnaht auf Abscherung ist durch die Höhe des genannten Dreiecks gegeben, auf diesen wurde auch die durchschnittliche Beanspruchung bezogen.

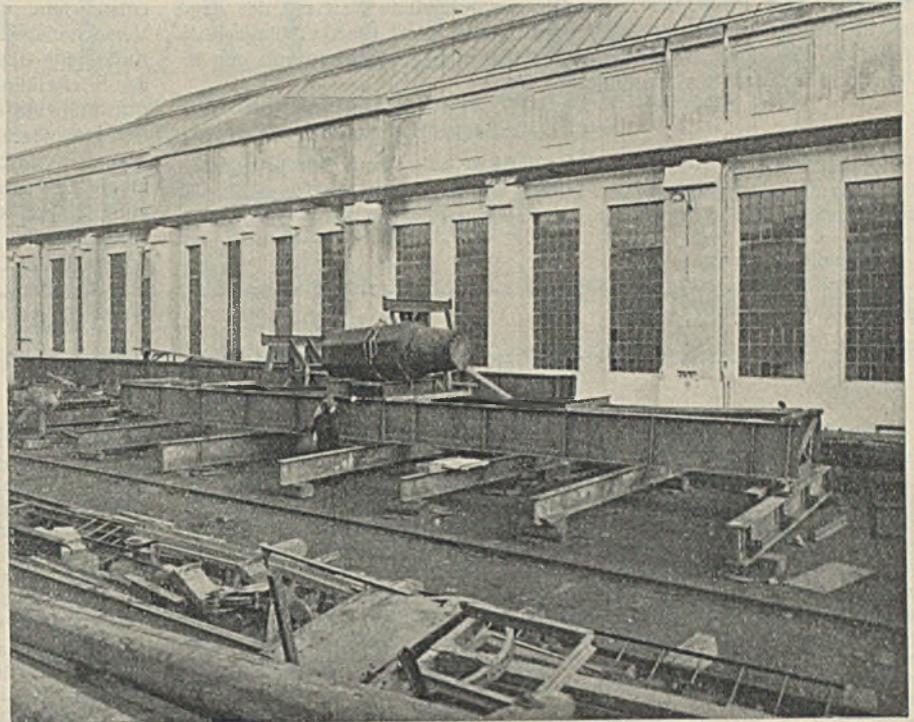


Abb. 6. Belastungsprobe geschweißter Vollwandbinder.

Tafel II.

Probestab mm	Decklasche			Querschnitt		Bruchfestigkeit			Durchschnitt		Bruch
				F _s Stab cm ²	F _s - Schweiße	Last P _t	Beanspruchung		t/cm ²	t/cm ²	
a	b	c				$\sigma = \frac{P}{F}$	$\tau = \frac{P}{F_s}$				
1	6	49,5	10	beidseitig	4,96	4,18	13,8	2,79	3,30	3,10	Naht
2	12,3	2,48		
3	8	78	20		15,6	8,83	29,5	1,89	3,34	3,36	Naht
4	30,0	1,93	3,40		
5	30,0	1,93	3,40		
6	10	49,5	10	einseitig	4,96	7,0	18,0	3,68	(2,57)	1,63	Material
7	18,4	3,73	(2,62)		
8	8	79	8	einseitig	6,32	4,45	7,5	1,19	1,68	1,63	Naht
9	8,2	1,31	1,84		
10	6,0	0,96	1,35		

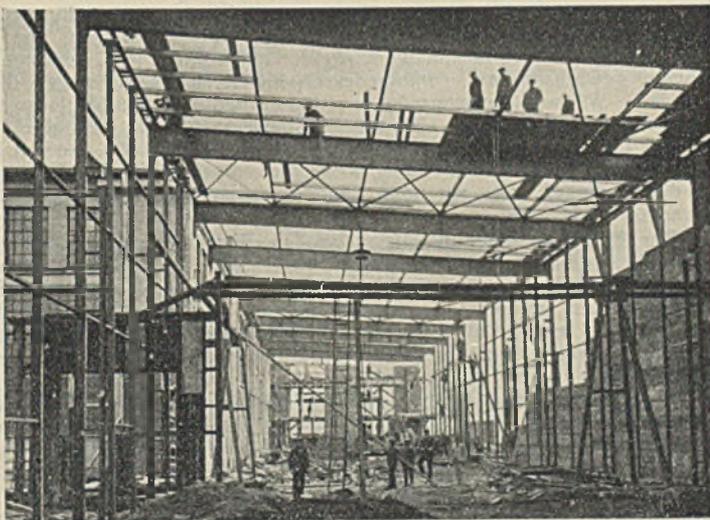


Abb. 4.

Blick in die Halle nach Errichtung des Stahl-systemes.

Wie aus der Tafel ersichtlich, weisen die erhaltenen Werte nur geringe Streuung auf, und schließen sich enge dem Mittelwerte von 2,86 t/cm² an.

Eine weitere Serie von Versuchen betraf die Festigkeit von Stirn-nähten. Die Probestäbe sind in Abb. 7b dargestellt, die Versuchsergebnisse

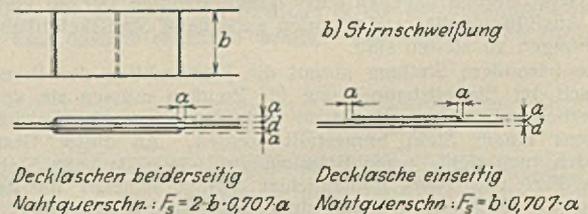
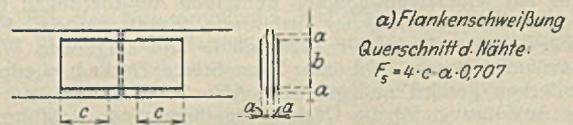


Abb. 7a u. 7b.

zeigt Tafel II. Als gefährlicher Querschnitt, oder besser gesagt, als Rechnungsquerschnitt wurde wieder die Fläche eingeführt, die durch die Höhe des rechtwinkligen Ersatzdreiecks und die Länge der Naht gegeben ist. Die Festigkeit wurde bestimmt als

$$\frac{\text{Bruchlast}}{\text{Rechnungsquerschnitt}} = \frac{P}{2 \cdot b \cdot 0,707 a'}$$

wobei b die vorhandene Schweißnahtlänge darstellt. Die so erhaltenen Mittelwerte der Festigkeit der Naht 3,23 t/cm² liegen unterhalb der Zugfestigkeit des Schweißmaterials, das aus anderen Versuchen mit durchschnittlich 3400 kg/cm² bestimmt wurde, sind aber höher als die Scher-

festigkeit. Nach Prof. Dustin⁴⁾ sollte der gefundene Wert mit der Zugfestigkeit des Schweißmaterials übereinstimmen. Prof. Gehler hingegen⁵⁾ stellte für die Stirnschweißung die Formel auf (geschrieben mit den in Abb. 7 enthaltenen Bezeichnungen):

$$\tau_{\max} = \frac{P}{a \cdot b}$$

wobei τ_{\max} die in der minimalen Schweißfläche auftretende Schubspannung bedeutet. Den Ergebnissen der Tafel II würde nach dieser Formel eine Scherfestigkeit des Schweißmaterials von $\tau = 3,23 \cdot 1,414 = 4,567 \text{ t/cm}^2$

⁴⁾ Quelle s. Anm. 1.

⁵⁾ Siehe Dr.-Ing. Neese, Schweißen von Stahlbauten, Stahlbau 1929, Heft 14, S. 161, Tafel 5.

Verschiedenes.

Der Feuerschutz von Stahlskelettbauten. In der in ganz Preußen eingeführten Einheitsbauordnung werden in feuerpolizeilicher Beziehung je nach Lage des Falles an die Widerstandsfähigkeit gegen Feuer bei Decken und Wänden verschiedene Anforderungen gestellt. Es wird entweder eine feuerbeständige oder eine feuerhemmende Bauweise verlangt. Was man unter den Bezeichnungen „feuerhemmend“ und „feuerbeständig“ zu verstehen hat, ist im Ministerialerlaß vom 12. März 1925 festgelegt worden. Als feuerbeständig gelten diejenigen Konstruktionen, welche an sich unverbrennlich sind, unter dem Einfluß des Brandes und des Löschwassers ihre Tragfähigkeit und ihr Gefüge nicht wesentlich verändern und den Durchgang des Feuers geraume Zeit verhindern. Bei der Erprobung einer neuen Konstruktion in den Materialprüfungsämtern wird verlangt, daß die betreffende Konstruktion einer Feuersglut von 1000° mindestens 1/2 Stunde lang Widerstand leisten muß.

Als feuerhemmend gelten Bauteile, wenn sie, ohne sofort selbst in Brand zu geraten, wenigstens 1/4 Stunde lang dem Feuer erfolgreichen Widerstand leisten und den Durchgang des Feuers verhindern.

Werden diese grundsätzlichen Bestimmungen auf den Stahlskelettbau angewandt, so ergibt sich nach Lage der Sache, daß Stahlträger dann feuerbeständig sind, wenn sie feuerbeständig ummantelt sind. Unter einer feuerbeständigen Ummantelung versteht man ein Verfahren, bei welchem Träger und Stützen allseitig feuerbeständig ausgemauert oder ausbetoniert werden, wobei die Flanschenflächen der Stahlprofile wenigstens 3 cm Deckung von Beton mit eingelegtem Drahtgewebe oder von gebranntem Ton oder anderem als gleichwertig erprobten Baustoff erhalten müssen.

Im allgemeinen sind die Anforderungen, die an eine feuerbeständige Ummantelung eines Stahlskelettbauwerks zu stellen sind, durch Brandproben und Versuche in den Materialprüfungsämtern ermittelt worden. Auch haben derartige Versuche bereits in früherer Zeit Auskunft über das Verhalten ungeschützter Stahlteile gegeben. So hatte man bereits bei eingehenden Brandversuchen in Hamburg im Jahre 1892/93 ermittelt, daß die Dauer der Widerstandsfähigkeit von in lebhaftem Feuer stehenden ungeschützten belasteten schmiedeeisernen Stützen zwischen 17 bis 59 min schwankte, je nachdem die Temperatur mehr oder weniger rasch anstieg. Die Stützen leisteten so lange Widerstand, als ihre Eigentemperatur unter 500 bis 620° geblieben ist.

Wenn der Stahlskelettbau für Wohnbauten Verwendung findet, so muß er in bezug auf Widerstandsfähigkeit denselben Anforderungen genügen, die an Wohnbauten gewöhnlicher Ausführung gestellt werden. Für diese wird gefordert: Herstellung der Außenwände und tragenden Wände in Ziegelsteinmauerwerk von nicht unter 25 cm Stärke, Decken feuerhemmend als Balkendecken gerohrt und geputzt. Also für die Wände wird feuerbeständige Ausführung, für die Decken feuerhemmende Ausführung verlangt. (Vgl. hierzu die Gütevorschriften für Eisenbetonbauten.)

Für Geschäftshäuser, Gebäude mit feuergefährlichen Betrieben, Theater usw. werden dagegen auch feuerbeständige Decken verlangt, so daß bei Ausführung dieser Kategorien auch beim Stahlskelettbau erhöhte Anforderungen zu stellen sind.

Eine besondere Stellung nimmt die Konstruktion der Brandmauern ein. Nach der Einheitsbauordnung für Preußen müssen sie von Grund auf feuerbeständig ohne Öffnungen und Hohlräume, in der Stärke von mindestens einem Stein hergestellt werden. An dieser Bestimmung ändert sich auch nichts, wenn Brandmauern, wie es ja beim Stahlskelettbau zur Erzielung eines einheitlichen Stahlgerüstbaues für das ganze Gebäude der Fall ist, in Stahlrahmenkonstruktion ausgeführt werden. Also auch bei Wahl dieser Konstruktionsart muß die Stahlskelettwand, die eine Brandmauer ersetzen soll, eine Stärke von mindestens 25 cm aufweisen. Ist diese nach der Bauordnung vorgeschriebene Stärke, die ja beim Stahlskelettbau aus konstruktiven Gründen durchaus nicht immer erforderlich erscheint, nicht vorhanden, so bleibt nur der Weg der Einholung eines Dispenses beim zuständigen Bezirksausschuß offen.

Damit der Stahlskelettbau allen Anforderungen gerecht wird, wird auch bei Stahlskelett-Wohnhausbauten meistens völlig feuerbeständige Ausführung bevorzugt. Dies setzt also, wie vorstehend ausgeführt, voraus, daß die am weitesten nach außen liegenden Stahlteile noch eine Deckung von mindestens 3 cm starkem Beton mit Drahteinlage aufweisen. Im allgemeinen hat sich ein derartiger Schutz, wie sich aus zahlreichen veranstalteten Brandproben und auch bei der Beobachtung des Verhaltens der Konstruktionen bei Schadenfeuern als genügend herausgestellt hat,

entsprechen, was jedoch in Widerspruch mit den Ergebnissen anderer Versuche steht. Erst weitere systematische Untersuchungen können zur Aufklärung dieses Widerspruchs führen. Für die praktische Verwendung der Schweißung sind diese jedoch belanglos, da für die Bemessung der Schweißnähte die Versuchsergebnisse verwendet werden.

Besondere Beachtung verdienen auch die Versuche mit einseitig angesetzten Stoßlaschen. Die erzielten Ergebnisse sind durch die auftretende kleine Exzentrizität stark beeinflusst. Bei genieteten Verbindungen und auch bei Schweißungen mit Flankennähten ist es nicht notwendig, solchen Exzentrizitäten besondere Beachtung zu schenken. Bei Stirnschweißungen könnte diese Unachtsamkeit verhängnisvoll werden. Es ist dies zugleich ein Fingerzeig, wie notwendig es ist, daß sich der Konstrukteur mit den Eigenschaften seines Materials gut vertraut macht.

Bei den Stahlbauten in San Francisco waren Umkleidungen der Stützen polizeilich vorgeschrieben gewesen, jedoch waren diese glut-sicheren Ummantelungen aus Terrakotten und Beton zumeist nicht ausreichend. Nur wo eine kräftige Ummantelung der Säulen vorgesehen war, ist auch die ganze Konstruktion unversehrt geblieben. Hierbei hat sich herausgestellt, daß zu derartigen Ummantelungen Beton sich besser bewährt hat als Terrakotten. Auf Grund der gesammelten Erfahrungen empfiehlt daher Professor Kohnke Schutz aller Stahlstützen und -träger durch Beton oder gute Hohlziegel.

Während also eine Deckung von 3 cm für Deckenträgerflanschen, die sonst innerhalb der Deckenkonstruktion liegen, auch nach den Erfahrungen von San Francisco als ausreichend anzusehen ist, empfiehlt sich doch mit der Ummantelung frei stehender Stützen im Innern besonders vorsichtig zu sein, wenn man allen Feuersgefahren begegnen und sicher sein will, daß der gesamte Bau auch einer größeren Feuerkatastrophe gewachsen ist. An Stelle einer Ummantelung wird am besten ein Einstampfen oder eine Ausmauerung zu treten haben. Da bei dem Bau von vielgeschossigen Stahlskeletthäusern zu Geschäftszwecken mit einer erheblichen Anhäufung brennbarer Materialien in den unteren Geschossen zu rechnen ist, so wäre es nicht zu billigen, wenn man den ganzen Bau dem Risiko des Einsturzes bei größeren Brandfällen aussetzt, nur um etwas an der Stärke der Ummantelung der Stützen zu sparen. Da ja derartige Stützen im allgemeinen einen kastenförmigen Querschnitt erhalten, demnach die tragenden Stahlteile außen liegen, empfiehlt es sich um so mehr, bei der Bemessung der Ummantelung und ihrer Stärke nicht zu sparsam zu sein, als unüberschbare Gefahren heraufzubeschwören.

Die Ummantelung ist in jedem Falle mit genügender Drahtbewehrung zu versehen, damit sie sich nicht im Brandfalle ablösen oder in einzelne Stücke zerspringen kann. Infolgedessen ist Eisenbetonumwehrung als die beste Ummantelung zu betrachten, da sie ein vollkommen zusammenhängendes Gebilde ergibt, welches die Stütze völlig fugenlos und einheitlich umgibt. Man hat zwar auch mit Ummauerung mit Ziegelsteinen gute Erfolge erzielt. Immerhin ist das Gefüge dieser Ummantelung nicht derartig monolith wie bei Eisenbeton. Man muß sich bei der Auswahl von Ummantelungsmaterialien auch stets vergegenwärtigen, daß dieselben nicht nur der Hitze und ihrer Verbreitung nach dem inneren Stahlkern erfolgreich widerstehen, sondern auch erheblichen äußeren Beanspruchungen gewachsen sein müssen. Sie sollen auch, wenn sie in erhitztem Zustande von dem Strahl einer Dampfspritze getroffen werden, nicht zerstört werden können und auch sonstigen äußeren Beschädigungen, wie sie beim Brande durch Herabstürzen schwerer Gegenstände usw. vorkommen können, gewachsen sein. Infolgedessen haben sich sonst wegen ihres geringen Wärmeleitungsvermögens außerordentlich empfehlenswerte Materialien, wie Kieselgur, Bims Kies, Asbestzement usw., in der Praxis weniger bewährt, da sie eben wegen ihrer Porosität und der dadurch bedingten schlechten Wärmeleitung doch den sonstigen Beanspruchungen an die Festigkeit, wie sie beim Brande vorkommen, nicht genügend gewachsen sind.

Zur Erzielung einer möglichst großen Widerstandsfähigkeit gegen äußere Kräfte sind Infolgedessen auch alle Hohlräume zwischen Stahlkern und Ummantelung zu vermeiden, so gut sie in wärmetechnischer Beziehung wirken würden. Die Ummantelungen sind unmittelbar um den Stahlkern zu legen, damit sie bei Einwirken horizontaler Stöße nicht nachgeben können, sondern mit dem tragenden Kern eine kompakte Masse bilden.

Es empfiehlt sich nach Vorstehendem, um allen Gefahren zu begegnen, bei hohen Stahlskelettbauten im Innern für frei stehende Stützen eine völlige Einbettung in umschnürtem Beton mit reichlichem Zementzusatz ohne Belassung von Hohlräumen. Die geringen, bei einem großen Stahlskeletthause hierdurch entstehenden Mehrkosten kommen gegenüber der eingetauschten unbedingten Sicherheit auch bei größten Brandkatastrophen wahrlich nicht in Betracht.

Baurat Wendt.

INHALT: Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht. — Das Verwaltungsgebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes in Hamburg. — Stählerne Bahnsteighallen auf Bahnhof „Ausstellung“ bei Berlin-Charlottenburg. — Eine vollständig geschweißte Stahlkonstruktion in Prag. — Verschiedenes: Der Feuerschutz von Stahlskelettbauten.