

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule  
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage  
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 24. Dezember 1931

Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

## Aus der Praxis des Stahlskelettbauens.

Von Dr.-Ing. C. Scharnow, Sterkrade.

Die Stahlskelettbauweise ist grundsätzlich betrachtet keine neue Bauweise. Sie begann mit der Verwendung von einzelnen Trägern zur Abdeckung von größeren Räumen und Öffnungen und einzelnen Stützen zur Übertragung größerer Lasten in kleinem Querschnitt. Sie fand zunächst ihr Anwendungsgebiet im Bau von Lagerhäusern, Fabriken, Geschäfts- und Bürogebäuden. In den letzten Jahren gewinnt sie neben ihrem alten Anwendungsgebiet auch hauptsächlich im mehrgeschossigen Wohnungsbau durch ihre vielfachen Vorteile an Boden und zwingt Architekt und Baufirma, sich auf diese Bauweise einzustellen. Ganz besonders wirtschaftliche Stahlskelettbauten erzielt der Architekt, wenn die Außen- und Innenstützen möglichst in einer gemeinsamen Ebene liegen, die Stützen von oben bis zum Fundament ohne Abfangträger und Unterzüge durchgehen, wenn die Stützenentfernungen und Trägerteilungen möglichst gleich werden und alle Einzelheiten, auch Kanalisation, Leitungen, Heizungen usw., bereits vor Inangriffnahme des Baues festliegen.

Die Erfüllung dieser oft aufgestellten Bedingungen führt zum geringsten Stahlaufwand, verkürzt die Bauzeit, vereinfacht Werkstatt- und Aufbauarbeit und verbilligt die Ausbaukosten.

Wie im Stahlbau jede Bohrung und jede Schraube für den Anschluß einer Rinne, eines Geländerpfostens oder eines Beleuchtungskörpers vor der Bearbeitung des Stahls in der Werkstatt zeichnerisch festgelegt wird, so sollte auch im Hochbau der alte Brauch endgültig überwunden sein, erst nach Fertigstellung des Rohbaues die Öffnungen für Heizung, Beleuchtung und andere Anlagen einzustemmen.

Die Baufirma muß bei der Herstellung der Wände, Decken, Treppen, Kamine und anderer Ausbauarbeiten, ganz abgesehen von der Ersparnis an Baustoffen, den Arbeitsaufwand und den Aufwand an Schalung und Rüstung durch geschickte Ausnutzung des Stahlskeletts für ihre Zwecke herabmindern, so daß die Einheitspreise im Vergleich zur Massivbauweise gesenkt werden können. Im Wohnungsbau betragen die Kosten des Stahlskeletts etwa 10 bis 15 %, die Ausbaukosten also 85 bis 90 % der Gesamtkosten. Aus diesen Zahlen erkennt man, daß durch gründliche Vorbereitung und geschickte Durchführung der Ausbauarbeiten die Hauptersparnisse zu erzielen sind.

Daß der Stahlskelettbau auch schon bei vier Geschossen billiger wird als der Massivbau, hat ein lehrreicher Versuch ergeben, den der Architekt

Passauer bei einem Siedlungsbau in Köln angestellt hat. Dort wurden an der gleichen Straße zwei Baublocks in gleicher Ausstattung mit genau gleichen Wohnraumgrößen erbaut, der eine als Stahlskelettbau, der andere massiv. Der Versuch hatte folgendes Ergebnis:

	Massivbau	Stahlskelettbau
1. Umbauter Raum	7450 m <sup>3</sup>	7120 m <sup>3</sup>
2. Baukosten je Wohnraum ohne Grundstück- und Nebenkosten	1608,70 RM	1508,90 RM
3. Monatsmiete für einen Wohnraum	10,85 RM	9,94 RM
4. Bauzeit	7½ Monate	5⅔ Monate

Also kann die Miete für den gleichen Wohnraum im Stahlskelettbau um rd. 8 % niedriger angesetzt werden als im Massivbau.

Da im Wohnungsbau viel weitergehende Anforderungen an die Ausbaustoffe gestellt werden als auf den bisherigen Anwendungsgebieten des Stahlskelettbauens — man braucht nur an die Wärme- und Schallisolierung zu denken — und da weiter die Ausbauarbeiten den Hauptanteil der Baukosten beanspruchen, so ist die richtige Auswahl der Ausbaustoffe eine sehr wichtige Frage, die entscheidend ist für die Fortentwicklung des Stahlskelettwohnungsbauens. An Hand der vielen Ausführungen läßt sich schon heute ein gewisser Überblick gewinnen über das, was zweckmäßig und wirtschaftlich ist.

Abwegig ist der Versuch, für Decken und Wandfüllstoffe allgemein gültige Ausführungsformen festlegen zu wollen. Örtliche Preise der Baustoffe, Kiesvorkommen, Frachten, Jahreszeit, Baugewohnheiten des

ortsansässigen Arbeiterstammes und Wohngewohnheiten werden die Ausbauarbeiten beeinflussen. Während in der Nähe des Andernacher Beckens Bimsbeton das gegebene Ausfachungsmaterial ist, wird man in anderen Gegenden besser den Hohlziegel verwenden. Auch sind die klimatischen Verhältnisse im Deutschen Reich schon so verschieden, daß z. B. eine Wandstärke, die im Rheinland als Kälteschutz ausreichend ist, im Osten nicht mehr genügt. Man kann oft den Einwand hören, daß die dicken Außenwände der Massivbauweise als Wärmespeicher wirken, und daß dadurch die Räume nicht zu schnell abkühlen. Dabei kann man sich doch keinen unwirtschaftlicheren Wärmespeicher vorstellen

als eine Außenwand, die etwa die Hälfte der aufgespeicherten Wärme nach außen abgibt. Wenn ein solcher Speicher erforderlich ist, gehört er in das Innere des Hauses und muß in die Heizung eingebaut werden.

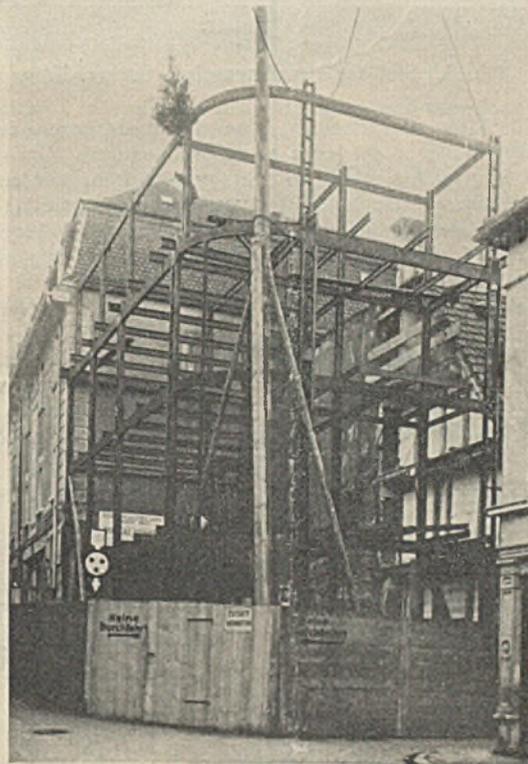


Abb. 1. Stahlskelettbau Garau, Kissingen.

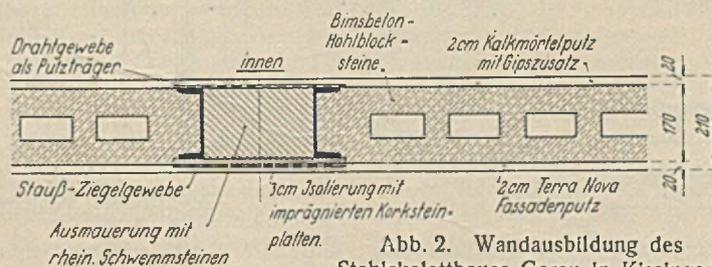


Abb. 2. Wandausbildung des Stahlskelettbauens Garau in Kissingen.

Keinesfalls sollte man die Wandstärken übertreiben. Wir kennen kaum andere als  $1\frac{1}{2}$  Stein starke Außenwände, während das im Verhältnis zu uns reiche Amerika die Wohnungen viel leichter baut, vielleicht in der richtigen Erwägung, daß in dieser schnelllebigen Zeit nicht für alle Ewigkeit gebaut werden sollte. Man soll sich auch nicht blenden lassen durch theoretische Wärmedurchgangszahlen und daraus errechnete Ersparnisse an Heizungskosten. Die heute vom Architekten zum Einlaß von Licht und Luft angeordneten großen Fensterflächen werfen alle theoretischen Wärmedurchgangszahlen über den Haufen, wobei Undichtigkeiten an Tür- und Fensteranschlüssen tüchtig mithelfen.

Daß man bei Wahl stärker isolierender Baustoffe auch mit geringeren Wandstärken auskommt, dafür sei ein kleiner Stahlskelettbau in Kissingen erwähnt (Abb. 1). Die Lage in der Stadt und der kleine zur Verfügung stehende Bauplatz zwangen dazu, die Wandstärke auf das geringst zulässige Maß zu beschränken. Die statische Berechnung erforderte im untersten Geschoß Stützen aus  $\square \square 14$ , deren Abmessungen sich nicht unterschreiten ließen. Für die Ausmauerung wurden demnach Bimsbeton-Hohlblocksteine von 17 cm Stärke verwendet. Die Stahlsäulen stehen 3 cm hinter der Außenflucht des Mauerwerks zurück und wurden außen mit 3 cm starken, imprägnierten Korkplatten bekleidet. Beiderseits wurde auf das Mauerwerk ein 2 cm starker Putz aufgebracht. Um Risse zu vermeiden, wurden die Stützen an der Außenfront mit Ziegeldrahtgewebe, an der Innenseite mit einfachem Drahtgewebe überspannt (Abb. 2). Der Außenputz besteht aus Terranova-Bewurf, der Innenputz aus gewöhnlichem Kalkmörtel mit Gipszusatz. Der Bau wurde im Winter 1929 errichtet. Obwohl die Außenwände mit beiderseitigem Putz nur 21 cm stark sind, haben sich bei dem vierstöckigen Gebäude keine Nachteile, wie Wärmeverlust, Schall, Durchschlagen von Feuchtigkeit oder anderes, gezeigt. Das Gebäude läßt sich durch eine Sammelheizung mit dem üblichen Brennstoffverbrauch gut heizen. Beim Überspannen von Stahlteilen mit Maschendraht oder anderen Geweben ist stets darauf zu achten, daß das Gewebe beiderseits genügend weit über den Stahlträger hinaus auf das Mauerwerk oder die Massivdecke reicht. Wird das Gewebe nur um den Stahlträger herumgewickelt, so sind Risse unvermeidlich. Ebenso notwendig ist es, daß das Gewebe nicht auf dem Stahlträger aufliegt, damit es in den Putz einbindet.

Bei dem gegen Anfang dieses Jahres von der Gutehoffnungshütte Oberhausen Aktiengesellschaft, Oberhausen (Rhld.) in Köln ausgeführten Stahlskelettbau Becker (Abb. 3) — Architekt Denokat, Köln — wurden die Seitenwände ebenfalls mit Bimsbeton-Hohlblocksteinen von 25 cm Stärke ausgemauert. Die Hohlblocksteine wurden maßgerecht nach den Stahlbauzeichnungen von der Firma Remy, Neuwied, fabrikmäßig hergestellt. Die Treppenhauswände bestehen aus  $\frac{1}{2}$  Stein starkem Ziegelmauerwerk zwischen Stahlfachwerk. Sämtliche Außenwände, Treppenhauswände und Wohnungstrennwände haben als weitere Isolierung eine 2,5 cm starke Heraklithverkleidung auf der Innenseite und einen beiderseitigen Verputz. Die Zwischenwände sind aus 10 cm starken Schwemmsteinen hergestellt. Zur Verkürzung der Bauzeit sollte die Ausmauerung in allen Geschossen gleichzeitig beginnen können; daher mußten die Unterzüge und Stützen, die in diesen

Wänden liegen, für die Aufnahme der Wandlasten bemessen werden. In solchen Fällen erweisen sich die Bimsbeton-Hohlblocksteine mit dem geringen spezifischen Gewicht von 0,75 als besonders zweckmäßig. Für die Brand- und Giebelwände, die auch die Windkräfte aufzunehmen haben, ist satte Aufmauerung von unten herauf vorgesehen, so daß die in ihnen liegenden Träger keine Wandlasten aufzunehmen haben, sondern nur für die Deckenlasten zu bemessen sind. Die Forderung, daß die Stützen, die in solchen massiven Wänden liegen, für die Aufnahme der Wandlasten zu bemessen sind, ist zu weitgehend. Die Berliner Baupolizei läßt nach vorliegenden Vorschriften in Massivbauten Giebelmauern ohne Balkenlast bis zu vier Geschossen mit einer Stärke von 25 cm zu. Wenn in Massivbauten derartige Mauern bis zu vier Geschossen sich selbst tragen, so ist nicht einzusehen, daß durch den Einbau von Stahlstützen ihre Tragfähigkeit herabgemindert sein soll. Die Forderung, daß solche Wände von den Stützen getragen werden müssen, sollte auf  $\frac{1}{2}$  Stein starke Wände über mehr als vier Geschosse und auf Wände aus weniger festem Material beschränkt werden. Selbstverständlich ist darauf zu achten, daß Wände, die sich selbst tragen, auch ausreichende Fundamente erhalten.

Als Stützenquerschnitt in den Außenwänden ergab sich hier aus statischen Gründen das Breitflanschprofil 18. Die Ausbildung der Wand um die Stütze herum zeigt Abb. 4. Die Unterzüge in den Wänden liegen auf Mitte Stütze. Um die Ausmauerung in allen Geschossen gleichzeitig zu ermöglichen, wurden die Deckenträger so weit über die Unterzüge vorgekragt, daß sie bis 6 cm, von der Außenkante der Wand gerechnet, in das Mauerwerk hineinragen. Bei Bauten von geringerer Höhe hat man auch die Wände aus Leichtsteinen vor das Stahlskelett gesetzt und mit diesem verankert, so daß das Stahlskelett durch die Wände nicht belastet wird. Es bleibt abzuwarten, wie sich diese Ausführung bewähren wird.

Die Stützen werden bei den im Stahlskelettbau üblichen Knicklängen von 3 bis 3,5 m am zweckmäßigsten aus Breitflanschprofilen ausgeführt, weil dieses Profil den geringsten Arbeitsaufwand erfordert und am einfachsten auszumauern und zu verputzen ist. Wenn diese Träger mit der Kaltsäge abgelängt werden, so genügt es, als Fußplatte ein einfaches Blech von genügender Stärke mittels Heftschiweißung zu befestigen, da ja die Druckübertragung durch die satte Berührung der sauber gesägten Fläche gesichert ist. Ergeben bei größeren Stützenlasten die Biegungsspannungen in den Fußblechen zu große Blechstärken, so wird man durch angeschweißte Rippen den Druck verteilen (Abb. 5). Bei Bauten mit mehreren Geschossen wird man die Stützen absetzen und die Stützenstöße im Werk schweißen, wenn es die Baulänge und die Transportverhältnisse irgendwie zulassen, da außen aufgelegte genietete oder geschraubte Stoßlaschen unnötige Verputzarbeiten erfordern (Abb. 6). Wenn man auch in den Stößen bei Kaltsägeschnitten auf un-

mittelbare Kraftübertragung durch Berührung rechnen kann, so muß doch mit Rücksicht auf die in der Stütze auftretenden Biegemomente beim Versand oder durch Wind eine vollwertige Verbindung der Stoßstelle hergestellt werden. Dem Anschluß von dünnen Zwischenwänden an die glatten Außenflansche der Breitflanschträger ist besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Es empfiehlt sich, einige Löcher von 11 bis 14 mm in die Flansche zu bohren und dünne Rundisen einzulegen



Abb. 3. Stahlskelettbau Becker, Köln.

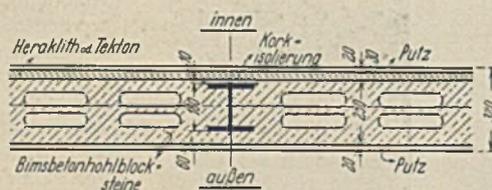


Abb. 4. Wandausbildung des Stahlskelettbauwerks Becker, Köln.

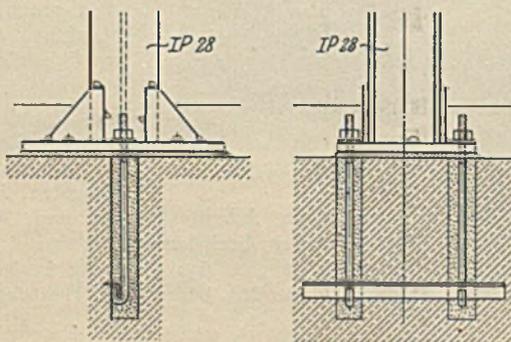


Abb. 5. Geschweißter Stützenfuß.

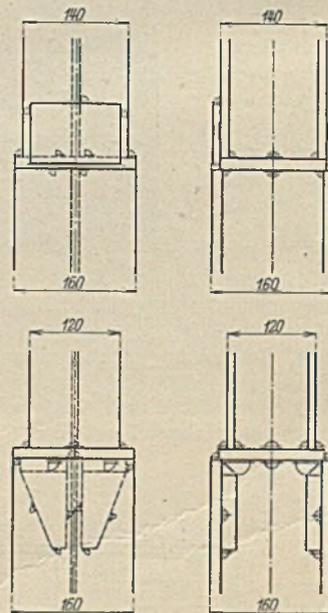


Abb. 6. Geschweißte Stützenstöße.

und auszumauern, damit später zwischen Wand und Stütze keine Risse entstehen können. Noch besser ist es, Stahlklammern einzulegen, die um die Flansche herumgreifen. Diese Klammern haben den Vorteil, daß sie jeweils in die Mauerfuge gelegt werden können, während man bei vorher gebohrten Löchern nicht ohne weiteres die Mauerfuge trifft. Stützen aus  $\square$ -Profilen mit Zwischenraum haben zwar ein etwas geringeres Gewicht, verteuern aber die Werkarbeit, die Ausmauerung und den Verputz, können unter Umständen die Anschlüsse der Zwischenwände erleichtern und sind in besonderen Fällen nicht zu vermeiden, wenn auskragende oder durchlaufende Träger hindurchgezogen werden müssen. Läßt man den Zwischenraum offen, so bietet dieser einen guten Platz zum Verlegen von Leitungen. (Feuersicherheitstechnische Gründe sprechen oft dagegen. Die Schriflleitung.)

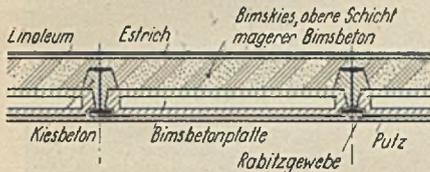


Abb. 7. Deckenausbildung beim Stahlskelettwohnungsbau Becker, Köln.

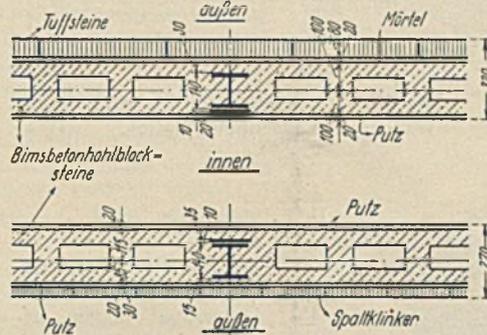


Abb. 8. Wandausbildung des Bahnhofshotels, Oberhausen.

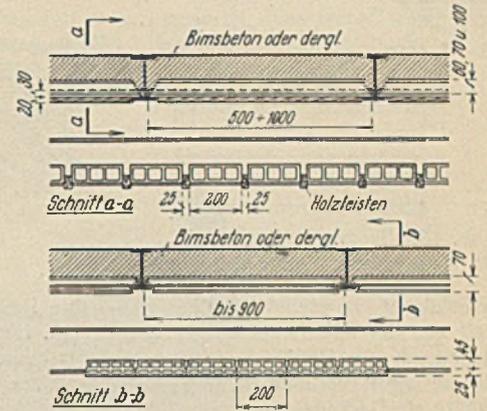


Abb. 11. Houredisdecken der Pariser Stahlskelettbauten.

Es ist vielfach üblich, die Deckenträger in Entfernungen von 3 bis 4 m zu legen und dazwischen Steineisendecken zu spannen. Wirtschaftlich ist diese Ausführung bei den geringen Spannweiten und Nutzlasten der Wohnungsbauten selten. Wenn auch das Gewicht des Stahlskeletts durch die Verminderung der Zahl der Deckenträger verringert wird, so verteuert sich doch die Gesamtausführung durch die notwendig werdende Schalung für die Decken und den dadurch bedingten höheren Deckenpreis. Die billigste Lösung ergibt sich, wenn die einzelnen Deckenstücke ohne Schalung fertig zwischen die Träger eingeschoben werden. Bei dem vorgenannten Stahlskelettbau in Köln wurden Stegdiele aus Bimsbeton nach Abb. 7 zwischen die Deckenträger gelegt und mit Bimskies aufgefüllt. Die Träger müssen

Querschnitt durch die Wände ist in Abb. 8 dargestellt. Die Ausführung der Decken erfolgte in der gleichen Weise wie bei dem Kölner Stahlskelettbau. Abb. 9 gibt ein Gesamtbild des Baues.

Wenn es auch künstliche Bimsbaustoffe (Hüttenbims und ähnliches) gibt, so muß man doch zunächst noch mit der Tatsache rechnen, daß die



Abb. 9. Bahnhofshotel, Oberhausen; Stahlskelettbau.

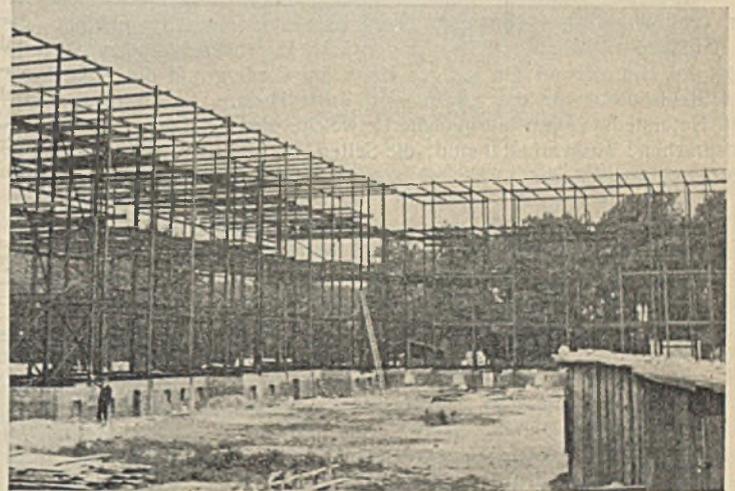


Abb. 10. Stahlskelett-Wohnungsblock in Berlin-Treptow.

hierbei zum Schutz gegen Rosten ummantelt werden. Vergleichsrechnungen ergaben, daß ein Trägerabstand von 1 bis 1,2 m einen Mehraufwand von 1 bis 1,5 RM je  $m^2$  Decke an Stahl erfordert gegenüber einem Trägerabstand von 2,5 bis 3 m. Berücksichtigt man weiter, daß Decken nach Abb. 7 ein sehr geringes Gewicht und eine sehr geringe Bauhöhe haben und bei günstiger Frachtlage bereits zu einem Preise von etwa 7 RM einschließlich Verputz und Linoleumestrich hergestellt werden können, daß weiter alle Stützen, Schalungen und deren Steifen fortfallen, man also während der ganzen Bauzeit den freien Raum des Geschosses ohne Schalungssteifen zur Verfügung hat, so erkennt man, in welcher Richtung die wirtschaftlichste Lösung zu suchen ist. Ein weiterer Vorteil dieser aus fertigen Bauteilen hergestellten Decken besteht darin, daß sie auch bei Frost verlegt werden können. Das erwies sich bei dem oben erwähnten Kölner Neubau als besonders vorteilhaft, da seine Ausführung in den Monaten Januar und Februar 1931, also in der Hauptfrostzeit erfolgte, in der ein anderer Bau stillgelegen hätte. Jedoch müssen die Platten vor dem Einbau gut ausgetrocknet und abgebunden sein. Trotz der geringen Bauhöhe der Decke ergibt die Zwischenschicht von eingestampftem losen Bimskies eine vorzügliche Schallisolierung, und das Verlegen der Leitungen vor Einbringen des Bimskieses ist einfach und billig.

In ähnlicher Weise ist von der G. H. H. ein weiterer Stahlskelettbau in Oberhausen — Architekt Schmeisser, Oberhausen — ausgeführt worden. Die Wände sind hier ebenfalls mit Bimsbeton-Hohlblocksteinen ausgemauert, die aber nur eine Stärke von 20 cm haben. Die Außenstützen mußten mit Rücksicht auf die dünnen Außenwände sehr

Bimsfabrikate in großer Entfernung vom Andernacher Becken noch zu teuer sind. Deshalb wurden bei einem großen Stahlskelett-Wohnungsbau in Berlin 10 cm starke eisenbewehrte Decken verwendet mit einer Trägerentfernung von etwa 2,5 m. Abb. 10 zeigt diesen Stahlskelettbau, der in zwei Bauabschnitten insgesamt  $75\ 000\ m^3$  umbauten Raum umfaßt, in der Aufstellung. Die Aufstellung eines kleinen Vierecks erfolgte durch einen Standmast in Geländehöhe. Nachdem ein Stützenviereck aufgestellt und allseitig durch Verbände gesichert war, wurden oben zwei Schwenkmaste aufgesetzt, die jetzt von oben aus nach beiden Seiten hin weiter vorbauten.

An Stelle der Bimsbeton-Hohlsteinplatten wurden bei zwei in Paris ausgeführten Stahlskelettbauten in den Decken sogenannte Houredissteine verwendet; diese gebrannten Tonhohlsteine werden in Deutschland von der deutschen Houredisfabrik in Baden-Oos angefertigt. Sie können in einer Länge von 50 bis 100 cm geliefert werden, ihre Stärke beträgt 6 bis 10 cm, das Eigengewicht zwischen 40 und 62  $kg/m^2$ . Sie können Lasten bis zu  $1500\ kg/m^2$  mit ausreichender Sicherheit aufnehmen, und die mit ihnen ausgeführten Decken werden sehr leicht. Zwei Ausführungsarten zeigt Abb. 11. Der Putz haftet an diesen Houredisplatten nicht so gut wie an den Bimsbetonplatten, auf die sich der Deckenputz unmittelbar aufbringen läßt. Diese Platten werden an der Auflagerstelle über dem Trägerflansch so ausgeklinkt, daß sie etwa 10 mm über Trägerunterkante vorstehen. Der Raum unter dem Trägerflansch wird mit Kalkmörtel mit Zusatz von Kuhhaaren ausgefüllt, darunter wird ein möglichst elastischer Putzträger geklebt oder genagelt, der nach beiden Seiten mindestens 20 cm übersteht, und dann der Putz aufgebracht. Die Vor-

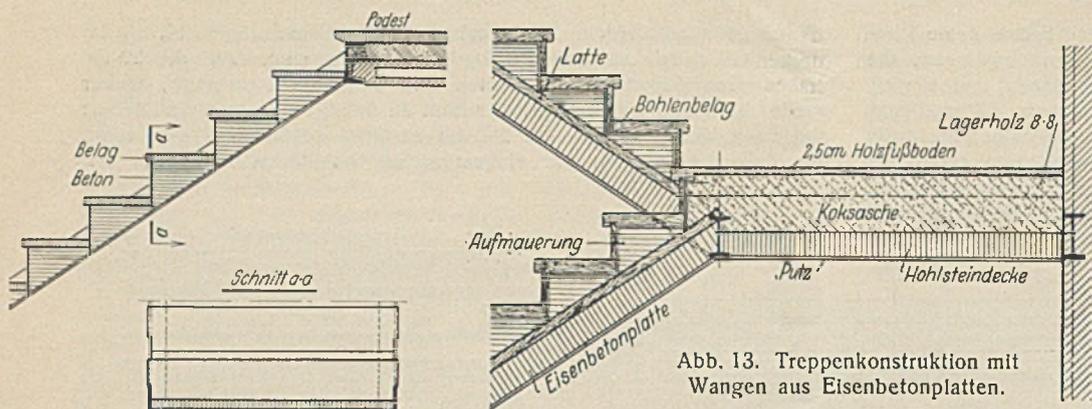


Abb. 12. Treppenkonstruktion mit Wangen aus Winkelprofilen.

Abb. 13. Treppenkonstruktion mit Wangen aus Eisenbetonplatten.

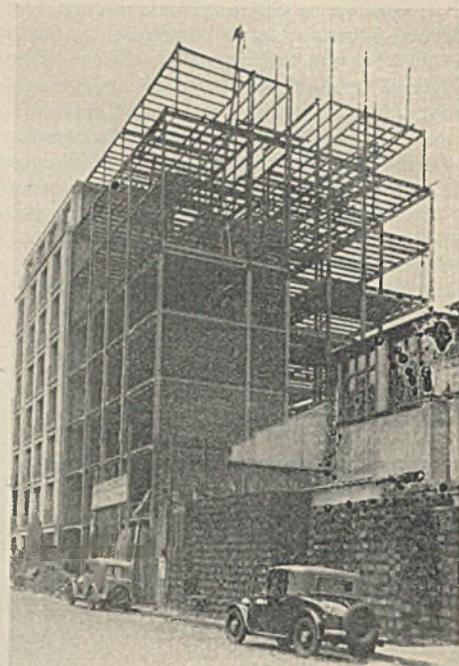


Abb. 14. Zehnstöckige Stahlskelettwohnungsbauten in Paris.

teile dieser eingeschobenen Decken — ihre Preiswürdigkeit, Unabhängigkeit von der Witterung, Schallsicherheit und fabrikmäßige Herstellung — liegen auf der Hand. Zu gering sind bis heute noch ihre Spannweiten, da sie einen verhältnismäßig großen Aufwand an Stahl erfordern. Es müßte ein Deckenelement von 2,0 bis 2,5 m Stützweite geschaffen werden, das leicht genug ist, um von zwei Mann verlegt zu werden.

Die einfachste Form der Treppen erhält man, wenn man als Wangen ungleichschenklige Winkel wählt, in welche die Betonstufen von dreieckigem Querschnitt eingesetzt werden (Abb. 12). Auch kann man zwischen dem unteren und oberen Podostrandträger schräge Betonplatten einstampfen und darauf die Stufen auflegen (Abb. 13). Für die Treppenhausewände ist  $\frac{1}{2}$  Stein starkes Mauerwerk zwischen Stahlfachwerk ausreichend, wobei man die Stahlfachwerkstiele zweckmäßig als Stützen für Treppen und Treppenpodeste benutzt.

Bei den erwähnten Pariser Stahlskelettbauten handelt es sich einmal um drei Wohnhäuser von zehn Geschossen im Gewicht von 330 t, die in den Jahren 1930 und 1931 von der G. H. H. errichtet wurden. Abb. 14 zeigt im Hintergrund ein fertiges Haus, im Vordergrund die Aufstellung des Stahlskeletts für das zweite und dritte Haus. Die Frontwand wird mit Natursteinquadern ausgemauert, welche den Stützen und Trägern entsprechend ausgearbeitet sind; die Seiten- und Rückwände bestehen aus Bruchsteinmauerwerk.

ausdrücklichen Wunsch des Bauleiters als überflüssig unterlassen. Die Unterzüge liegen parallel zu den Längswänden, die Deckenträger senkrecht dazu in einer gegenseitigen Entfernung von 0,65 m. Zur Aufnahme der Windkräfte auf die Seitenwände wirken also nur die aus I 18 bestehenden Deckenträger zusammen mit den Stützen als Rahmen, was bei den in Deutschland geltenden Vorschriften nicht ausreicht. Nach den amerikanischen Vorschriften brauchen derartige Gebäude auf Winddruck nur untersucht zu werden, wenn sie höher als 30,48 m sind oder wenn die Höhe größer als das  $2\frac{1}{2}$  fache der Breite ist, was hier nicht der Fall war. Man soll sich keine übertriebene Vorstellung von der Aufnahme der Windkräfte durch besondere Stockwerkrahmen machen. Vergleicht man die Formänderung eines Stockwerkrahmens in den für Wohngebäude üblichen Abmessungen mit der einer  $\frac{1}{2}$  Stein starken Zwischenwand von gleicher Breite, so findet man, daß die Zwischenwand etwa 90 bis 95 % der Windkräfte aufnimmt, der Rahmen dagegen nur 5 bis 10%.

Abb. 15. Grundriß und Querschnitt eines Verwaltungsgebäudes in Paris.

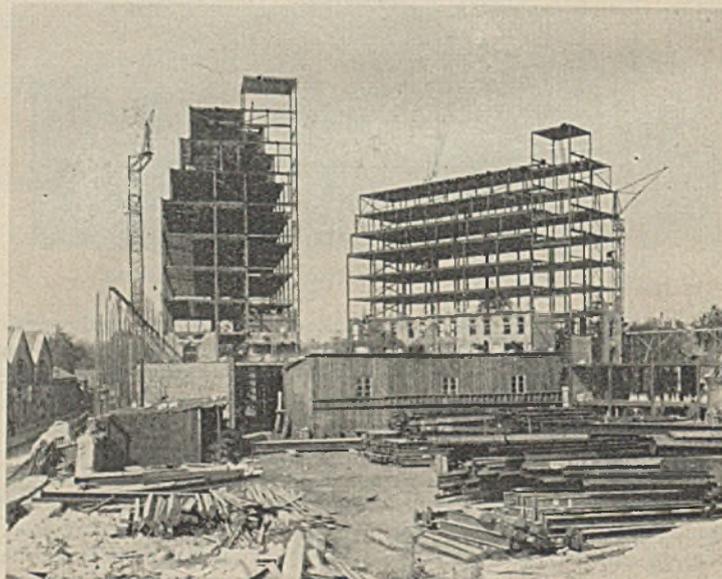
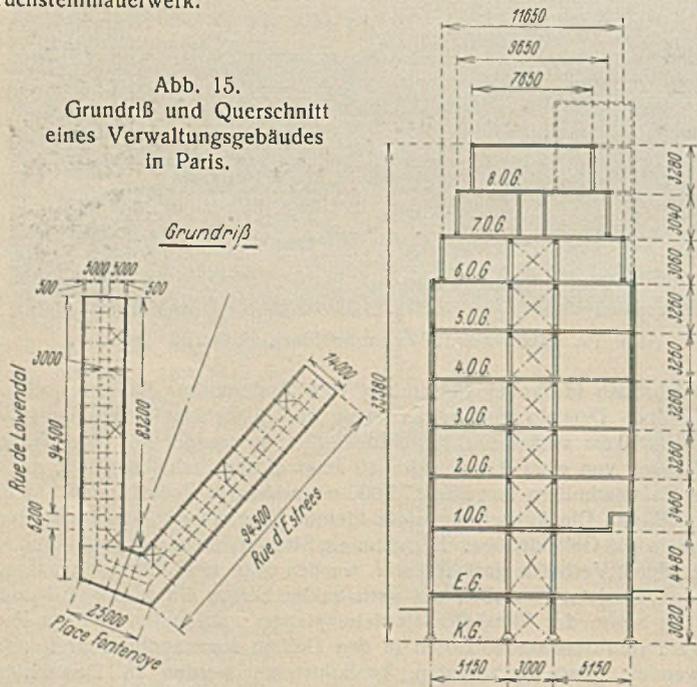


Abb. 16. Montagebild vom Bau eines Pariser Verwaltungsgebäudes.

Weiter wurde in Paris für ein Verwaltungsgebäude von zehn Geschossen das Stahlskelett im Gesamtgewicht von 2250 t von der Arbeitsgemeinschaft G. H. H., Gesellschaft Harkort, Duisburg und Aug. Klönne, Dortmund erbaut. Querschnitt und Grundriß sind in Abb. 15 dargestellt. Den Bau mit teilweiser Ausmauerung zeigt Abb. 16.

Die im Querschnitt gestrichelt eingezeichneten Kreuze sind Montageverbände, die nach Einbau der Decken wieder herausgenommen werden. Für die Windkräfte waren lediglich Flachstahlverbände in den Deckenebenen vorgesehen, die zusammen mit den Deckenträgern und Unterzügen waagerechte Scheiben ergeben, da die Decken mit ihren leichten Auffüllungen keine waagerechten Kräfte aufnehmen konnten. Eine weitere Ableitung der Kräfte durch lotrechte Rahmen oder Fachwerke wurde auf

heißt, der Rahmen bleibt nach der Ausmauerung praktisch unwirksam. Will man tatsächlich eine genügende Aussteifung durch die Stahlkonstruktion in der Querrichtung des Gebäudes erzielen, so muß man Fachwerkverbände einbauen. Wieweit solche Verbände in Reihenhäusern notwendig werden, muß von Fall zu Fall untersucht werden. Dies hängt von der Ausführungsart der Decken, Lage und Stärke der Treppenhausewände, Brandmauern und Wohnungstrennwände ab. Die Brandmauern werden in der Regel 1 Stein stark aus Vollziegeln ausgeführt und ersetzen vollkommen einen Querverband. Für die Treppenhausewände genügt  $\frac{1}{2}$  Stein Stärke. Da sie in der Regel Eingangstüren zu den Wohnungen enthalten, so ergeben sie keine vollwertige Aussteifung. Die Wohnungstrennwände haben in Rücksicht auf den Schallschutz eine gewisse Stärke. Sind sie massiv

ausgeführt, so kann man ihnen einen Teil der Windkräfte zuweisen; andernfalls kann man sie auch als Doppelwände ausführen und einen Flachstahlverband in den Hohlraum legen.

Außer den bleibenden Verbänden sind noch einige Montageverbände erforderlich, die die Aufstellung erleichtern und dem Stahlskelett, solange die Ausmauerung fehlt, die nötige Steifigkeit geben. Diese Betrachtung führt uns zu der besonderen Bedeutung, die den verschiedenen staatlichen und örtlichen Vorschriften der Baupolizei hinsichtlich der Belastungen und Beanspruchungen für die weitere Entwicklung des Stahlskelettbaues zukommt. Die preußischen Vorschriften, die fast im ganzen Reiche Geltung besitzen, sind auf diese Bauweise nicht zugeschnitten und bedürfen dringend einer Ergänzung. Bislang sind erst in Hamburg und Leipzig Erleichterungen für den Stahlskelettbau festgelegt. In allen andern Städten bedarf es noch besonderer Verhandlungen mit der Baupolizei, wenn die von einem Ausschuß vorgeschlagenen Erleichterungen für den Stahlskelettwohnungsbau Anwendung finden sollen. Man kann es wohl verstehen, wenn bei der Menge der angepriesenen Füllbaustoffe die Behörden diesen zunächst abwartend gegenüberstehen. Über die statischen Grundlagen — Lastherabminderung,

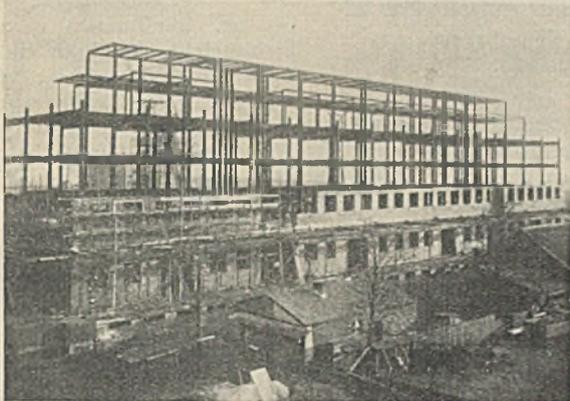


Abb. 17. Stahlskelett des Hauptlagerhauses der Gutehoffnungshütte in Oberhausen.

dem Entwurf von Prof. Peter Behrens erbaut wurde<sup>1)</sup>. Die sechs Geschosdecken sind für Nutzlasten von 500 bis 5000 kg/m<sup>2</sup> berechnet. Die Deckenträger liegen in Entfernungen von etwa 2 m; dazwischen sind Eisenbetonplatten gespannt. Die Außenwände sind mit Vollziegeln ausgemauert. Die Stützen und Unterzüge sind aus genieteten Blechträgern hergestellt und bilden geschlossene Rahmen. Der Bau liegt in einem Gebiet, das stark unter Bergschäden leidet. Wenn auch der Stahl Formänderungen durch Bergschäden gut übersteht, weil er sich verformt, ohne seine Tragfähigkeit zu verlieren, so ist doch der ganze 84 m lange Bau durch vier durchgehende Trennfugen in fünf Teile zerlegt, die sich gegeneinander verschleben können. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 1000 t.

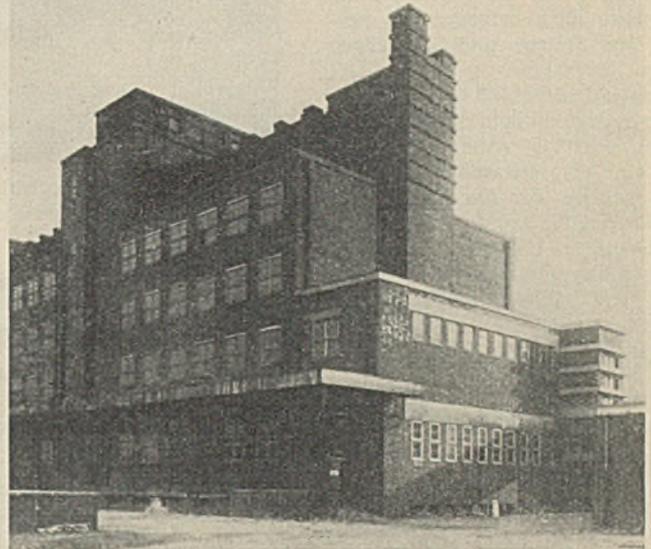


Abb. 18. Hauptlagerhaus der Gutehoffnungshütte in Oberhausen.

Aufnahme der Windkräfte und Wandlasten, Knicklängen, Belastung der Treppen und Treppenhäuser — kann eigentlich kein Zweifel mehr bestehen, nachdem bereits Hunderte von Wohnungen in dieser Bauweise hergestellt sind. Im besonderen kann man sich des Eindrucks nicht verschließen, daß die Belastungsannahmen für reine Wohngebäude noch zu hoch sind. Wenn auch gegen die vorgeschriebene Nutzlast von 200 kg/m<sup>2</sup> für Deckenträger kaum etwas einzuwenden ist, so sollte doch für die Unterzüge und zum mindesten für die Stützen eine größere Lastabminderung zugelassen werden. Jedes Zentimeter, das von der Stützenbreite eingespart wird, wirkt sich nicht allein im Gewicht des Stahlskeletts aus, sondern, was noch wichtiger ist, in der Stärke der Außenwände. Errechnet man, welche Menschenmengen erforderlich sind, einen viergeschossigen Bau in allen Geschossen mit 200 kg/m<sup>2</sup> zu füllen, so sieht man, daß die heutigen Lastannahmen für die Stützen zweifellos herabgesetzt werden können.

Den Wohnbauten am nächsten stehen Geschäfts- und Bürohausbauten. Da sie in den Hauptverkehrsgegenden mit hohen Grundstückspreisen errichtet werden, so unterscheiden sie sich von den Wohnbauten durch stärkere Ausnutzung der Baufläche. Im Wohnungsbau sind heute Zeilenbauten die Regel mit Bautiefen von 10 bis 12 m und Bauhöhen von höchstens vier Geschossen über dem Kellergerüst. Bei Geschäfts- und Bürohäusern geht man in der Regel über vier Geschosse hinaus. Die Nutzlasten und die zu überspannenden Räume sind größer. Dies beeinflußt natürlich die Ausführungsart der Decken. Es erweist sich bei größeren Träger-spannweiten oft als wirtschaftlich, die Deckenträgerentfernungen je nach der Stützeinteilung zu 3 bis 5 m zu wählen und die Decken aus Beton und Hohlsteinen mit Eisenbewehrung über die ganze Öffnung ohne Zwischenträger zu spannen. Eine allgemeine Regel läßt sich hier nicht aufstellen; die wirtschaftlichste Lösung kann nur durch Vergleichsrechnungen gefunden werden.

Abb. 17 u. 18 zeigen das Stahlskelett und den fertigen Bau des Hauptlagerhauses der G. H. H. in Oberhausen, das im Jahre 1922 nach

Abb. 19 zeigt das Stahlskelett-Geschäftshaus Bamberger in Bremen mit neun Geschossen, das von der G. H. H. im Jahre 1929 errichtet wurde. Die Stützweite der Unterzüge beträgt 10,6 m. Aus Stützen und Unterzügen sind steife Stockwerkrahmen gebildet, welche die Winddrücke aufnehmen. Die Decken sind Hohlsteindecken von 4,65 m Spannweite mit 1000 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast. Die Außenwände sind mit Vollziegeln ausgemauert. Da sie durch Lichtbänder vollständig unterbrochen sind, werden sie vom Stahlskelett getragen. Dabei liegt die Frontwand etwa 1 m vor den vorderen Stützen auf Kragträgern. Der anschließende Bau besteht aus Eisenbeton; seine Unterzüge waren auf der dem Neubau benachbarten Giebelwand gelagert. Da diese Giebelwand nach Errichtung des Neubaus fortfiel, mußten die Eisenbetonunterzüge mit Auflasten von 70 bis 80 t vor dem Abbruch der Giebelwand vom Stahlskelett abgefangen werden.



Abb. 19. Geschäftshaus Bamberger, Bremen.

Abb. 20 zeigt den ersten Stahlskelettbau, der in Dänemark ausgeführt wurde, das Geschäftshaus Vesterport mit neun Geschossen und einer Gesamthöhe von 36 m in Kopenhagen. Der Entwurf stammt von dänischen Architekten und Ingenieuren. Das Stahlskelett wurde von der G. H. H. geliefert und aufgestellt. Zur Aufstellung wurden drei Holzschwenkmaste und zwei Auslegerkrane aus Stahlkonstruktion benutzt, Abb. 21 zeigt den Grundriß des Gebäudes. Die Decken sind in Eisenbeton ausgeführt, da es in Dänemark keine Hohlsteine gibt. Sie haben etwa 3 m Stützweite. Die Wände sind 25 cm stark massiv ausgemauert, außen mit Kupferblech bekleidet und innen mit 8 cm starken Molersteinen isoliert, das sind Kieselgursteine, die in Jütland hergestellt werden. Das Gewicht des Stahlskelettes von 2750 t ist verhältnismäßig hoch, was zum Teil seinen Grund in den ungünstigen dänischen Belastungs- und Beanspruchungsvorschriften hat. Die Deckenträger sind in der Hauptsache deutsche Normalprofile, die Stützen Peiner Breitflanschträger. Der Bau mit einer Länge von rd. 115 m ist durch Trennfugen in drei Teile zerlegt. Die Windkräfte werden durch besondere Rahmen auf-

<sup>1)</sup> Vgl. „Stahlbau“ 1928, Heft 5, S. 57.

genommen, die aus Stützen und Unterzügen mittels eingeschraubter Ecken gebildet werden.

Abb. 22 zeigt ein von der G. H. H. ausgeführtes Stahlskelett für ein Möbelhaus in Oberhausen, erbaut im Jahre 1931. Der Bau hat fünf Geschosse über dem Keller mit einer Nutzlast von 500 kg/m<sup>2</sup>. Die Decken sind kreuzweise armierte Hohlsteindecken. Die überspannten Felder sind 4,8 x 6,5 m groß. Die Außenwände hängen vor den Stützen und werden von besonderen Trägern getragen. Da sie durch waagerechte Lichtbänder vollkommen unterbrochen sind, konnten sie zur Aufnahme der Windkräfte nicht herangezogen werden. Aus Stützen und Unterzügen wurden Steifrahmen gebildet. Der biegezugfeste Anschluß der Unterzüge an die Stützen erfolgte durch kräftige Winkel 200/200/20 (Abb. 23), welche durch eine eingeschweißte Rippe verstärkt wurden. Für die Stützenstöße und Stützenfüße wurde ebenfalls in weitgehendem Umfange die elektrische Schweißung angewendet. Die Stützen konnten nicht in ganzer Länge von 17 bis 18 m angeliefert werden, da die Baustelle zu beengt war. Sie wurden daher nach Abb. 24 einmal gestoßen. Dieser Stoß überträgt die lotrechten Kräfte durch unmittelbare Berührung. Zu



Abb. 20. Geschäftshaus Vesterport, Kopenhagen, der erste Stahlskelettbau Dänemarks.

der Wärmeisolierung, des Rostschutzes, der Ausbildung von Decken und Zwischenwänden auf wie bei Stahlskelettbauten, während bei der Ableitung der Kräfte, insbesondere der Windkräfte, eine gewisse Verwandtschaft mit den normalen Fabrikhallen festzustellen ist. Abb. 25 zeigt die Ansicht der Matthäikirche in Düsseldorf, die nach dem Entwurf und unter der Bauleitung des Ateliers Wach-Roßkotten, Düsseldorf, in der Stahlskelettbauweise von der G. H. H. im Jahre 1930 errichtet wurde. Diese Bauweise wird den rechteckigen, einfachen und klaren Formen der neuen Architektur am besten gerecht. Ausgemauert wurde die Kirche in der Hauptsache mit Schwemmsteinen, mit Luftschicht 41 cm stark und außen teilweise mit Werksteinen und teils mit 10,5 cm starken Klinkern verblendet (Abb. 26). Die Gesamtwandstärke beträgt 51,5 cm. Der Turm hat ebenfalls ein Stahlskelett. Mit Rücksicht auf die Schwingungen durch die verhältnismäßig schweren Glocken wurden hier keinerlei Rahmen zugelassen, sondern in allen vier Seiten durchgehende Fachwerkverbände angeordnet. Die Ausschläge des Turmes beim Läuten der Glocken sind auch tatsächlich kaum festzustellen. Das Stahlskelett des Turmes ist so bemessen, daß es das ganze Mauerwerk trägt. Be-

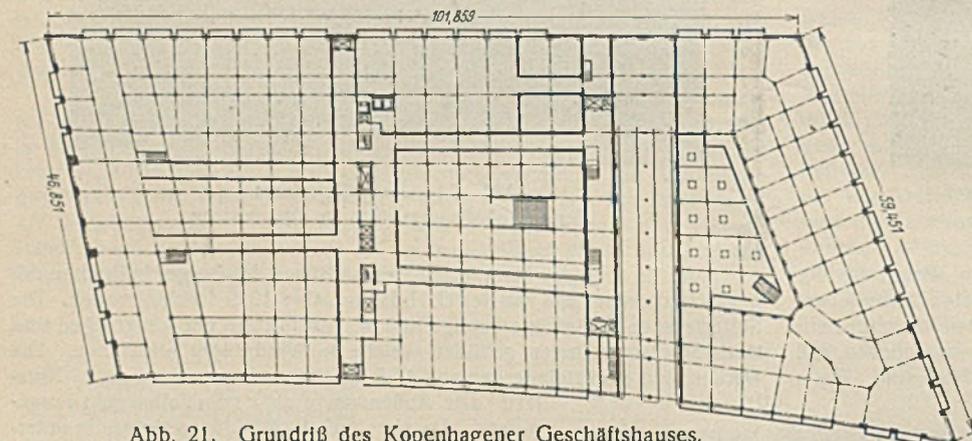


Abb. 21. Grundriß des Kopenhagener Geschäftshauses.

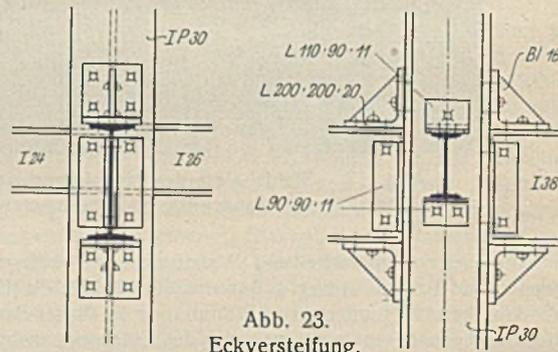


Abb. 23. Eckversteifung.

diesem Zweck wurden in der Werkstatt zunächst beide Stützenenden durch die C-Profil-Stoßblaschen *a* verbunden. Alsdann wurden die glatt gehobelten Verstärkungsstücke *b* kräftig an die Flansche des oberen Stützenteils angepreßt und in dieser Lage an die Flansche des unteren

sondere Sorgfalt wurde der Aufnahme der Klinkerverblendung durch das Stahlskelett geschenkt. Bei dem Hauptschiff der Kirche besteht das Haupttragssystem aus Stützen und Bindern. Die Standsicherheit gegen Windkräfte ist durch einen Horizontalverband erreicht, der im Binderuntergurt liegt und an beiden Giebeln sein Auflager hat. Das Gewicht des Stahlskelettes beträgt 200 t. Die Stützen bestehen aus Breitflanschträgern, die Binder sind normale Fachwerkträger und tragen die Dachhaut aus Bimsbetonplatten und unten eine Zwischendecke aus Heraklith.

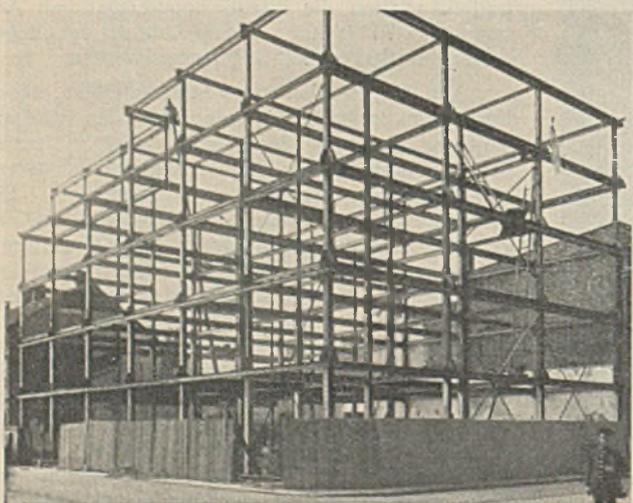


Abb. 22. Stahlskelett des Möbelhauses Gladtko, Oberhausen.

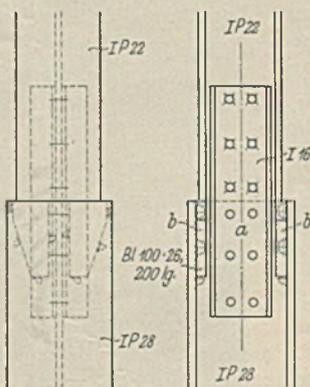


Abb. 24. Stützenstoß mit unmittelbarer Übertragung der lotrechten Kräfte.

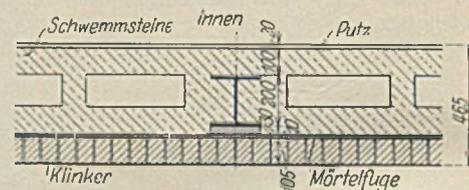


Abb. 26. Wandausbildung der Matthäikirche in Düsseldorf.

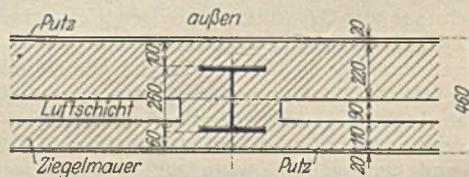


Abb. 27. Wandausbildung des Hallenschwimmbades in Norderney.

Teils festgeschweißt, so daß eine unmittelbare Kraftübertragung zwischen den Flanschen des oberen Stützenteils und den Verstärkungsstücken *b* gesichert ist.

Weniger den Stahlskelettbauten, mehr den Hallenbauten verwandt sind die Kirchen. Doch treten hier die gleichen Fragen der Ausmauerung,

Ein weiterer den Stahlskelettbauten verwandter Bau ist das Hallenschwimmbad in Norderney, für das im Jahre 1930 die Stahlkonstruktion von der G. H. H. erbaut wurde (Entwurf und Bauleitung Architekten Brüder Liebrecht, Hannover, und Preuß. Hochbauamt Norden), verwandt insofern, als auch hier die Frage der Decken, der Ausmauerung und Ver-

kleidung der Wände und Stützen eine große Rolle spielte. Die Außenstützen wurden  $1\frac{1}{2}$  Stein stark mit Vollziegeln und Luftschicht ausgemauert (Abb. 27), außerdem durch besondere, imprägnierte Kork- bzw. Cellotextplatten isoliert. Die verwendeten Ziegelsteine haben das Oldenburger Format  $23 \times 11 \times 5,2$ . Die Innenstützen sind mit Magerbeton umstampft. Als Decken sind Hohlsteindecken mit Vouten von etwa 5 m Spannweite zwischen I-Trägern eingezogen. Um eine glatte Untersicht zu erhalten, wurden darunter Rabitzdecken gespannt. Durch die zwischen beiden Decken liegenden Hohlräume wird angeheizte Luft eingeblasen. Abb. 28 zeigt die Schwimmhalle mit den Fachwerkbindern. Die beiderseits der Schwimmhalle stehenden Rahmenkonstruktionen sind für die Nebenräume bestimmt. Das Gesamtgewicht beträgt rd. 200 t. Wie aus der Abbildung hervorgeht, erfolgte die Aufstellung gleichzeitig mit dem Betonieren des Eisenbetonschwimbeckens.

In den ersten Jahren wurde der Stahlskelettwohnungsbau in seiner Entwicklung stark gehemmt, weil man nur zögernd an die Beleihung solcher Bauten heranging und im Gegensatz zu England und Amerika sie nicht in gleicher Höhe vornehmen wollte wie bei massiven Bauten.

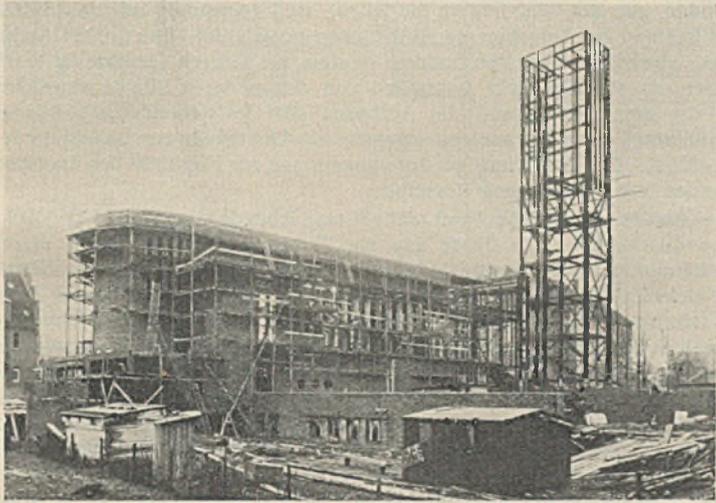


Abb. 25. Stahlskelett Matthäikirche in Düsseldorf.

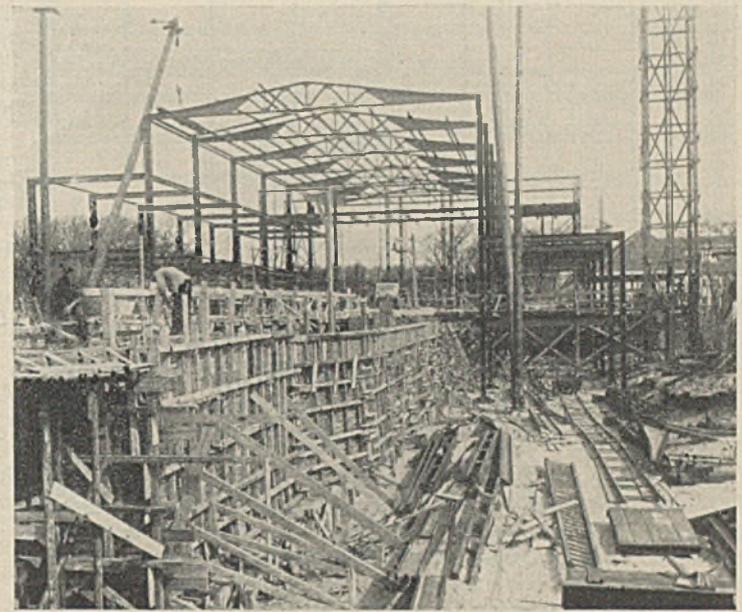


Abb. 28. Montage des Hallenschwimmbades in Norderney.

Der vollständige wirtschaftliche Mißerfolg der vielen nach dem Kriege aufgetauchten Ersatzbauweisen und der zu manchen Zeiten stark propagierten Stahlamellenhäuser und Stahlhauthäuser — oft kurz als Stahlhäuser bezeichnet — wirkt auf Laien und Geldgeber offenbar verwirrend, und es kann auch heute noch nicht genug in der Öffentlichkeit betont werden, daß die Stahlskelettbauweise mit irgendwelchen Ersatzbauweisen, auch wenn ein Wortgleichklang vorliegt, nichts zu tun hat. Sie bringt vielmehr eine Verbesserung der Durchbildung, eine größere Feuer- und Rostsicherheit und eine erhöhte Standsicherheit. Außerdem ermöglicht sie den üblichen Bauweisen gegenüber durch Vergrößerung des nutzbaren Raumes eine um etwa 8% bessere Ausnutzung des Baugrundstücks. Üblicherweise erfolgt die Beleihung nach dem umbauten Raum. Da bei Stahlskelettbauten das Verhältnis von Wohnraum zum umbauten Raum günstiger ist als bei Massivbauten, weil die Außen- und Zwischenwände schwächer werden, so ist eine höhere Beleihung gerechtfertigt. Die Aufklärung, die vom „Deutschen Ausschuss für wirtschaftliches Bauen“ ausgegangen ist, und die inzwischen aufgestellten Gütevorschriften des deutschen Normenausschusses<sup>2)</sup> für Stahlhäuser haben bewirkt, daß der Stahlskelettbau dem Massivbau gleichgestellt wird. Der Geldgeber kann durch geeignete Sachverständige heute jederzeit prüfen lassen, ob die Ausführung hinsichtlich der Standsicherheit, Feuersicherheit, Schalldämpfung, des Witterungs- und Wärmeschutzes, Blitzschutzes, Rostschutzes usw. den Gütevorschriften der Din 1030 vom September 1929 entspricht. Seitens der ausführenden Firmen sollte aber darauf gesehen werden, daß neue und unerprobte Füllbaustoffe, mit denen der Markt überschwemmt wird, ausgeschlossen bleiben, damit nicht durch Fehlschläge auf diesem Gebiet die neue Bauweise unverdientermaßen in schlechten Ruf kommt. Denn darüber muß man sich klar sein, daß trotz der Vorzüge des Stahls die Bauweise noch vielfach umstritten ist und viele Gegner hat, und daß alle Fehlschläge, auch wenn sie ihre Ursachen auf ganz anderen Gebieten haben, doch der Bauweise zu Lasten

<sup>2)</sup> Leider kommt hierin die wünschenswerte Unterscheidung zwischen Stahlhaus-, Stahlamellen- sowie Stahlhauthauweise einerseits und eigentlicher Stahlskelettbauweise andererseits nicht zum Ausdruck.

Die Schriftleitung.

geschrieben werden. Als bezeichnendes Beispiel dafür, wie diese Angriffe erfolgen, sei hier ein kurzer Aufsatz in der Zeitschrift „Der Holzmarkt“ erwähnt, der von einem kläglichen Fiasko des Stahlhausbaues spricht und es damit begründet, daß bei der bekannten von Haesler erbauten Kasseler Siedlung die Wohnräume zu klein sind, daß Wasser im Keller steht und die Fenster nicht dicht sind, als ob die Größe der Wohnräume oder das Wasser im Keller mit der Stahlskelettbauweise etwas zu tun hätten. Die Fenster sind mit Ausnahme der der Treppenhäuser aus Holz, also gerade aus dem Baustoff, den der Holzmarkt besonders empfiehlt. Wo gebaut wird, werden auch Fehler gemacht. Es kommt auch bei der Massiv- und Holzbauweise vor, daß der Putz abfällt, daß Risse in Wänden und Decken entstehen und Feuchtigkeit durch die Mauern durchschlägt. Das sind Fehler der Bauausführung, die bei jeder Bauweise vorkommen können und mit der Güte des Stahlskelettbauwes

nichts zu tun haben. Selbstverständlich muß das Ausfachungsmaterial raumbeständig sein, sonst sind Schwindrisse unvermeidlich.

Unklarheit herrscht vielfach über die Rostgefahr und den Rostschutz. Aus dem Eisenbetonbau ist bekannt, daß die Einhüllung des Stahls in Zementmörtel nur dann einen wirklichen Schutz gewährt, wenn die Schutzschicht genügend dick, genügend fett und genügend dicht ist. Verwendet man lose Füllbaustoffe oder nicht genügend fetten Mörtel, so kann man aus den Versuchen, die an Bimsbeton oder Thermostbeton ausgeführt wurden, schließen, daß Einschlüssen mit Zementbrei einen ausreichenden Rostschutz gewährt. In der Bimsindustrie werden mit bestem Erfolg seit Jahrzehnten die Eisenbewehrungen der Dielen eingeschlämmt. Es wird also zweckmäßig und vollkommen ausreichend sein, genau so, wie es die Eisenbetonvorschriften in § 9 verlangen, „das Eisen vor Verwendung von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien“, „während des Betonierens mit der Betonmasse fest zu verbinden“ oder, wenn die Betonmasse nicht fett und dicht genug ist, einen Zementbreianstrich aufzubringen. Es ist aber grundfalsch, diesen Zementbreianstrich schon in der Stahlbauwerkstatt aufzubringen. Auch hier müssen die Eisenbetonvorschriften beachtet werden, die vorschreiben: „Die Eisen dürfen mit Zementbrei nur unmittelbar vor dem Einbetonieren eingeschlämmt werden, da ein angetrockneter Zementanstrich den Verband zwischen Eisen und Beton stört“. — Soweit der Stahl aber nicht eingemauert oder sonst ausreichend verhüllt wird, sondern die Luft zugänglich bleibt, muß ein bewährter Anstrich aufgebracht werden. Stahlbauteile, die beim Zusammenbau in der Werkstatt oder bei der Montage aufeinander zu liegen kommen, sollten auf alle Fälle einen Zwischenanstrich erhalten, da sonst die Fugen u. U. den Ausgangspunkt von Roststellen bilden, die so stark treiben können, daß sie die Mörtelumhüllungen absprengen. Unbedingt muß aber darauf geachtet werden, daß die verwendeten Füllbaustoffe keine Verbindungen enthalten, die die Zementschicht zerstören oder den Stahl angreifen; das ist in erster Linie Gips und Magnesiumchlorid. Kalk ist auf Gipsgehalt zu prüfen. Bimsbetonbaustoffe sind einwandfrei. Bei Kohlenasche und Ziegelsteinen sind in Zweifelsfällen die schädlichen löslichen Bestandteile besonders festzustellen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Müllverwertungsanstalt der Stadt Köln.

Von Dipl.-Ing. Lor. Schmitz, Köln.  
(Schluß aus Heft 25.)

Die Deckenträger der einzelnen Bühnen sind, soweit dies die Anordnung der Apparate zuließ, über zwei oder drei Felder kontinuierlich durchgeführt. Diese Anordnung hatte eine Vereinfachung der Werkstattarbeit und eine Verringerung des Konstruktionsgewichtes zur Folge (Abb. 13). In den Bühnen waren Windverbände nötig, da innerhalb des Gebäudes zwischen den Stützen keine Windportale angeordnet werden konnten.

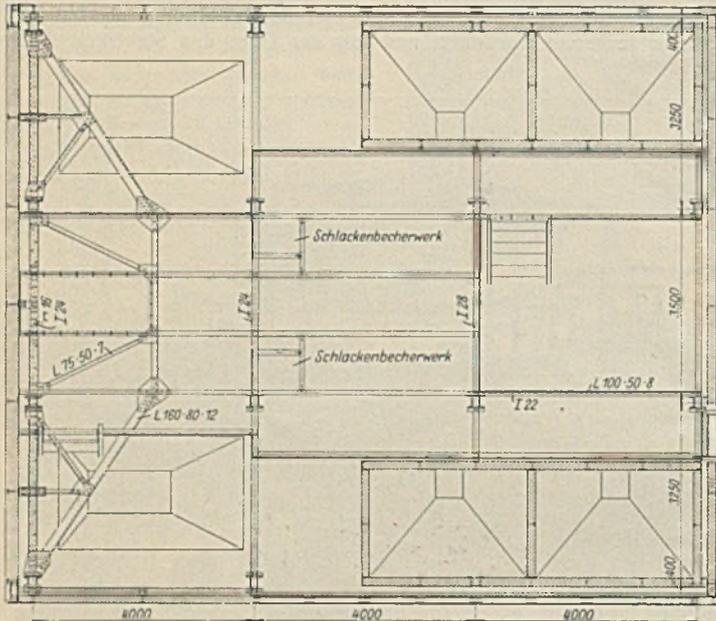


Abb. 13. Grundriß der Schlackenaufbereitung.

Das Dach des Gebäudes ist mit Stegzementdielen abgedeckt, die auf Pfetten aus I-Profilen gelagert sind.

Die Umfassungswände stehen bei diesem Bau mit dem Tragwerk nur so weit in Verbindung, daß die Wand- und Windlasten einwandfrei übertragen werden können. Auch hier ist die Ausbildung der Wandflächen die für die ganze Anlage typische. Die Wändecken, die durch Längs- und Giebelwand oder durch zurückspringende Längswandteile gebildet werden, sind aus architektonischen Gründen mit 6 mm starken Blechen verkleidet. Die Bleche sind angeordnet, um eine allzu starke Betonung der horizontalen Linie durch die Lichtbandflächen abzuschwächen. Gleichfalls sollen sie die Anhäufung von Stahlteilen an den Ecken, die konstruktiv erforderlich sind, verkleiden.

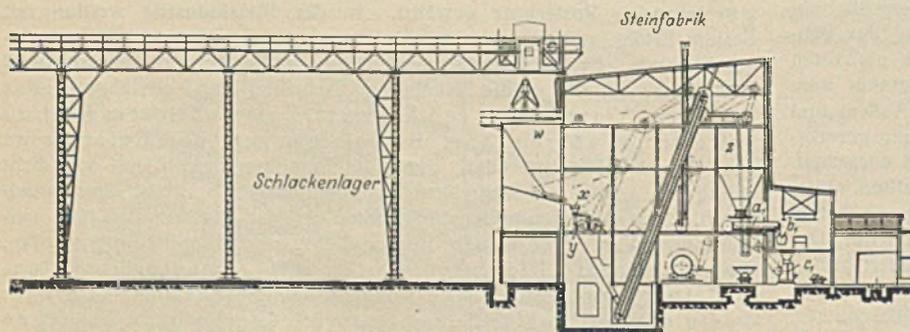


Abb. 14. Steinfabrik und Schlackelagerplatz mit Greiferkrananlage.

Die Lichteinfallflächen sind auch hier durch die Anordnung der Bühnen und Apparate gegeben. Sie bestehen aus einzelnen Lichtbandstreifen, die so auf die Wände verteilt sind, daß alle Teile des Gebäudeinnern gleichmäßig belichtet werden. Die gesamte Lichtfläche beträgt 250 m<sup>2</sup>, das sind 110 % der bebauten Fläche. Diese große Fensterfläche ist durch die Anzahl der Bühnen bedingt.

Unterhalb des niedrigen Teiles der Schlackenaufbereitung befindet sich zur Aufnahme des Becherwerkfußes und des Schlackenvorbrechers ein betonierter Keller, der durch eine Trägerlage nach oben abgeschlossen wird. Die Gebäude- und Bühnenstützen über der Becherwerkgrube sind durch Unterzüge aus Walzträgern abgefangen, die auf den Grubenwänden lagern. Die übrigen Gebäudestützen stehen auf Einzelfundamenten.

Die aufbereitete Schlacke wird durch eine Schurre auf den Schlackelagerplatz gebracht und durch einen 7,5 t-Greiferkran über dem Lager, der eine Spurweite von

24 m hat und dessen Kranschiene auf 17,5 m Höhe liegen, über das ganze Lager so verteilt, daß sie auswittern kann. Die Kranbahn sowie die Kranträger sind in Fachwerkkonstruktion ausgeführt (Abb. 14). Halbportale, in zwei Kranbahnfeldern angeordnet, dienen zur Aufnahme der Wind- und Bremskräfte in Längsrichtung der Bahn. Horizontalträger in der Obergurtenebene der Kranbahnträger sowie Gitterstützen übertragen die Bremskräfte der Katze und die Windkräfte quer zur Bahn auf die Fundamente. Laufstege, die von Kranbahn und Begleitträger getragen werden, dienen zum Kontrollieren der Kranbahn und der Katze.

Der Zementschlackebunker, der neben dem Schlackelagerplatz errichtet ist, hat eine Länge von 30 m und eine Breite von 5,2 m. Die Höhe bis zur Oberkante Bunker beträgt rd. 5 m. Er ist ganz in Eisenbeton hergestellt. Acht Ausläufe dienen zum Entleeren des Bunkers in Loren, die die gesinterte Schlacke zur Steinfabrik bringen. Der über dem Bunker angeordnete Aufbau ist in Stahlkonstruktion ausgeführt. Die Binder, die aus Walzträgern bestehen, sind zusammen mit den Stützen als Rahmen zur Aufnahme der Windlasten ausgebildet. Bei diesem Aufbau sind, abweichend von den anderen Bauten, die Stützen gleichzeitig Wandstiele, da sie hier nicht wesentlich von den anderen Stielen abweichen. In der einen Längswand des Aufbaues sind feststehende Jalousien zur Entlüftung, in der anderen dagegen ein Lichtband zur Belichtung angeordnet. Die Belichtung genügt vollkommen zur Kontrolle des Transportbandes und zur Wartung desselben.

An der einen Giebelwand schließt ein Gebäude von etwa 11,1 × 10,7 m Grundfläche an. Die Höhe bis zur Traufe beträgt 11 m. In diesem Gebäude sind die Apparate für den Transport der gesinterten Schlacke in den Zementschlackebunker aufgestellt. Entsprechend dem Zwecke des Gebäudes sind im Innern Bühnen in den verschiedenen Höhen vorgesehen, deren Träger teils zur Unterstützung der Apparate, Transmissionen und Antriebe dienen, teils Bedienungslaufstege tragen. Die Bühnenunterzüge sind, soweit es die Anordnung der Apparate zuließ, durch die Stützen durchgeführt, um durch die rahmenartige Wirkung dieser so verbundenen Konstruktionselemente dem Gebäude schon eine gewisse Steifheit zu geben. Durch die im Gebäude angeordneten Apparate war aber die Anordnung von Verbänden zwischen den Stützen erforderlich, da diese die waagerechten Kräfte der Apparate in die Fundamente bringen sollen. Diese Verbände, die aus architektonischen Gründen als Fachwerkportale ausgeführt sind, liegen nur zwischen den Stützen an den Wänden, da die Anordnung derselben in dem Raum störend wäre.

Die Längs- und Giebelwand stehen auch hier von der Tragkonstruktion getrennt. Diese Anordnung ist aus architektonischen Gründen getroffen worden. Genügend große Lichtflächen, die ebenfalls als Lichtbänder angeordnet sind, dienen zur Beleuchtung des Gebäudeinnern.

Die Steinfabrik, die an das Schlackelager und an die Zementschlackebunker anschließt, ist der typische Zweckbau der ganzen Anlage. Sie ist in ihren Abmessungen ganz dem Raumbedürfnis der Apparate an-

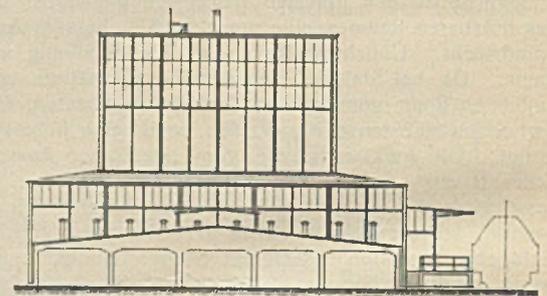


Abb. 15. Ansicht der Steinfabrik.

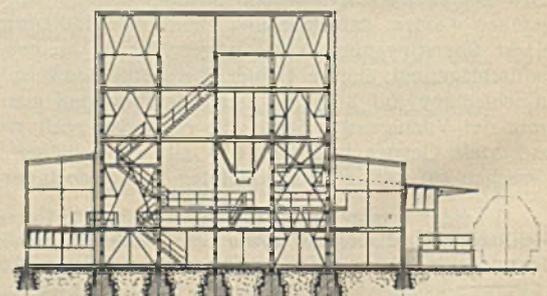


Abb. 16. Schnitt durch die Steinfabrik.

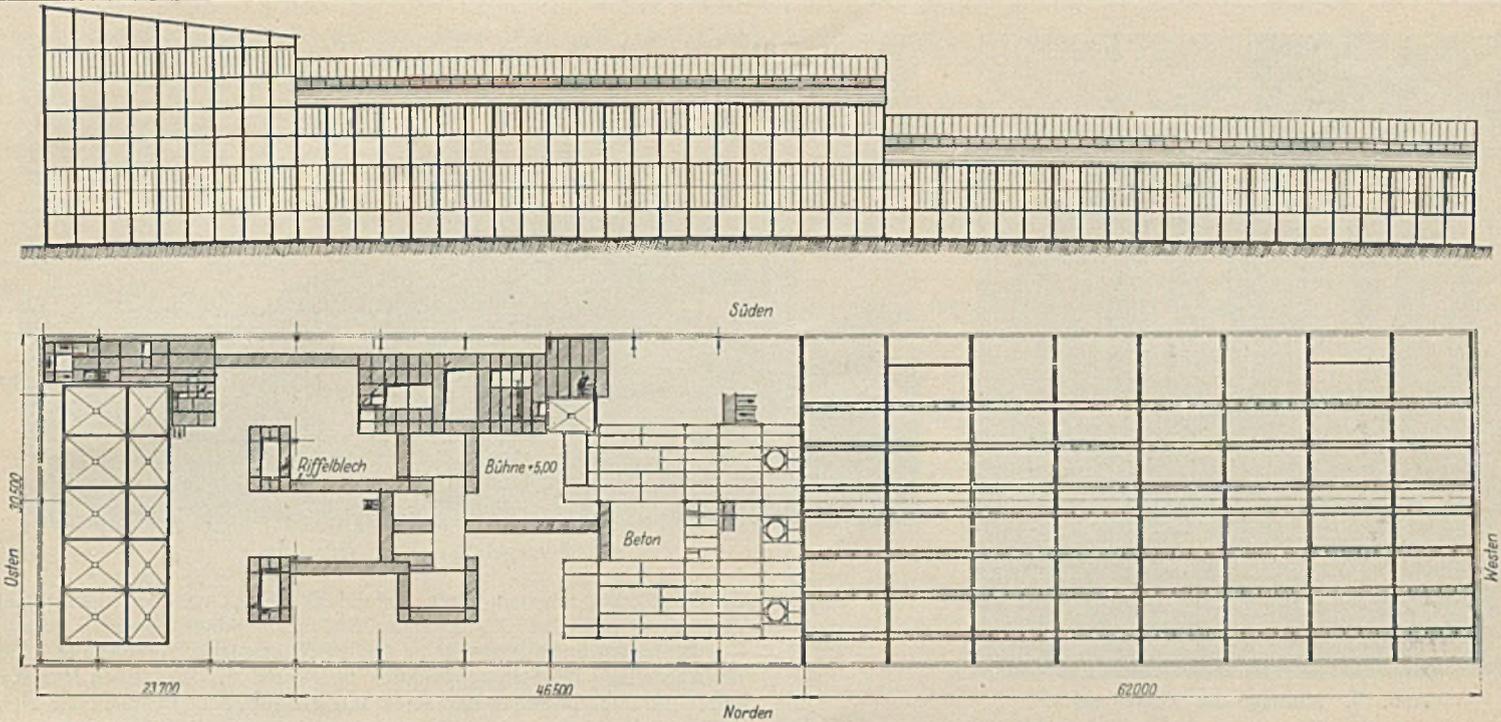


Abb. 17. Sintererei, Schmelzanlage und Gießerei; Grundriß und Ansicht.

gepaßt. An einen hohen Teil (Höhe 16,5 m) mit  $11,5 \times 15,0$  m Grundfläche schließen verschiedene niedrige Anbauten an (Abb. 15 u. 16). Die Gesamtgrundfläche beträgt rd.  $300 \text{ m}^2$ . Das ganze Gebäude bietet architektonisch ein gutes Bild, wenn auch die Anbauten verschiedene Höhen aufweisen.

Die Stahlkonstruktion des Tragwerkes ist auch hier durch die Apparate gegeben. Stützen im Raum dienen zur Aufnahme der Bühnen. Diese sind auch hier nur so weit ausgeführt, daß sie eine bequeme Wartung der einzelnen Apparate ermöglichen. Die dadurch erzielte Materialersparnis wird noch durch die kontinuierliche Ausbildung der Deckenträger und Unterzüge vergrößert.

Die Umfassungswände weisen dieselbe Ausbildung auf, wie die schon beschriebenen Gebäude. Lichttechnisch ist auch hier die Aufgabe gleich günstig gelöst.  $330 \text{ m}^2$  Lichtfläche dienen der Beleuchtung des Gebäudeinnern, das sind etwa 110% der bebauten Fläche. Dieser Prozentsatz ist hier so hoch, da die verschiedenen Bühnen die große Lichtfläche erforderten. An den Pressenraum der Steinfabrik schließt die Härtekammer an. Diese ist ein etwa 3 m hoher Eisenbetonbau (Abb. 15), der etwa 25 m breit und etwa 22 m lang ist. Durch Zwischenwände ist er in verschiedene Kammern eingeteilt.

Die Aufbereitung des Feinmülls geschieht in der Sintererei. Drei Gebäude sind zu einer etwa 132 m langen und 30,5 m breiten Halle vereinigt (Abb. 17). An den verschiedenen Höhen der Halle ist jedoch zu erkennen, daß die Halle verschiedenen Zwecken dient. Die Ausbildung der Längswände und die Anordnung der Lichtbänder deuten aber darauf hin, daß die einzelnen verschiedenen hohen Hallenteile zusammengehören. Das Halleninnere ist ohne Quertrennwände, was die konstruktive Ausbildung schwieriger machte. Der hohe Teil der Halle hat eine Grundfläche von  $30,5 \times 23,7$  m. Die Höhe bis zur Traufe ist 19,74 m. Dieser Hallenteil nimmt in der Hauptsache hohe Eisenbetonbunker auf. Laufstege in den verschiedenen Höhen, sowie eine Treppenanlage in Stahlkonstruktion dienen zur Kontrolle der Bunker und der einzelnen Transportvorrichtungen. Die zum Tragen der Bühnen und Laufstege im Halleninnern vorgesehenen Stützen konnten aber nicht zur Aufnahme der horizontalen Last mit herangezogen werden. Die Windübertragung mußte hier anders gelöst werden als bei den schon beschriebenen Bauten.

Die Stützen an den Umfassungswänden mit einer größten Länge von etwa 22 m nehmen allein die Horizontalschübe aus Wind auf. Zwecks Materialersparnis und mit Rücksicht auf die Gesamtwirkung sind diese als Gitterstützen ausgebildet. Durch ihre große Länge war es zweckmäßig, die Entfernung der Stützen voneinander groß zu wählen. Sie beträgt bei den Stützen der östlichen Längswand 10 m. Damit war aber auch die Entfernung der Hauptbinder festgelegt. Die Anordnung von Zwischenträgern war hier nötig, da sonst die Pfetten zu schwer und eine Materialersparnis illusorisch geworden wäre. Das Dach wurde so ausgebildet, daß zwei Hauptpfetten mit 10 m Stützweite im Abstand von rd. 8,5 m voneinander die Dachlast auf die Binder übertragen. Querpfeffen in die die Zwischenpfetten mit einer Stützweite von 5 m eingewechselt sind, übertragen die Dachlast auf die Hauptpfetten. Die in der Dachebene

angeordneten Verbände übertragen die Windlasten auf die Gitterstützen an den Umfassungswänden, zwischen denen Windportale ausgeführt wurden.

Der Architekt schrieb auch hier die Ausbildung dieser letzten Verbände als Portale vor.

Der an diesen hohen Hallenteil anschließende mittlere Hallenteil hat eine Höhe bis zur Traufe von rd. 13 m. Die Länge ist 46,5 m, während die Breite 30,5 m beträgt. Bei diesem Hallenteil wurde, wie bei der Anfuhrhalle, ebenfalls die Forderung gestellt, daß im Halleninnern keine Stützen zur Aufnahme der Dachkonstruktion angeordnet werden sollten. Dies bedingte eine Ausführung der Tragkonstruktion wie bei der Anfuhrhalle. Die Binder sind mit den Stützen zusammen als Zweigelenkbogen durchgebildet, die auch hier, um eine statisch einwandfreie Wirkung zu erhalten, auf Stahlfußlagern stehen. Eine Anordnung von Windverbänden in der Dachebene und Übertragung der Windlasten auf die Endrahmen war nicht vorteilhaft, da die Verbände wegen der Länge zu nachgiebig und zudem die Endrahmen zu schwer geworden wären.

Der an den mittleren Teil anschließende niedrigere Teil dient als Gießhalle. Die Länge der Halle beträgt 62 m. Die Höhe ist 7 m. Die

in diesem Hallenteil angeordneten Gießgruben werden durch Krane bedient, deren Fahrbahnen an den Bindern aufgehängt sind. Die Anordnung mehrerer Krane war erforderlich, da die Gießgruben einer Reihe unabhängig von den anderen bedient werden sollten. Unterhalb der Kranbahnen angeordnete Laufkatzen (Abb. 18) dienen zum Verfahren der an Laufkatzen hängenden Gießpfannen, die das Material von Drehhöfen abtransportieren. Drehscheiben vor den Ofenausläufen (Abb. 17) leiten die Laufkatzen über die verschiedenen Gießgruben.

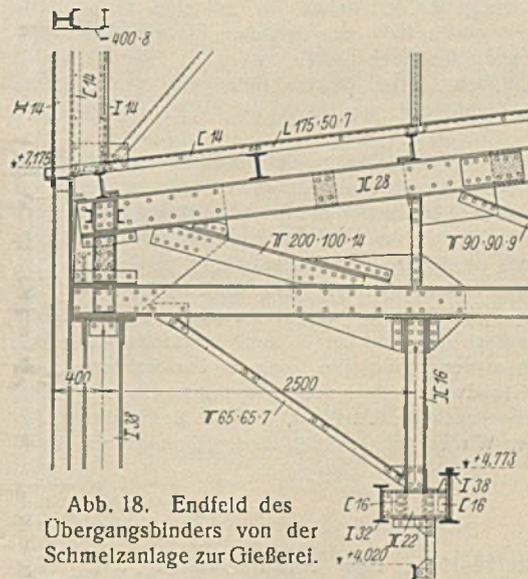


Abb. 18. Endfeld des Übergangsbinders von der Schmelzanlage zur Gießerei.

Diese Drehscheiben sind an den 5 m-Bühnen an besonderer Konstruktion gelagert. Durch die Anordnung der Krane und Laufkatzen ergab sich eine Konstruktion der Halle, wie sie Abb. 18, in welcher ein Teil des Übergangsbinders vom mittleren zum niedrigen Hallenteil dargestellt ist, zeigt. Die Kranbahnträger sind durch Verbände miteinander verbunden, um die seitlichen Kräfte auf die Binder abzuleiten. Ebenso sind die Laufkatzen so ausgeführt, daß eventuell auftretende Seitenkräfte durch die Ver-

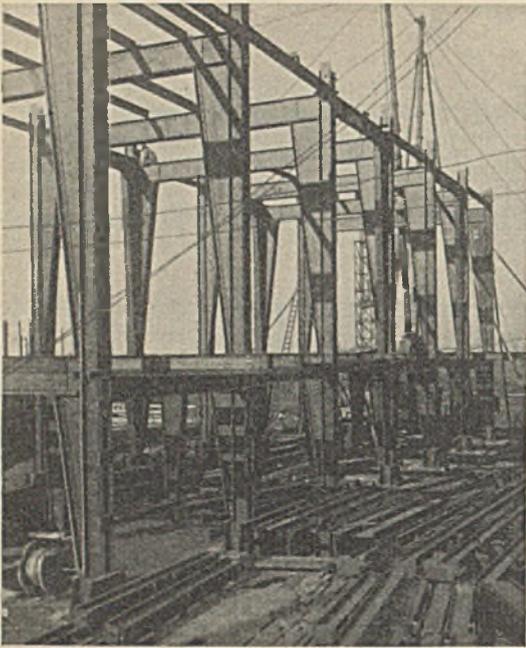


Abb. 19. Montage des Kesselhauses.

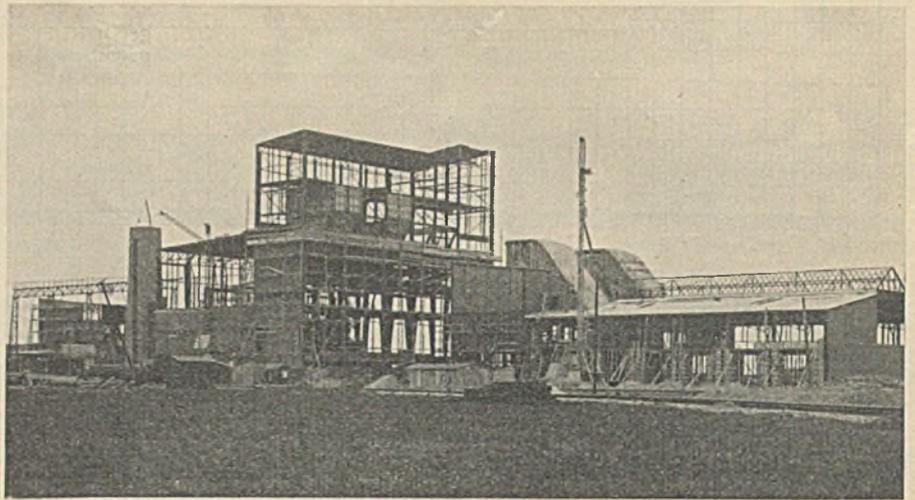


Abb. 20. Montagebild der Gesamtanlage.

bände der Kranbahnträger auf die Binder gebracht werden. Durch die Aufhängung der Kranbahn mit den Laufkatzenrängern an den Binderuntergurten erhalten die Binder eine entsprechend starke Ausbildung. Es sind aber dadurch außer in Hallenmitte sämtliche Stützen vermieden. Die dadurch erzielten Vorteile wiegen das hohe Gewicht auf.

Die Außenstützen sind in den Fundamenten eingespannt. Dies bedingt zwar große Fundamentabmessungen, jedoch ließen sich diese nicht vermeiden, da eine andere Ausführungsart unter den gegebenen Verhältnissen unvorteilhaft und vor allen Dingen wenig steif wäre. Die Stützen werden zwar schwer, dafür ist ihre Durchbiegung infolge horizontaler Lasten aber sehr gering, was für diese Halle bedeutende Vorteile bietet.

Die Längs- und Giebelwände für die Hallen der Sintererei, Schmelze und Gießerei sind wie bei den anderen Gebäuden von der Tragkonstruktion getrennt. Auch hier ist jede Unregelmäßigkeit in der Wandausbildung vermieden (Abb. 17).

Die Lichteinfallflächen der Halle sind in den Außenwänden entsprechend den Höhen verschieden angeordnet. Hier sind auch wieder die einzelnen Scheiben eines Lichtbandes zur besseren Entlüftung der Hallen um die senkrechte Achse drehbar angeordnet. Die gesamte Lichteinfallfläche der Halle beträgt für den hohen Teil mit einer Grundfläche von  $30,8 \times 23,7 \text{ m}$   $330 \text{ m}^2$  gleich  $40\%$  der bebauten Fläche. Die Lichteinfallfläche des daran anschließenden Gebäudeteiles ist  $1050 \text{ m}^2$ , gleich  $65\%$  der Gebäudegrundfläche. Die direkte Belichtung der Gießerei geschieht durch  $750 \text{ m}^2$  Lichtfläche, was  $39\%$  der Gebäudegrundfläche ausmacht.

Die Auftragserteilung auf Errichtung der Müllverwertungsanstalt erfolgte im Mai 1926. Die Vorarbeiten für die Anlage dauerten bis Ende 1926. Ende November 1926 wurden die Ausschachtungsarbeiten von den Baufirmen Perthel, Kloth und Westdeutsche Bauunion begonnen. Die Durchführung dieser Arbeiten war schwierig, da Grundwasser, verursacht durch Hochwasser des Rheines, sehr stark auftrat. Bei der Anfuhrhalle und bei der Sieberei mußte eine Wasserhaltung eingerichtet werden. Die Fundierungsarbeiten wurden dadurch ebenfalls stark verzögert. Bei den Kellern in der Anfuhrhalle sowie in der Sieberei mußte die Abdichtung gegen Grundwasser sehr sorgfältig durchgeführt werden. Alles dieses und besonders noch der Umstand, daß die Durchführung der Gründungsarbeiten in den Winter fiel, machten diese besonders schwierig.

Die Fundierungsarbeiten waren Ende 1926 so weit vollendet, daß Anfang des Jahres 1927 die Montage der Stahlkonstruktion beginnen konnte.

Die unten angeführten Daten für die Montagezeiten geben die Dauer der Aufstellung der Stahlkonstruktion im ganzen an. Die reinen Montagezeiten für die Gesamtanlage lagen zeitlich getrennt, da durch die Neuartigkeit der Anlage die Vorbereitungsarbeiten für die verschiedenen Arbeitsvorgänge verschieden groß waren. Daher ist auch die lange Montagezeit der Gesamtanlage zu erklären. Ebenso wurde die Montage der Stahlkonstruktion oft durch die Aufstellung einzelner Apparate unterbrochen. Dies trifft besonders bei der Aufstellung für die Steinfabrik und Sintererei zu.

Am 4. Januar 1927 wurde die erste Stütze der Anfuhrhalle und Sieberei aufgerichtet. Wenige Tage später, am 6. Januar, wurde der erste Rahmen des Kesselhauses aufgestellt.

Wenn man berücksichtigt, daß die Montage des Kesselhauses sowie diejenige der Anfuhrhalle und Sieberei zum großen Teil in den Winter fiel, so kann man eine Dauer von 4 Monaten zur Errichtung von etwa  $1000 \text{ t}$  Stahlkonstruktion als günstig bezeichnen. Anfuhrhalle und Sieberei waren am 20. April 1927 und das Kesselhaus am 1. Mai 1927 fertig aufgestellt.

Inzwischen war die Montage der Stahlkonstruktion für die Steinfabrik sowie für die Schlackenaufbereitung begonnen worden. Die Montage dieser beiden Gebäude dauerte zusammen 4 Monate.

Die Gründungsarbeiten für die Sintererei und Schmelze erstreckten sich über die erste Hälfte des Jahres 1927. Am 10. August 1927 wurden die ersten Stützen aufgestellt. Die ganze Halle war am 20. Mai 1928 montiert, also nach 9 Monaten fertig.

Die ganze Montage wurde zum Teil mit kleinen Schwenkmasten aus nahtlos gezogenen Rohren und zum Teil mit hohen Schwenkmasten in leichter Gitterwerkkonstruktion durchgeführt.

Die Dauer der Gesamtmontage für  $2500 \text{ t}$  Stahlkonstruktion betrug 16 Monate, was in Anbetracht der beiden Winter, während welcher die Montage zum Teil durchgeführt werden mußte, eine ganz beachtliche Leistung darstellt. Die reinen Montagezeiten waren dagegen bedeutend kürzer.

Eine gute Vorstellung und ein lebendiges Bild der ganzen Montage geben die Bauaufnahmen Abb. 19 u. Abb. 20. Abb. 19 stellt die Kesselhausmontage dar, aufgenommen am 12. Februar 1927. Abb. 20 gibt den Montagezustand der ganzen Anlage am 15. Mai 1927 wieder. Auf Abb. 20 steht rechts die Anfuhrhalle mit der Sieberei, in der Mitte das Kesselhaus und links die Schlackenlagerkranbahn. Im Hintergrund ist die Steinfabrik zu sehen.

Die Anlage wurde Ende 1928, also nach zweijähriger Bauzeit, fertiggestellt und dem Betrieb übergeben.

### Verschiedenes.

**Stahlplatten als Stützenfüße.** Nach einem in Heft 18, Jahrg. 1931 dieser Zeitschrift, S. 214 auszugsweise veröffentlichten Bericht aus Eng. News-Rec., 19. März 1931, über Spannungsprüfungen an Fußplatten stählerner Säulen mit H-Querschnitt von Prof. Priester scheinen einige Ergebnisse dieser Versuche im Gegensatz zu den Ermittlungen K. G. Merriams, veröffentlicht in Eng. News-Rec. vom 21. November 1929, zu stehen. — Eine sich hierauf beziehende, jetzt in Eng. News-Rec. vom 6. August 1931 veröffentlichte Zuschrift von Prof. Merriam sei hier im Auszug angeführt.

Merriam bemängelt an den Versuchen von Priester zunächst, daß die verwendeten Platten im Verhältnis zur Grundfläche viel zu dünn

seien. Sie genügen deshalb den grundsätzlichen Anforderungen, welche an Säulen-Grundplatten zu stellen seien, nicht und geben infolgedessen keine Berechtigung zu allgemeineren Schlüssen.

Beide Untersuchungen — die von Priester und die von Merriam — wurden nach derselben Methode durchgeführt, indem die Durchbiegungen der Platte an einzelnen Punkten gemessen wurden. Da nun die Durchbiegung derartiger Platten ungefähr umgekehrt proportional der dritten Potenz der Dicke angenommen werden kann, können bei der von Priester verwendeten  $12,7 \text{ mm}$  starken quadratischen Platte von  $407 \text{ mm}$  Seitenlänge die Verbiegungen durch dasselbe Moment etwa 50mal so groß werden wie bei der von Merriam verwendeten  $51 \text{ mm}$  starken Platte

von 457 mm Seitenlänge. Dadurch ist die vollständige Entlastung des Steges in der Berührungsfuge zwischen Stütze und Platte erklärt, während bei Platten von üblichen Abmessungen eine annähernd gleichmäßige Verteilung über den Stützenquerschnitt angenommen werden kann.

Bei den Versuchen von Merriam wurde eine möglichst gleichmäßige Übertragung der Last auf die Unterlage durch Verwendung eines besonders ausgesuchten Sandes angestrebt, da diese Lagerung für die Platte die größten Biegemomente ergibt. Wird eine Platte für eine solche gleichmäßig verteilte Belastung der Unterfläche bemessen, so wird sie im allgemeinen steif genug sein, um eine befriedigend gleichmäßige Verteilung der Last auf die Unterlage zu bewirken. Wie groß die Abweichung von der vollständig gleichmäßigen Verteilung beispielsweise auf eine Betonunterlage sein wird, ist nicht bekannt; bedauerlich ist, daß die Untersuchungen von Priester sich nicht auf Platten üblicher Abmessungen bezogen, da dann vielleicht eine gewisse Klärung dieser Frage herbeigeführt worden wäre. Dipl.-Ing. Schultz, Breslau.

**Zuschriften an die Schriftleitung.**

I.

In Heft 21 gibt Professor Dr. Unold Anregungen zur Ausbildung geschweißter Stiefrahmen und bezieht sich dabei auf die in Heft 12 des „Stahlbau“ von mir veröffentlichten Dresdener Versuche.

Ich möchte vorwegnehmen, daß die Versuchsreihe I, die Prof. Unold wohl ins Auge gefaßt hat, nicht die Untersuchung des Kräfteflusses in den Träger- und Stützenflanschen zum Ziel hatte, sondern lediglich die Untersuchung der geschweißten Anschlüsse von Trägern an Stützen.

Da die Ergebnisse der Dresdener Versuchsreihe I sehr günstig waren, so hielt ich mich zu dem Schluß berechtigt, daß auf ähnliche Weise auch Stiefrahmen für Stahlskelettbauten hergestellt werden können.

Die Versuche der Reihe I haben gezeigt, daß sich mit dem einfachen Stumpfanschluß eines Trägers an eine Stütze, mit

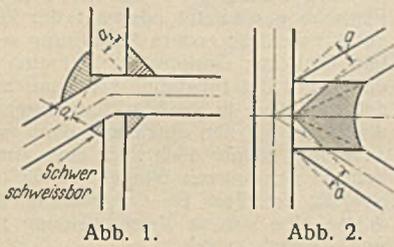


Abb. 1.

Abb. 2.

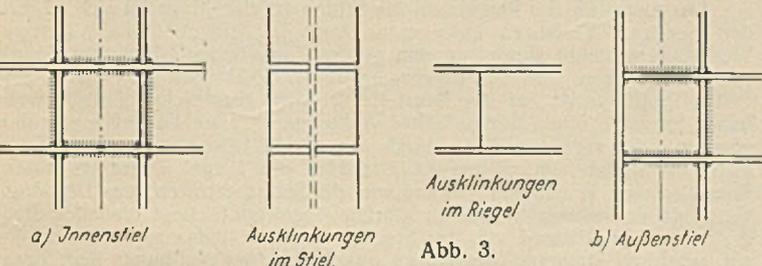


Abb. 3.

Steg- und Flanschnähten, ziemlich große Biegemomente und Querkräfte übertragen lassen.

Die Annahme von Prof. Unold, daß der Stützenflansch infolge des Biegemomentes, welches durch den Anschluß vom Träger in die Stützen übergeleitet wird, sich verbiegt, ist durch die Versuche widerlegt. Im Gegenteil sind die Stützenflansche bei sämtlichen Versuchen gerade geblieben, was sich dadurch erklärt, daß der Stützenflansch durch den anschließenden horizontalen Trägerflansch gegen Verbiegung ausgesteift wird und die Kräfte aus letzterem in den Stützensteg abgeleitet werden.

Das von Prof. Unold in seinem Aufsatz behandelte Problem ist meiner Ansicht nach theoretisch kaum zu lösen, und es bleibt nichts anderes übrig, als zu den Dresdener Versuchen noch Ergänzungsversuche im Sinne der Unoldschen Anregungen durchzuführen.

Die von Prof. Unold aus seinen theoretischen Betrachtungen abgeleiteten neuen Vorschläge (Abb. 6 u. 7, Heft 21) halte ich nicht für glücklich. Sie erfordern erheblichen Aufwand an Arbeit, und gegen die vorgeschlagenen Schweißnähte lassen sich Bedenken ebenfalls nicht unterdrücken.

Abb. 1 zeigt, daß die Kehlnaht im stumpfen Winkel mit der Dicke  $a_1$  keine sehr großen Kräfte zu übertragen vermag, und noch ungünstiger ist die sehr umfangreiche Schweißnaht an der Dreieckspitze gemäß Abb. 2. Von dieser kommen nur die beiden kleinen Dreiecke von der Höhe  $a$  für die Kraftübertragung zur Wirkung. Die schraffierte große Fläche stellt aber vorwiegend totes Material dar und erfordert sehr hohe Aufwendungen. Demgegenüber dürfte die von mir vorgeschlagene Rahmenecke gemäß Abb. 3<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Vgl. auch Dr. Schmuckler, Bauing. 1931, Heft 41/42, Abb. 10.

alle Bedingungen einer Stiefrahmenecke erfüllen, aber mit wesentlich geringeren Kosten herzustellen sein als die von Prof. Unold vorgeschlagene.

In beiden Fällen, sowohl bei dem Unoldschen als auch bei meinem Vorschlag gemäß Abb. 3, müssen die Kräfte aus den Flanschen des angeschlossenen Trägers durch den Stützensteg übergeleitet werden.

Werden die Schubkräfte in dem Stützensteg zu groß, so lassen sich nach Abb. 4 ohne Schwierigkeit Verstärkungen desselben vornehmen.

Berlin-Frohnau, 5. November 1931.

Dr. Schmuckler.

II.

In dem obenerwähnten Aufsatz bemängelt der Verfasser mit Recht die konstruktive Durchbildung der bei den sog. „Dresdener Versuchen“ benutzten steifen Eckanschlüsse und bringt anschließend einen neuen Vorschlag, der eine klarere Kräfteüberleitung gewährleisten soll. Da sich zu dem gleichen Thema auch Dr.-Ing. ehr. Schmuckler als Berichterstatter der Dresdener Versuche erneut geäußert hat<sup>1)</sup>, sei es gestattet, diese neuen Vorschläge einer Kritik zu unterziehen und gleichzeitig einige weitere Beiträge zu dieser bedeutungsvollen Diskussion zu liefern.

Professor Unold stellt die Gefahr, die die großen Querkräfte innerhalb des Anschlußbereiches bilden, in den Mittelpunkt seiner Betrachtungen. Um ein klares, einwandfreies Kräftespiel zu ermöglichen, wird nun das vollwandige Gebilde durch ein Fachwerk ersetzt gedacht und die Führung der anzuschließenden Flansche diesem System angepaßt (Abb. 1). Leider äußert sich Prof. Unold nicht klar über die Berechnung dieses Anschlusses. Wird der Gedanke, das ganze Gebilde als Fachwerk aufzufassen, streng durchgeführt, so dürfte man die Nähte „2“ nur als Heftung auffassen und müßte den gesamten Kräfteausgleich der Naht „1“ zuweisen, die dann zum Zusammenschluß dreier Stäbe dient und sowohl im Schnitt  $a-a$  wie im Schnitt  $b-b$  auf Abscheren beansprucht wird, was keineswegs zweckmäßig erscheint. Da die Naht überdies nicht besonders gut zugänglich ist und unter Umständen noch dazu in senkrechter Lage geschweißt werden müßte, wird kein Betriebsfachmann eine Gewähr für die einwandfreie Herstellung dieser Naht, insbesondere für guten Einbrand im Schnitt  $a-a$ , übernehmen wollen.

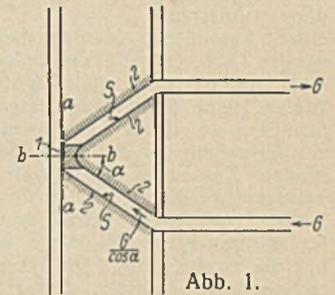


Abb. 1.

Der gewissenhafte Statiker müßte die auftretenden Kräfte daher mindestens zum überwiegenden Teil den Nähten „2“ zuweisen. Im selben Augenblick sind aber die erstrebten Vorteile dahin: Denkt man sich die von den Nähten „2“ zu übertragenden Kräfte in den beiden Punkten S konzentriert, so sind ihre waagerechten, entgegengesetzt gerichteten Komponenten wieder gleich der Gurtkraft G, an der auf den Stützensteg übertragenen Querkräfte hat sich also gegenüber anderen Ausbildungen nichts geändert.

Die Anregung, in den drei „Knotenpunkten“ Knotenbleche anzuordnen, dürfte wegen der vielen kurzen, schlecht zugänglichen Nähte ebenfalls kaum Beifall finden.

Nebenbei sei noch darauf hingewiesen, daß die „Stabkraft“  $\frac{G}{\cos \alpha}$  in den abgeknickten Flanschen je nach der Größe des Winkels  $\alpha$  das 1,2-fache und mehr der Kraft G erreichen kann; zur Aufnahme dieser Kraft ist der abgeknickte Flansch ohne Verstärkung nicht in der Lage. Dieser Hinweis zeigt, von allen schweißtechnischen Einwänden abgesehen, am besten, daß durch Übertragung der Fachwerktheorie auf ein vollwandiges Gebilde ein naturgemäßer, „natürlicher“ Knoten nicht entstehen kann. Man vergleiche etwa die Aussteifung zu dünner Stehbleche von Blechträgern durch diagonale Winkel: eine Konstruktion, die wohl ausnahmsweise einmal angebracht sein kann; zur Regel wird sie aber niemand erheben wollen. Die „natürliche“, d. h. dem Prinzip der vollwandigen Konstruktion angemessene Ausbildung des Steges besteht vielmehr darin, ihn von vornherein ausreichend stark zu bemessen, oder aber, wenn die großen Querkräfte nur in einem engen Bereich auftreten, ihn dort durch Beilagen, nicht aber durch fachwerkartige Gebilde zu verstärken.

Bei dem Schmucklerschen Vorschlag ist diese Verstärkung zwar nicht erwähnt, jedoch läßt sie sich hier, wie das schraffierte Rechteck in Abb. 2 zeigt, in konstruktiver und schweißtechnischer Hinsicht einwandfrei vorsehen.

Bedauerlich ist bei diesem Vorschlag die Notwendigkeit, den einen Stützenflansch zweimal vollständig zerschneiden zu müssen. Die acht Kehlnähte „2“, die beiläufig fast die gleiche Stärke wie die Stützenflansche haben müssen, verteuern den an sich recht einfachen Anschluß erheblich. Hier soll daher noch eine weitere Ausführung zur Erörterung gestellt werden. Diese ist vom Verfasser bei der kürzlich fertiggestellten Kohlenhochbahn für das Gaswerk Neukölln vorgeschlagen worden und bereits veröffentlicht<sup>2)</sup>, jedoch fehlt dort leider jede Erläuterung im Text, so daß die Abbildung kaum verständlich ist. Stiele und Riegel bestehen

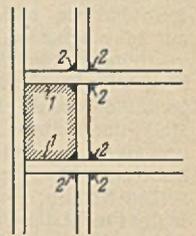


Abb. 2.

<sup>1)</sup> Bauing. 1931, Heft 41/42.

<sup>2)</sup> Vgl. Massenberg, Geschweißte Eisenbahnbrücke mit Stützweiten der einzelnen Öffnungen bis zu 15 m. Bauing. 1931, Heft 40.

aus Stehblech und Gurtplatten. Die Gurtplatten des Riegels wurden nun einfach erheblich breiter gemacht, an den Enden dem Querschnitt des Stieles entsprechend ausgeschnitten, über den Stiel gestreift und dann mit dem Steg des letzteren verschweißt (Abb. 3). Diese Ausführung kann ähnlich auch für den Anschluß eines Trägers an eine Stütze Verwendung finden. Bei längeren Stützen

schäften dürfte das Überstreifen der Laschen allerdings schwieriger sein, so daß Teilung empfehlenswert ist; dadurch wird auch der Anschluß des Trägers schweißtechnisch günstiger, und er ist sogar auf der Baustelle leicht herzustellen, da nur waagerechte Kehlnähte vorkommen. Damit wird dann auch die kostspielige und unnatürliche Anregung, neben dem Anschluß

einen besonderen Montagestoß vorzusehen, umgangen (Abb. 4). Die Verbindung zwischen Träger und Laschen kann gleich gut durch Schweißen, Nieten oder Schrauben hergestellt werden. Im Schnitt  $a-a$  dürfte kaum mehr Querschnitt erforderlich sein, als zur Aufnahme der aus dem Moment des waagerechten Trägers resultierenden Zug- bzw. Druckkraft notwendig ist. Wesentliche Biegemomente an diesen Stellen der Laschen werden kaum auftreten, da die beiden Laschenteile durch den Träger selbst starr verbunden werden. Im übrigen spielt die Frage des Gewichtes bei solchen Punkten auch nur die zweite Rolle. Die Hauptsache ist eine konstruktiv und schweißtechnisch einwandfreie, werkstatt- und montagegerechte Ausbildung; man kann den Laschen also sehr wohl reichlichen Querschnitt geben, ohne die Wirtschaftlichkeit in Frage zu stellen. Die Ecken der Drucklaschen können durch einen in Abb. 4 punktiert angedeuteten Flachstab, der gleichzeitig als Auflagerknagge dient, gegen Ausweichen gesichert werden.

Berlin-Zehlendorf, den 8. November 1931.

Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt.

#### Erwiderung auf obige Zuschriften.

Sofern die Konstruktion von Rahmenecken sowohl bei Riegeln als auch bei Stützen nicht über deren Begrenzungen hinausragen soll, ist eine befriedigende Lösung nur mittels der Schweißung zu erhoffen, und dazu sollten die Dresdener Versuche den Weg weisen.

Wie Dr. Schmuckler richtig bemerkt, galten diese Versuche nur den Schweißanschlüssen. Deren Güte hängt aber doch unmittelbar mit dem Kraftfluß zusammen; und meine Behauptung, daß die Spannung in der Flanschenschweißnaht stark ungleichmäßig über die Flanschbreite verteilt ist, wird durch den Schmucklerschen Hinweis auf das beobachtete Ebenbleiben der lotrechten Flanche nicht widerlegt. Die geringste Nachgiebigkeit der Flanschaußenkanten setzt dort die Spannung herab, da eine Gegenwirkung fehlt und die Flanche eine zu große Breite haben, um hinreichende Biegesteifigkeit aufzuweisen; die Flanschaußenkanten bleiben schlapp. Der Fall gleicht dem, wo ein Breitflanschträger auf eine schmale starre Querleiste gelegt wird; ohne eingepaßte Stegversteifung wird sich nur im Bereich der Kreuzung zwischen Leiste und Steg ein Druck übertragen, der nach außen rasch abfällt. Ein Gußtechniker würde in seinen Modellen etwa stumpf anstoßende Rippen stets durchführen. Eine Wiederholung der Versuchsreihe I, aber mit größerem Abstand der angreifenden Kräfte (damit der Einfluß der Querkraft zurücktritt) und ein Parallelversuch mit demselben Träger und denselben Nähten, aber mit eingeschweißten Querrippen im lotrechten Träger in der Flucht der waagerechten Flanche oder besser mit dazwischengelegter dicker Platte an Stelle des lotrechten Trägers wird sicher eine Überlegenheit dieser Anordnung zeigen.

Zu den Schubspannungen und deren Aufnahme und Umleitung sei folgendes bemerkt: Legt man gerade Querrippen zwischen die Stützenflanche, dann wird ohne Berücksichtigung des glatt durchlaufenden Stützendruckes der linke Stützenflansch oben Druck, unten Zug, der rechte oben Zug, unten Druck erhalten. Die linke Flanchskraft geht dann von Zug auf Druck über; die algebraische Summe beider Kräfte, also etwa die doppelte Flanchskraft, muß auf die Strecke 1—2 (in Abb. 1, S. 248) beim Fehlen weiterer Elemente vom Stützensteg aufgenommen werden; dieser wird also auf Schub beansprucht. Denkt man sich das innerhalb der Flanche und Rippen liegende Stegrechteck herausgeschnitten, dann erhält es die Schubspannungen an den lotrechten Kanten von den Flanchen und an den waagerechten Kanten von den Querrippen, die ihrerseits diese Kräfte von den Riegelanschlüssen erhalten. Die Umsetzung der

Riegelanschlüsse in die Stützenflanchkräfte ist durch diesen Vorgang klargestellt und erfolgt also lediglich durch das Stützensteg-Rechteck.

Die Verschweißung zwischen den Querrippen und dem linken Stützenflansch überträgt keine Kräfte und kann schwach sein; wichtig dagegen ist die Überleitung des Riegelanschlusses auf die Rippen, die durch starke Kehlnähte oder durch Zerschneiden der Stützenflanche und Durchführen der Rippen oder Riegelanschlüsse oder nach dem Vorschlag von Dipl.-Ing. Gottfeldt durch Umgebungsbleche erfolgen kann; von letzterem Punkt ist weiter unten noch die Rede.

Nun wird der beim I P-Profil verhältnismäßig schwache Steg durch die Schubspannungen in der Regel stark überbeansprucht und das ursprüngliche Rechteck zu einem Parallelogramm verzerrt. Zur Verminderung der Überbeanspruchung gibt es zwei Wege:

Erstens kann der Steg durch aufgelegte und ringsum mit den Flanchen und Querrippen verschweißte Platten verstärkt werden; es wäre m. E. gut, diese Platten nicht unmittelbar auf die Stege, sondern im Abstände gleich etwa  $\frac{1}{4}$  Flanschbreite vom Steg zu legen, damit die Kräfte in den breiten Flanchen und Rippen besser gefaßt werden. Man erkennt, daß lange und ziemlich starke Kehlnähte erforderlich sind.

Zweitens kann man gemäß meinem Vorschlag die Querrippen schräg stellen und zu einem Dreieck ausbilden, so daß die Riegelanschlüsse, ohne den Umweg über den Steg und seine Verstärkungen zu nehmen, auf kürzestem Wege von den Ecken in die Stützenflanche geleitet werden. Der außerhalb des Rippendreiecks liegende Steg überträgt dann nur die im oberen und unteren Stützentheil auftretende mäßige Querkraft. Durch die Verschweißung der Rippen mit dem Steg sollte allerdings ein mäßig breiter Stegstreifen mit zu den Rippen gerechnet werden, der einen entsprechenden Teil der Rippenkraft mit aufnimmt.

Die Schrägrippen können entweder beiderseits stumpf gegen die Flanche geschweißt oder auf der Riegelseite durch den Stützenflansch geführt werden; erstere Ausführung soll als Regel gelten. Dr. Schmuckler und Dipl.-Ing. Gottfeldt stellen eine sichere Verschweißung der Rippenenden mit den Flanchen als kaum möglich hin. Hiergegen ist zu sagen, daß die Nähte in der Werkstatt liegend geschweißt werden können, indem die Stütze auf den einen und dann auf den anderen Flansch gelegt wird; außerdem könnte doch wohl eine wenn auch etwas geringerwertige Kehlnaht in den spitzen Winkel von 55 bis 65° gesetzt werden. Besondere Sorgfalt erfordert die Schweißung der Zugrippe. Ob und in welcher Weise eine sichere Verschweißung möglich ist, muß schließlich Praxis und Versuch zeigen.

Der Anschluß des Riegels an die Stütze ist eine Frage für sich. Nach den heutigen Verfahren kann man einen I P-Riegel durch allseitige Werkstatt-Kehlnaht stumpf an den glatten Flansch der I P-Stütze derart sicher schweißen, daß das Bruchmoment der Naht etwa gleich dem des vollen Profils wird; auf der Baustelle ist dies aber nicht möglich, weil dabei lotrechte und Überkopfnähte vorkommen. Eine Durchführung der geraden oder schrägen Rippe durch den geschnittenen Stützenflansch ist nicht erwünscht. Im obigen Falle müßte der Riegel allerdings einen Baustellenstoß in einigem Abstand von der Stütze erhalten, was Dipl.-Ing. Gottfeldt als kostspielig und unnatürlich bezeichnet. Legt man den Stoß in  $\frac{3}{4}$  bis 1 m Abstand von der Stütze, dann hat man in diesem schon ein erheblich kleineres Moment zu übertragen (der Nullpunkt liegt etwa im Abstände von dem 0,17fachen der Stützweite) und es kann doch gleichgültig sein, ob der Stoß dicht am Stützenflansch oder etwas davon ab liegt. Ob dann die Stoßlaschen auf der Baustelle geschraubt oder geschweißt werden, ist hier nebensächlich.

Zu dem Gottfeldtschen Vorschlag des Riegelanschlusses erlaube ich mir die Bemerkung, daß es bedenklich erscheint, das gesamte Rieglmoment durch 2 mal 2 Baustellennähte aufzunehmen, die überdies so lang werden, daß eine gleichmäßige Beanspruchung längs der Naht fraglich ist. Ob die beiden oberen Zuglaschenquerschnitte  $a-a$  wirklich rein auf Zug beansprucht werden, mag zweifelhaft sein; denn wenn nicht gleichzeitig das Riegelanschlüsse mit dem Stützenflansch gut verschweißt wird, dann liegt ein durch Schweißung geschlossenes Zugblech mit einer Querlücke vor, an deren Innenrand im Schnitt  $a-a$  Kerbwirkung und Überbeanspruchung eintritt, wobei etwa eine Laschenverbreiterung nichts nützt. Besser ist m. E., einen kurzen Träger in der Werkstatt stumpf an den Stützenflansch zu schweißen, wobei noch seitliche, stehende, mäßig breite Laschen die Flanschränder mit den Querrippen verbinden können, und den Riegel auf der Baustelle durch V-Nähte und darübergelegte kurze Laschen und Querkehlnähte mit dem Trägerstumpf zu verbinden; die Querkräfte können durch leichte Steglaschen mit Hilfsschraubung und nachträglicher Schweißung übertragen werden. Wenn man die Gurtplatten schwerer Blechträger durch solche V-Nähte stoßen kann, läßt sich auch obiger Stoß auf der Baustelle sicher schweißen, und die langen Längskehlnähte sind vermieden. — Alle bisherigen Erörterungen dürften wohl zur Klärung der Knotenfrage beigetragen haben; ein Endurteil über die verschiedenen Vorschläge ist indessen nur von der Praxis in Verbindung mit Streck- und Bruchversuchen zu erwarten.

Chemnitz, im November 1931.

Unold.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

INHALT: Aus der Praxis des Stahlskelettbauens. — Die Müllverwertungsanstalt der Stadt Kön. (Schluß) — Verschiedenes: Stahlplatten als Stützenfüße. — Zuschriften an die Schriftleitung.

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

Ende des Jahrgangs 1931.

