

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

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

Beilage  
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 21. August 1931

Heft 17

## Das stählerne Kesselhaus im Großkraftwerk West der Berliner Städtische Elektrizitäts-Werke A.-G.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. chr. Karl Bernhard, Berlin.

### I. Zweck des Bauwerks.

In den Jahren 1929 und 1930 ist das Berliner Großkraftwerk West mit einer Turbinenleistung von 228 000 kW auf städtischem Gelände an der Spree im Westen Berlins zwischen Siemensstadt und Spandau errichtet. Die dreieckige Gestalt des Grundstückes mit der unregelmäßigen und

zur Bewegung der Kohle vom Schiff bzw. von der Eisenbahn zum Lager und zum Kesselhaus.

Acht Hochleistungskessel mit je 2400 m<sup>2</sup> Heizfläche bilden den Hauptinhalt des Kesselhauses. Luftvorwärmer (bis 300°) und die Unter-

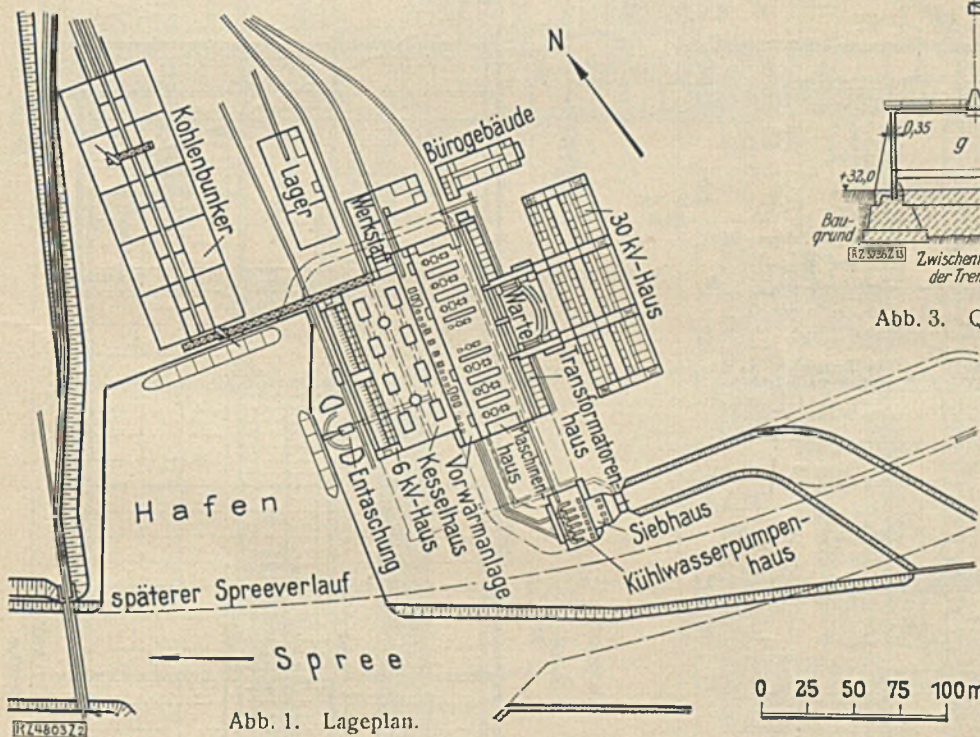


Abb. 1. Lageplan.

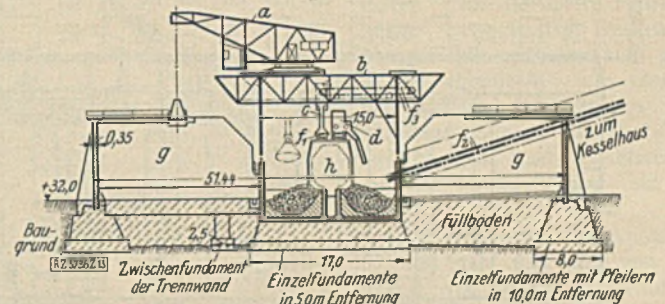


Abb. 3. Querschnitt durch den Außenkohlenbunker.

schubfeuerung nach der amerikanischen Bauart Tayler-Stocker sind Besonderheiten der maschinentechnischen Anlage, welche dabei für die Gestaltung des Kesselhauses grundlegend waren, ebenso wie die Kohlenzuführung durch Schürren von den Bunkern in die Kessel und die Schlackenabführung aus Trichtern unter den Kesseln nach Passieren von Brecherwalzen in die am Hafen gelegene Aschgrube. Besonders kommt aber hierbei noch in Betracht, daß die 110 m hohen Schornsteine von rund 6 m lichtigem Durchmesser aus Eisenbetongerippe mit Ausmauerung durch säurefeste Steine oben auf dem First des stählernen Kesselhauses stehen.

sehr tiefen Lage des Baugrundes (s. Z. d. Vdl 1931, S. 255) erforderte eine gedrängte Bauart. Das Kesselhaus wurde parallel zum Maschinenhaus (Abb. 1) aufgestellt und das Verhältnis der Kessel zur Maschinengröße so gewählt, daß Kessel- und Maschinenhaus nahezu gleiche Länge erhielten und zu einem Block zusammengefaßt werden konnten, der auch den Speisepumpenraum enthält. Auf der einen Seite schließen sich daran die Warte, die Transformatorräume und das 30 kV-Haus, auf der anderen die elektrische Eigenbedarfsanlage. Die Kohle für das neue Werk und zugleich auch für andere Werke der Bewag kann auf dem Bahn- und auf dem Wasserwege herangebracht werden. Das Lager faßt 30 000 t und wird durch 10 m hohe Schutzwände umgeben (Abb. 2 u. 3). Der Hafen hierfür ist mit stählernen Bohlwänden (Larssen) umschlossen. Fahrbare Greiferkrane, Förderbänder sowie ein Schrägbandaufzug (Abb. 3, rechts) dienen den vielseitigen Anforderungen

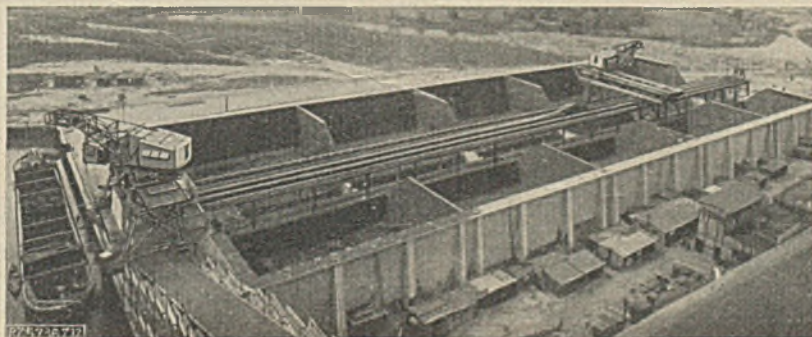


Abb. 2. Außenkohlenbunker des Kraftwerkes; 150 m lang, 50 m breit.

Nach vorstehendem kurzen allgemeinen Hinweis auf die Betriebs-einrichtungen und Anordnung der Gebäude sei nunmehr näher auf die baulichen Einzelheiten eingegangen, soweit sie den Stahlbau betreffen. Während für die umfangreichen Gründungen und die Unterbauten im wesentlichen Eisenbetonkonstruktionen (20 000 m Betonpahlrammung, 55 000 m<sup>3</sup> Beton mit 2100 t Bewehrungs-eisen) durchgeführt sind, ist das Skelett aller Gebäude aus Stahl gebildet wegen der weitestgehenden Anforderungen an Raum für den Betrieb und Zeit für die Bauausführung. Von den 13 000 t Stahlbau für das neue Westwerk hat das Kesselhaus allein 8000 t erfordert, dessen eingehende Darstellung Gegenstand der vorliegenden Veröffentlichung bildet. Es soll damit die Lösung einer Aufgabe vorgeführt werden, die kaum in anderer Bauart unter den gegebenen Verhältnissen so einwandfrei hätte geleistet werden können.

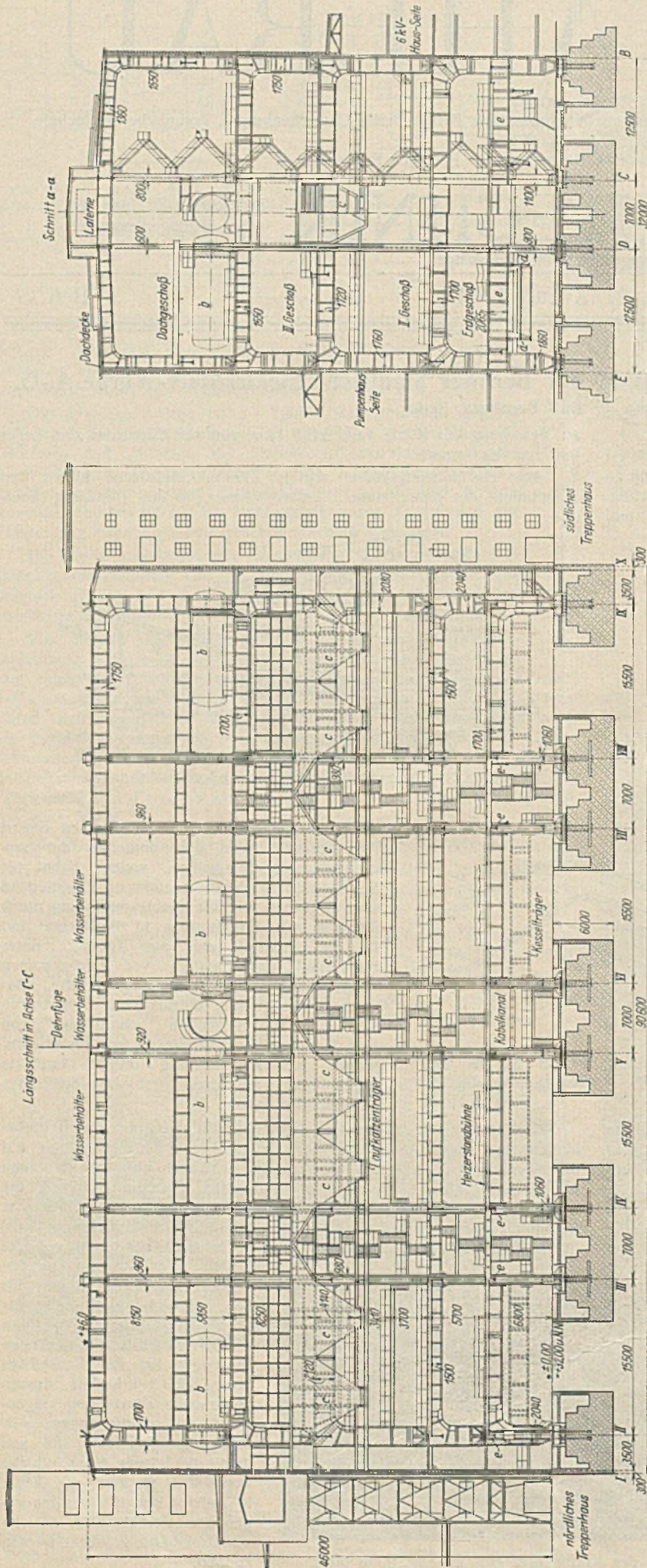


Abb. 4. Dachgrundriß, Länge- und Querschnitt des Kesselhauses.

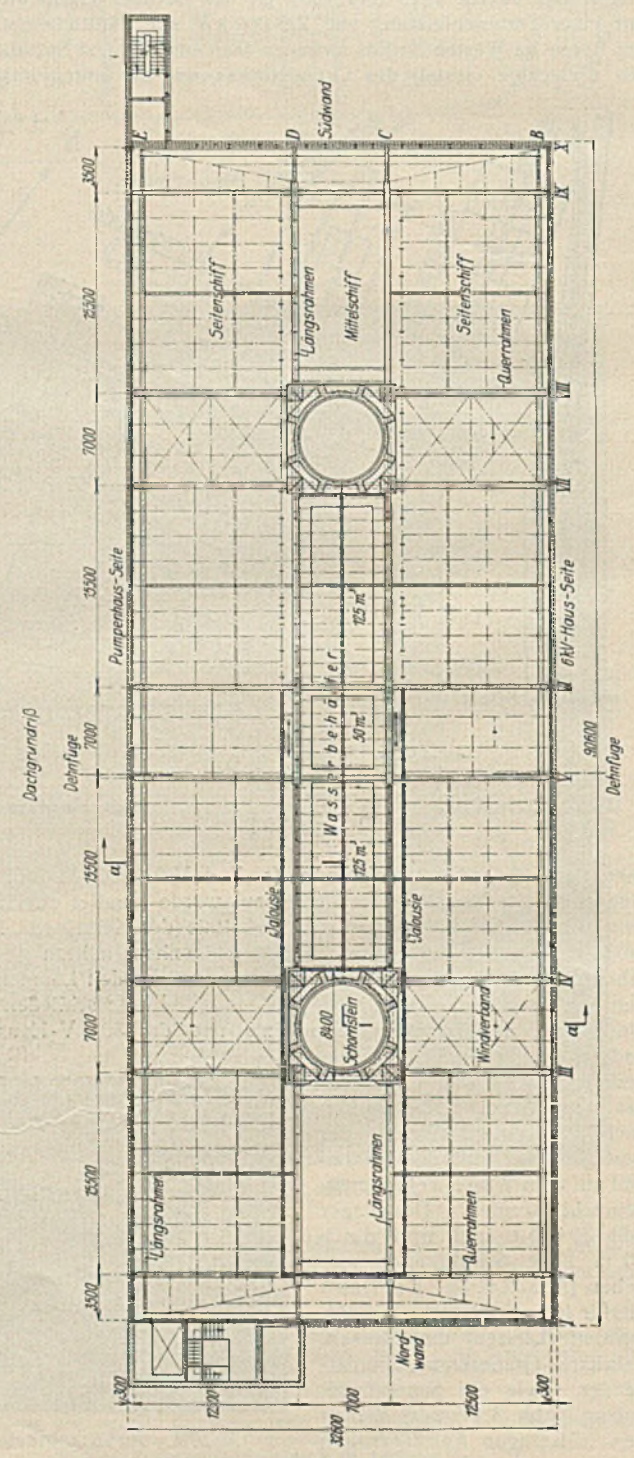
b = Speisewasserbehälter, c = Kohlenbunker, d = Kesselträger, e = Kastenträger.

II. Gestaltung des Bauwerks.

Äußere Kräfte und allgemeine Anordnung des Tragwerks.

Das Kesselhaus (Abb. 4) in blockweisem Zusammenhang mit dem Maschinenhaus gestattete innerhalb der Gesamtgruppierung des Kraftwerks keinen Platz für Schornsteine. Für je vier Kessel sind deshalb die Schornsteine oben auf dem Dachfirst errichtet, wodurch auch eine gedrängte Bauweise mit höchst einfacher Fuchs- und Rohrleitungsführung entstanden ist. Gegenüber dem Kraftwerk Klingenberg, wo das Kesselhaus 31 m hoch ist, muß das Kesselhaus im Kraftwerk West mit 46 m Höhe und darauf stehenden 64 m hohen Eisenbetonschornsteinen deshalb als ein Bauwerk bezeichnet werden, das einzig in seiner Art ist.

Mit einer Gesamtbreite von 32,6 m und einer Länge von 90,6 m enthält das Kesselhaus vier Hauptgeschosse (Abb. 4 u. 5). Das Erdgeschoß, durch die Heizerstandbühne nochmals unterteilt, enthält als Hauptlasten die untere Unterstüzung





In der Längsrichtung sind ebenfalls aufeinandergesetzte Dreigelenkrahmen vor jeder Giebelwand angeordnet (Abb. 4). Jeder hat den Winddruck auf den Giebel allein aufzunehmen, und zwar mittels waagerechter Träger unter der Dachhaut und unter jeder Geschoßdecke; außerdem sind unter der Dachhaut in den Schornsteinfeldern noch Windverbände vorhanden (Abb. 4). Das gesamte Bauwerk besteht aus zwei gleichen Teilen mit einer Dehnungsfuge in der Gebäudemitte, um die Temperaturdehnungen frei zu ermöglichen. Jede Gebäudehälfte ist infolgedessen für sich stand-sicher und betriebsfähig ausgebildet. Besondere Kesselträger nehmen die Kesselasten auf und übertragen sie an Unterzüge der Heizerstandbühne. Die Haupttragwände stehen in der Längsrichtung 15,5 m voneinander ab, um den erforderlichen freien Platz für die dazwischen aufzubauenden Kessel herzugeben, während die beiden Tragwerke, zwischen denen die Schornsteine für vier Kessel angeordnet sind, nur etwa den halben — 7 m — Abstand haben.

Die auf dem First des Kesselhauses stehenden Schornsteine (Abb. 7, 8 u. 9) übertragen ihre Lasten auf je vier im Quadrat von 7 m Seitenlänge stehende Mittelstützen der Kesselhauskonstruktion.

Von der Ausführung stählerner Schornsteine wie beim Kraftwerk Klingenberg hat man Abstand genommen. Als Folge einer nötigenfalls später einzubauenden Nassentgasung erschien es nämlich möglich, daß Rauchgase nach außen austreten. Außerdem sollte eine Hitzebeständigkeit bis 410° vorhanden sein. Eine von Hand auszuführende Verbleibung der Innenfläche eines stählernen Schornsteines bot keine genügende Sicherheit

in bezug auf Dichtigkeit und Hitzebeständigkeit, so daß eine Ausfüllung unerlässlich gewesen wäre, wodurch Gewicht, Kosten und auch die Ausführungsfrist zu groß geworden wären. Mit Rücksicht auf die Dringlichkeit wegen bereits in Ausführung begriffene Stahlkonstruktion des Kesselhauses durften nach den dabei zugrunde gelegten statischen Erwägungen das Eigengewicht des Schornsteines 1500 t und der waagerechte Schub am Dachfirst des Kesselhauses 67 t keinesfalls überschreiten. Aus diesem Grunde kamen Ziegel- und auch Klinkerschornsteine nicht in Frage, auch volle Eisenbetonschornsteine deshalb nicht, weil die Rauchgaswäscheschwellige Säure entstehen läßt, die den Beton zerstört. Dabei treten aber noch als besondere Forderung hinzu: Fernhaltung der Säure vom Beton und leichte Überwachbarkeit von außen. So ist als Tragwerk der aufsteigenden Schornsteinsäule ein Eisenbetongerippe als räumliches Rahmenfachwerk von 57,75 m Höhe angeordnet worden. Dieses Fachwerk besteht aus acht Eisenbeton-pfosten, die durch 21 waagerechte Ringe

miteinander steif verbunden sind, derart, daß quadratische Felder von 2,75 m Seitenlänge entstehen, die außen mit Klinkerplatten ausgemauert sind. Das Schornsteintragwerk aus Eisenbeton wurde in Bauxit-Zement mit Kies und Splittzusatz ausgeführt, der bereits nach 24 Stunden eine Festigkeit von 400 kg/cm<sup>2</sup> aufweist und deshalb eine Beanspruchung bei Wind und ständigen Lasten von 60/1200 kg/cm<sup>2</sup> zuläßt. Statisch ist das Schornsteintragwerk als ein geschlossener, in der Fläche eines Zylindermantels liegender Stockwerkrahmen betrachtet und für die Windbelastung ersetzt durch zwei ebene Stockwerkrahmen, welche durch Schnitt des Zylinders in der senkrechten Symmetrieebene und Abwicklung in den parallel zum Schnitt liegenden Ebenen entstanden sind.

Die aus der tatsächlichen Krümmung der Rahmenebene entstehenden Zusatzkräfte werden von den Ringen aufgenommen.

Um nun die Lasten der im Achteck stehenden, zu einem Rahmenfachwerk verbundenen Schornsteinpfosten aus Eisenbeton auf die vier inneren Stahlstützen des Kesselhauses einwandfrei zu übertragen, ist dort ein vierfüßiger 4 m hoher Eisenbetonschemel in Höhe der Kesselhauslaterne nach Angabe des Verfassers eingeschaltet, dessen Fußpunkte genau über den vier Kesselhaus-Mittelstützen zentrisch angeordnet sind (Abb. 11) und die senkrechten Lasten durch Stahlplattenlager übertragen, während die waagerechten Kräfte durch Schuhe in den Ecken des waagerechten Rahmens an der Spitze dieser Kesselhausstützen in die Kesselhauskonstruktion nach unten abgeleitet werden. Bei der Neuheit der Schornsteinbauart und der Eigenart einer solchen Konstruktion auf dem First des stählernen Kesselhauses ist noch als besonderer Sicherheitsüberschuß gegen stärkere Windkräfte eine Zugverankerung des Schemels mit den vier Mittelstützen (Abb. 11) vorhanden, ferner ist die Annahme gemacht, daß die Schwerlinie des Schornsteines nicht genau mit der Schwerlinie der vier Stahlstützen zusammenfällt, so daß eine exzentrische Verteilung der senkrechten Lasten eintreten kann.

Über dem Gebläse der Kessel befinden sich im obersten Stockwerk die Rauchkanäle, die aus den vier Kesseln zum Schornstein führen und so ausgebildet sind, daß auch die Last der späteren Elektro-Filteranlage von ihnen aufgenommen werden kann. Aus wärmetechnischen Gründen haben sie einen Mantel aus Stahlblech mit innerer Isolierung erhalten. Die hierfür ausgebildete Stahlkonstruktion der Fische stützt sich wegen der allseitigen Ausdehnung auf 32 Kugellager. Unter den Schornsteinen befindet sich ein Sammelkessel in Form eines Trichters, dessen Mantel an den vier Stahlstützen hängt und in Verbindung mit dem Innenfutter des Schornsteines wie dieser ausgefüllt ist.

Da trotz sorgfältiger Fundierung bei den vorhandenen geologischen Verhältnissen des Baugrundes kleinere Unterschiede in der Stützensenkung nicht außerhalb der Möglichkeit liegen, ist für das Tragwerk der Grad der statischen Unbestimmtheit so klein wie möglich gemacht. Andererseits konnte es der Platzersparnis zwischen den Kesselgruppen wegen nur einwandig ausgebildet werden; dies bedingte wieder eine Verteilung der Windkräfte in der Querrichtung auf beide Rahmenhälften.

Abb. 10 zeigt das System, wie es der statischen Berechnung zugrunde gelegt ist.

Jedes Stockwerk ist in sich einfach statisch unbestimmt. Jeder Geschoßrahmen gibt seine Lasten an den darunterliegenden Rahmen durch Fußgelenke ab. Das unterste Geschoß ist ungefähr in halber Höhe durch gelenkig angeschlossenen gedachte Zwischenriegel unterteilt, welche die Lasten der Kessel auf die Stiele übertragen. Auf die Haupttragwände stützen sich die Träger und Unterzüge der Bühnen in den einzelnen Geschossen, auf die wiederum die Lasten der Zwischenbühnen, Eingänge und mittleren Treppenhäuser abgestützt oder an sie angehängt sind.

Durch diese Aufteilung ergab sich für die Berechnung zuerst die Ermittlung der Bühnenträger, aus denen die der senkrechten Lasten für die Rahmenkonstruktion folgte, wie sie in Abb. 10 übersichtlich dargestellt ist. In diesem Schema sind die Lasten für das meist belastete Rahmensystem unter dem Schornstein angegeben. Die Bühnenlasten sind hier der Vereinfachung halber als gleichmäßig verteilt angenommen, während bei der endgültigen Durchrechnung noch weitere Einzellasten berücksichtigt wurden. Die Lasthöhen der senkrechten gleichmäßig verteilten Lasten sind verhältnismäßig zueinander aufgetragen, so daß man ein anschauliches Bild ihrer Größe erhält. Die Windkräfte sind nach den amtlichen Bestimmungen so eingesetzt, daß die Einheitsbelastung in jedem Geschoß gleich bleibt. Für den Schornstein sind die Windkräfte nach DIN 1056 ermittelt und einander verhältnismäßig rechts in Abb. 10 dargestellt.

Die bei den Außenstützen vorhandenen exzentrisch angreifenden Lasten ergeben sich aus der großen Breite der Stiele. Es wurde deshalb erforderlich, die Bühnenträger teilweise an der Seite des Profils anzuschließen, wodurch eine Exzentrizität in bezug auf die Mittelachse entstand. Weiterhin mußte die Außenflucht aller Rahmen in einer lotrechten Ebene liegen. Da nun die Stützenbreite nach oben abnimmt, ergibt sich ein Wandern der Achse der Stütze nach außen, wodurch die Auflagerkräfte der Rahmen auf die darunterliegenden exzentrisch ein-

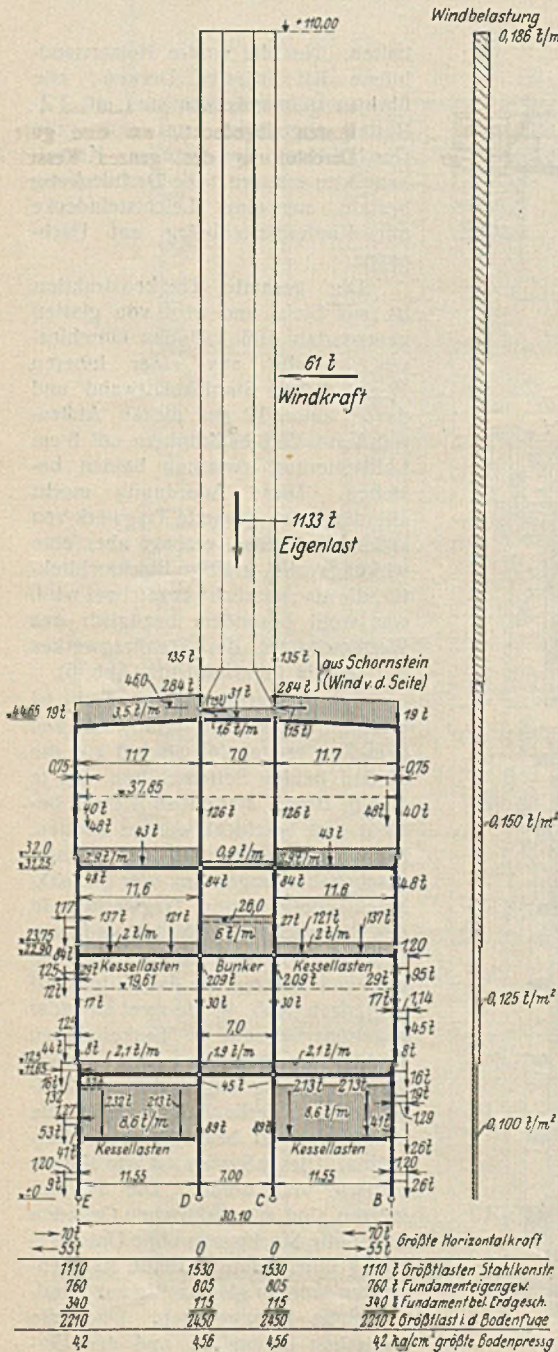


Abb. 10. Statisches System und Belastungsschema des Kesselhauses.







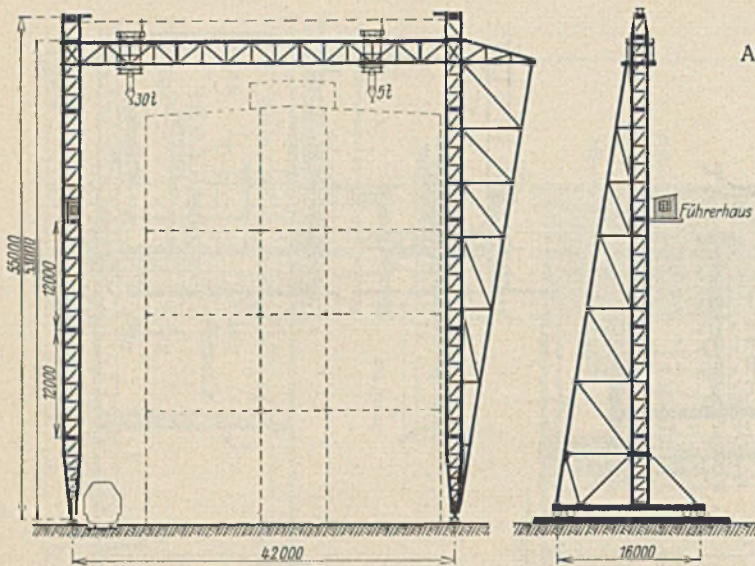
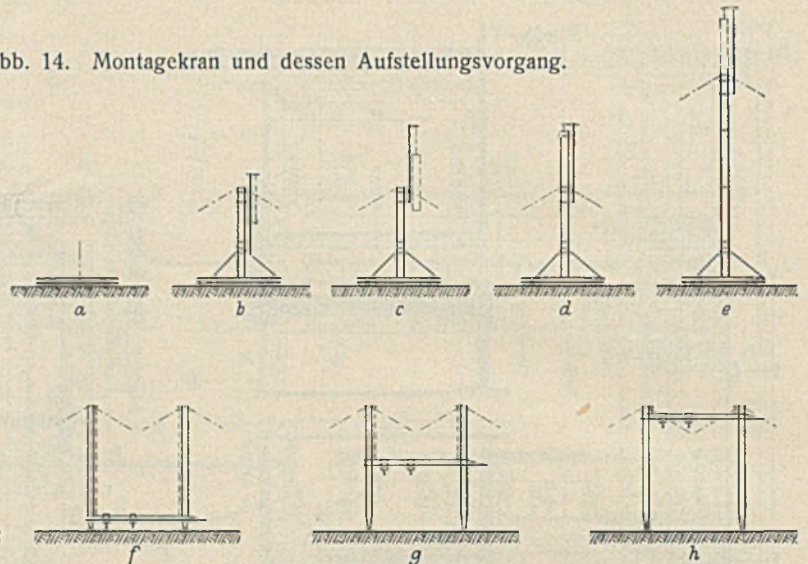


Abb. 14. Montagekran und dessen Aufstellungsvorgang.



wirken. Die Größe dieser Exzentrizitäten, die bei der Rahmenberechnung voll berücksichtigt wurden, sowie anderer außermittiger Belastungen zeigt Abb. 10.

In der Längsrichtung sind an den Giebelwänden je vier Winkelrahmen in jedem Geschoß vorgesehen. Das unterste Geschoß wurde in Höhe der Zwischenriegel in zwei Winkelrahmen aufgelöst.

Diese Anordnung erfüllt die gestellten Bedingungen am weitesten und ist vor allem gegen Stützensenkungen ziemlich unempfindlich, so daß mit Berücksichtigung der dadurch entstehenden Spannungen überall einwandige Konstruktionen durchgeführt werden konnten. Nur für die Mittelstützen wurden quadratische Kastenquerschnitte angeordnet.

Konstruktiv wurden die statischen Lagerungsbedingungen bis auf die Gelenke der Mittelstützen streng durchgeführt. Die einwandigen Rahmenriegel wurden in die doppelwandigen Mittelstützen hineingeführt und dort mit dem mittleren Verbindungsriegel durch eine besondere Auflagerplatte gelenkig aufgelagert und mit diesem zug- und druckfest verbunden. Die Fußpunkte der Außenstützen der einzelnen Stockwerkrahmen wurden, wie Abb. 4, 11, 12 u. 13 zeigen, vollkommen als Gelenk ausgebildet. Nur die Ausbildung der Gelenke der Mittelstützen erschien statisch nicht erforderlich und auch mit Rücksicht darauf, daß auf diesen Stützen die hohen Lasten aus den Schornsteinen ruhen. Deshalb wurde hier auf die Gelenke verzichtet, obwohl sie in der Berechnung als solche angenommen sind. Die hierdurch entstehenden Nebenspannungen wurden nicht genau berechnet, da der Einfluß auf die Rahmen infolge des bedeutend kleineren Trägheitsmomentes der Stiele gering ist. Der Einfluß auf die Mittelstützen selbst wurde durch Zuschläge bei der Bemessung berücksichtigt, da bei der geringen Bau- und Entwurfszeit alle theoretischen Weitläufigkeiten streng vermieden werden mußten.

Zur gelenkigen, statisch einwandfreien Überleitung der sehr großen Stützenlasten (s. Schema in Abb. 10) auf die Betonfundamente dienten kreuzweise gelegte Trägerroste (Abb. 4), die nach dem Ausrichten der Stahlkonstruktion einbetoniert wurden.

Am Nord- und Südgiebel befindet sich außerhalb des Kesselhauses je ein Treppenhaus (Abb. 4), das den Wind in der Querrichtung einerseits an die Giebelwand, andererseits an einen senkrechten Windträger in der Treppenhauswand abgibt. Dieser ist als Fachwerkträger so ausgebildet, daß die Füllstäbe die erforderlichen Öffnungen der Wand nicht stören.

Um sich ein klares Bild machen zu können, welchen Einfluß etwa auftretende Stützensenkungen auf die Materialbeanspruchung hervorrufen, wurden die Spannungen infolge einer Senkung der Mittelstützen um 2 cm und um 5 cm für die Stiele und Riegel der Stockwerkrahmen ermittelt. Für das unterste Geschoß wurden außerdem noch die aus einer Temperaturänderung von + 25° gegenüber der angenommenen Montage-temperatur von + 10° herrührenden Spannungen berechnet. In den oberen Stockwerken hat eine Temperaturerhöhung auf die einzelnen Rahmensysteme keinen Einfluß, da eine allseitige Ausdehnung ungehindert stattfinden kann.

Es ergeben sich beispielsweise in den Rahmensystemen III, IV, VII, VIII (Abb. 4, Grundriß) die nachstehend zusammengestellten Höchstbeanspruchungen einschließlich der Beanspruchungen aus Wind, den Stützensenkungen und der Temperaturänderung von + 25°.

Aus der Zusammenstellung ist zu ersehen, daß bei einer gleichzeitigen Senkung der beiden Mittelstützen um 2 cm eine den Bestand des Gebäudes gefährdende Beanspruchung nicht auftritt und selbst bei einer ganz unwahrscheinlichen Stützensenkung von 5 cm die Streckgrenze des Materials nicht überschritten wird.

Geschoß	Senkung der beiden Mittelstützen um	Höchstbeanspruchung	
		Stiel t/cm <sup>2</sup>	Riegel t/cm <sup>2</sup>
Dachgeschoß . . . . .	2 cm	1,571	1,523
	5 "	1,941	1,913
III. Geschoß . . . . .	2 "	1,650	1,420
	5 "	2,185	2,050
II. Geschoß . . . . .	2 "	1,584	1,611
	5 "	1,996	2,166
Erdgeschoß . . . . .	2 "	1,575	1,880
	5 "	1,955	2,520
		und Temperaturänderung von + 25°	

Die während der einzelnen Bauzustände aufgetretenen Stützensenkungen sind später genau gemessen und werden auch jetzt nach Inbetriebnahme des Werkes in größeren Zeitabständen weiterverfolgt (s. Z. d. Vdl 1931, S. 257). Sie bestätigen durchaus die vom Verfasser über die Bewegung des Baugrundes für die statische Berechnung gemachten Annahmen.

### III. Einzelheiten der Stahlkonstruktion.

#### Winkelrahmen in der Quer- und Längsrichtung.

Die großen angreifenden Kräfte, besonders in den unteren Geschoßen, erforderten erhebliche Bemessungen der einzelnen Bauteile. Der Raumersparnis und der einfacheren und schnelleren Ausführung wegen entschied man sich für einwandige Querschnitte. Außerdem durften wegen der sehr kurzen Baufristen nur gängige Walzprofile St 37 verwendet werden, und die zulässigen Spannungen waren demnach mit 1200 kg/cm<sup>2</sup> ohne und 1400 kg/cm<sup>2</sup> mit Wind zugrunde zu legen.

Der Halbmesser der Ecken durfte nur so groß gewählt werden, wie es die Raumansprüche des Betriebes gestatteten. Die Bemessung der Stiele und Riegel dieser Winkelrahmen erfolgte für das Moment am Beginn und Ende der Ausrundung, wo auch der Stoß mit dem Eckblech angeordnet wurde.

Die Ecken selbst mußten kräftig ausgebildet werden, wie es in den Abb. 11, 12 u. 13 gezeigt wird. Besonders war darauf Rücksicht zu nehmen, daß in der Ausrundung, wo nach der Theorie scharf gekrümmter Stäbe die größten Spannungen auftreten, genügend Querschnitt vorhanden ist, besonders im Stehblech, das an einzelnen Stellen durch fünf aufeinanderliegende Platten von je 19 mm Dicke hergestellt war. Mit dem Nietabstand in der Ausrundung mußte in den unteren Stockwerken, wo der für die Konstruktion zur Verfügung stehende Raum besonders knapp war, bis an die Grenze der Ausführbarkeit gegangen werden.

Der Stiel für alle Rahmen der oberen Stockwerke ist aus architektonischen Gründen nicht zum Fußgelenk zugespitzt worden, sondern es wurde auf ganzer Höhe die an der Ausrundung vorhandene Breite beibehalten. Durch aufgelegte Platten und kräftige Aussteifungswinkel (Abb. 4 u. 11) wurde jedoch dafür Sorge getragen, daß die Kräfte einwandfrei durch das Fußgelenk in den unteren Rahmen geleitet werden. Nur über dem Auflager am Fundament wurden die Rahmenstiele in charakteristischer Weise zugespitzt (Abb. 12 u. 13).

Die Rahmenstiele mußten für die großen Momente, die bei den Rahmen III, IV, VII und VIII im Erdgeschoß 810 tm betragen, in einer



Achsrichtung mit großem Widerstandsmoment konstruiert werden. Zur Aufnahme der senkrechten Lasten, die in den Rahmenstielen der Querreihen IV und VII im Erdgeschoß rund 1200 t betragen, waren besondere Vorkkehrungen in Richtung des Stehbleches im allgemeinen nicht zu treffen; dagegen mußten zur Herstellung der Knicksicherheit rechtwinklig dazu die Riegel des Stahlskeletts der Umfassungswände herangezogen werden. Durch große Eckbleche (Abb. 12 u. 13) sind die Riegel mit dem Innengurt der Stiele verbunden, so daß dieser an den betreffenden Stellen als allseitig festgehalten angesehen werden kann. Die Riegel des Stahlskeletts sind für die so entstehenden Momente und Längskräfte bemessen.

Die Rahmenriegel sind in ähnlicher Weise ausgebildet. Durch zahlreiche und kräftige Aussteifungswinkel ist dafür gesorgt, daß die auftretenden Querkräfte vom Stehblech aufgenommen werden können. Die Rahmenecke, in welcher der Übergang aus dem fünffachen Stege in den einfachen stattfindet, ist in Abb. 12 besonders in Ansicht und Schnitt dargestellt.

Die Knicksicherheit der Gurte, die bei einzelnen Rahmen nicht durch anschließende Zwischenträger gehalten werden, wurde im wesentlichen durch Verwendung möglichst breiter Gurtplatten und teilweise auch durch auf die Gurtplatten aufgenietete Randwinkel erreicht.

Einen beachtenswerten Punkt bildet der gelenkige Anschluß der Querrahmenriegel an die durchgehenden Mittelstützen (Abb. 12). Das an der Anschlußstelle auf halbe Höhe verminderte Ende des waagerechten Hauptrahmenriegels wurde durch das zu diesem Zweck geschlitzte Innenblech der Mittelstütze hindurchgesteckt und in dieser zentrisch gelagert (Abb. 12). Auf dem durchgesteckten Stehblech des Riegels befindet sich im Mittelschiff ein ähnliches Lager mit gekrümmter Lagerplatte, auf der der Zwischenriegel tangential aufruhet. Die Längskräfte werden durch zu beiden Seiten der Lagerplatte aufgenietete Knaggen übertragen. Durch diese Art der Auflagerung ist die bei der statischen Berechnung gemachte Annahme von Gelenken in vollkommener Weise erfüllt. Besonders war aber durch diese Anordnung ein leichter Zusammenbau ermöglicht (Abb. 17 u. 18).

In den Gebäudeecken waren die Rahmen für die Aufnahme von Horizontalkräften sowohl in der Quer- als auch in der Längsrichtung auszubilden. Es entstand daher ein doppelter Winkelrahmen (Abb. 13), dessen beide Stiele zu einem T-förmigen Querschnitt vereinigt wurden. Die Bemessung dieses zusammengesetzten Profils erfolgte derart, daß für die in der Längsrichtung des Gebäudes auftretenden Kräfte der gesamte Querschnitt bei der Spannungsberechnung herangezogen wurde, während für die Kräfte in der Querrichtung die Teile des Längsrahmens außer acht blieben.

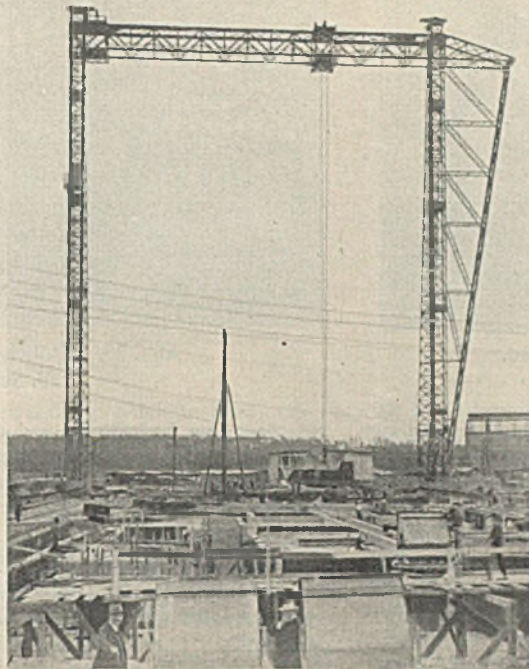


Abb. 15. Aufstellung des Montagekranes beendet. 9. Juli 1929.

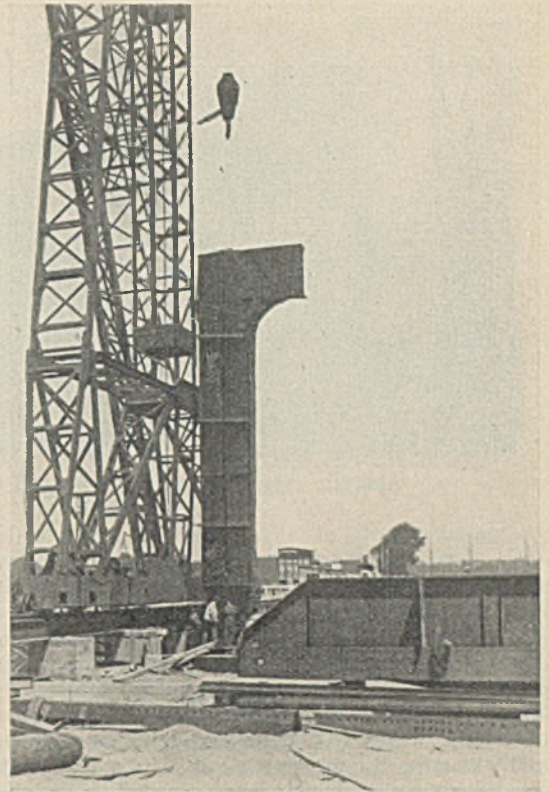


Abb. 16. Beginn der Montage. 10. Juli 1929.

Die Längsrahmen der beiden Mittelreihen, die im unteren Geschoß in je zwei Rahmen von halber Höhe unterteilt sind, haben nur einwandig ausgebildete Stiele als Mittelstützen der Giebelwand.

Die Mittelstützen sind in den einzelnen Geschossen nicht durch Gelenke unterbrochen, wie es in der statischen Berechnung angenommen wurde, sondern gehen, wie bereits oben erwähnt, in ganzer Höhe von 46 m durch. Diese Anordnung wurde vor allem wegen der einfacheren Montage (Abb. 18) und auch deswegen getroffen, weil auf den in den Querreihen III, IV, VII und VIII stehenden Stützen die Schornsteine ruhen, deren hohe Lasten zweckmäßig unmittelbar in die Fundamente geleitet werden. Das Stehblech des T-förmigen Stützenquerschnittes ist in jedem Stockwerk mit einem Schlitz versehen, durch den der Rahmenriegel gesteckt wird (s. oben). Der Stützenfuß hat kreuzförmigen Querschnitt zur Übertragung der großen über 1500 t betragenden Lasten auf das Gelenk und zur Befestigung der kräftigen Fundamentanker (Abb. 12).

Abb. 11 stellt eine besonders beachtenswerte Einzelheit der Kesselhauskonstruktion dar, und zwar den Querrahmen unmittelbar unter den Schornsteinen in den Reihen III, IV, VII und VIII, mit der Auflagerung des Eisenbetonschornsteines auf den Mittelstützen. Vom Stützenkopf müssen aus dem Schornsteinschemel, auf dem der eigentliche Schornstein ruht, Kräfte aufgenommen werden, die an jeder Stütze Größtwerte von 475 t in der Senkrechten bei Wind übereck und 133,5 t in der Waagerechten aus dem Rahmenschub des Schemels aufweisen. Die oberen Enden der vier einen Schornstein tragenden Mittelstützen sind deshalb mittels eines kräftigen Flachrahmens, der von den Obergurten der Zwischenriegel gebildet



Abb. 17. Querrahmen mit Gelenk an der Mittelstütze. 14. Juli 1929.

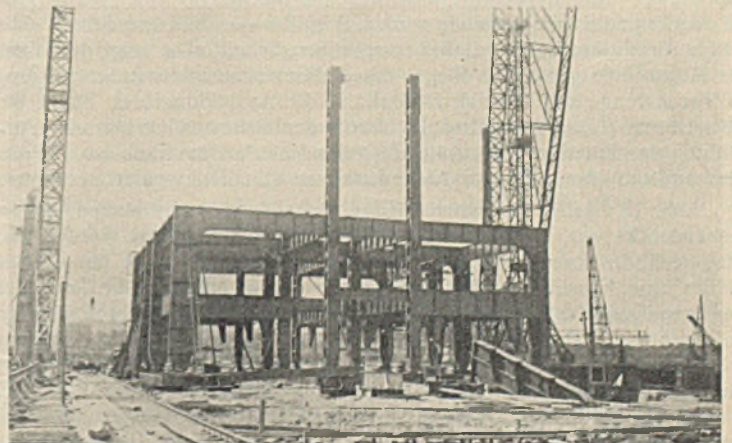


Abb. 18. Mittelstützen über dem Erdgeschoß. 4. August 1929.

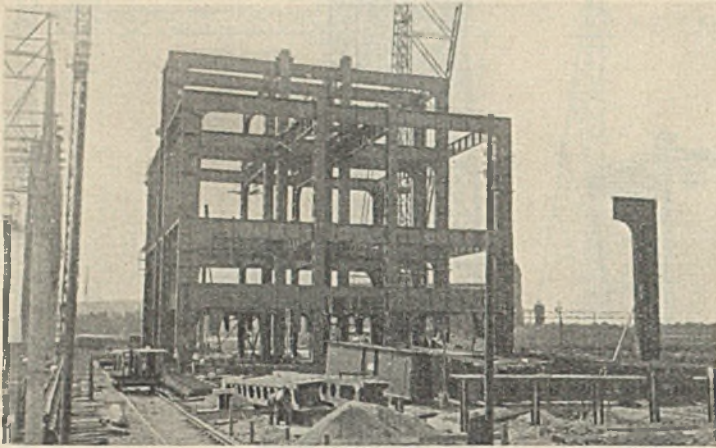


Abb. 19. Südliche Hälfte, 3. Geschöß im Bau.  
18. August 1929.

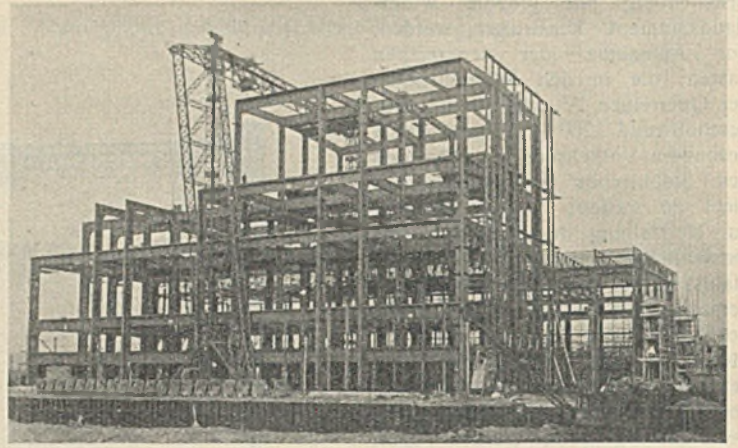


Abb. 20. Südliche Hälfte mit Giebel fertig.  
29. September 1929.

wird, unverrückbar zusammengelastet, und die Gelenke der Rahmenriegel sind, um den Platz hierfür zu gewinnen, entgegen der Ausführung in den unteren Geschossen nach außen gesetzt. Über den Mittelstützen unter dem Schemelfuß sind Druckplatten zur zentrischen Übertragung der in einer Fläche von  $70 \times 70$  cm abgegebenen Last vorgesehen. Die unterste Platte von  $40 \times 40$  cm Fläche gibt die senkrechte Last an den Kreuzpunkten der Quer- und Längsriegel des Flachrahmens ab. Zur Aufnahme der waagerechten Windkräfte und des waagerechten Schubes des statisch unbestimmten Schornsteinschemels ist in Oberkante des Flachrahmens ein Eckschuh ausgebildet, gegen den sich der Eisenbetonfuß lehnt. Dieser gibt die waagerechte Kraft durch eine Verteilplatte an die als Zugbänder wirkenden Obergurte der Zwischenriegel (Flachrahmen) ab. Zur Sicherung gegen eine unvorhergesehen auftretende Zugkraft aus größeren Kippmomenten der Schornsteinsäule ist innerhalb des Schemelfußes ein Ring aus C-Profilen angeordnet, der hochgeführt und mittels durch die Platte gesteckter Winkel mit der Stütze unmittelbar verbunden ist. Schnitt *d—d* der Abb. 11 zeigt einen Vertikalschnitt durch die Stahlkonstruktion unterhalb des Schornsteins in der Längsrichtung des Kesselhauses mit einer Ansicht der Gelenkausbildung des Riegels eines mittleren Längsrahmens (Reihe C und D in Abb. 4). Ebenso wie beim Gelenk des Querrahmens werden hier die senkrechten Kräfte mittels einer Kipplatte auf die Kragträger des Mittelfeldes übertragen, die Längskräfte im Gegensatz zu den Rahmen der übrigen Stockwerke jedoch durch einen Bolzen, der in einem vertikalen Langloch Drehbewegungen zuläßt. Grundriß des Eckschuhes und der Zentrierplatten sind ebenfalls aus der Zeichnung zu erkennen. Schnitt *e—e* zeigt die Konstruktion des Eckschuhes, von dem die Schubkräfte aus dem Schornsteinschemel und die Windkräfte auf die Schornsteinsäule aufgenommen und mit Hilfe der Verteilplatte auf die Unterkonstruktion übertragen werden. Die Verteilplatte mit den Aussparungen für die Winkelprofil-Zuganker ist in dem Schnitt ebenfalls dargestellt. Schnitt *b—b* zeigt das Profil des Rahmenstiels mit den Aussteifungsblechen für den Innengurt, Schnitt *a—a* die Konstruktion des Stielfußes.

Die Abb. 12 stellt den unter den Schornsteinen liegenden mittleren Querrahmen III, IV, VII und VIII im Erdgeschoß dar. Dieser Rahmen ist im allgemeinen konstruiert wie alle übrigen Querrahmen. In ungefähr halber Höhe des Stieles liegt ein zweiwandiger Kastenträger von 2 m Höhe, s. Schnitt *c—c*, auf den durch die Kesselträger (Abb. 4) die Kesselasten übertragen werden und dessen Auflagerdruck von rd. 280 t durch zwei in Stehblechmitte anschließende Blechträger von 1,90 m Höhe an den Rahmenstiel abgegeben wird, s. Schnitt *b—b*. Aus dem Schnitt *d—d* ist die Ausbildung des Stielfußes zu erkennen, Schnitt *e—e* zeigt den durch die Mittelstütze gesteckten Riegel mit der Gelenkausbildung, Schnitt *g—g* in Verbindung mit dem Vertikalschnitt die Ausbildung des Fußes der Mittelstütze. Ein Vertikalschnitt durch den Rahmenstiel läßt die Ausbildung der Ecken und die Anhäufung des Materials am Stoß, wo 174 mm Gesamtdicke durch 26 mm-Niete zusammengelastet werden, erkennen.

Abb. 13 stellt den kombinierten Quer- und Längsrahmen in der Gebäudeecke dar, dessen Funktion bereits oben dargelegt wurde. Das Stehblech des Rahmenstiels in der Längsrichtung erhielt in der unteren Hälfte eine konsolartige Auskragung, um den in halber Höhe liegenden zweiwandigen Kastenträger, von dem schon bei Abb. 12 die Rede war, aufzunehmen. Der Anschluß ist aus dem Vertikalschnitt zu ersehen. Die Schnitte *c—c* und *f—f* zeigen die Anordnung der Aussteifungsbleche für den Innengurt des Längsrahmens, der Schnitt *e—e* das Profil des Riegels für den Längsrahmen mit dem horizontalen Windträger, der auch im darüberliegenden Grundriß mit dem Außenfachwerk dargestellt ist. Die Rahmenriegel für beide Richtungen sind hier mit den Stützen nicht gelenkig, sondern fest verbunden. Der Windträger der Längswand, der

zwischen dem Endrahmen und der 3,5 m davon entfernt liegenden Umfassungswand vorhanden ist, wird in Schnitt *b—b* dargestellt. Im Grundriß daneben sind die Stützen des Stahlskeletts der Umfassungswand mit dem horizontalen Windträger der Giebelwand zu sehen.

#### IV. Organisation der Ausführung und Aufstellung des Tragwerks.

Die Lieferung der 13000 t Stahlkonstruktionen für das gesamte Kraftwerk, darunter 8000 t für das Kesselhaus, war einer Arbeitsgemeinschaft der Firmen Breest & Co., Berlin, Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin, Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer, Thyssen Eisen- u. Stahl-Aktiengesellschaft, Berlin, Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund-Union, Dortmund, und J. Gollnow & Sohn, Stettin, übertragen. Die Aufstellung wurde von den fünf ersigennannten Firmen gemeinschaftlich durchgeführt, wobei die Führung durch die Firma Thyssen erfolgte und für die konstruktive Durcharbeitung eine Zentralstelle geschaffen war. Ebenso war auch bei diesem großen Bauvorhaben die Montage an einer Stelle zusammengefaßt, die für die pünktliche und reibungslose Abwicklung und die technisch einwandfreie Durchführung verantwortlich war.

Der Auftrag war Ende des Jahres 1928 erteilt, aber schon bei Auftragserteilung klargestellt, daß der der Ausschreibung zugrunde gelegte Entwurf neu durchgearbeitet werden mußte, da er wegen neuer betrieblicher Forderungen grundlegend zu ändern war. Die Beratung bei diesen Entwurfsarbeiten und die Prüfung aller statischen Berechnungen und Werkzeichnungen erfolgte durch den Verfasser als Sachverständigen der bauleitenden Siemens-Schuckertwerke, der zugleich auch als beratender Ingenieur für die Bewag bezüglich der Fundierung und Unterbauten der gesamten Anlage mitwirkte. Für die Stahlbauten des Kraftwerks waren 3000 Seiten statische Berechnungen und 1100 Blatt Werkzeichnungen nötig.

Allein für das Kesselhaus waren 1000 Seiten statische Berechnung aufzustellen und vor Anfertigung der hierfür erforderlichen 500 Werkzeichnungen derart zu prüfen und festzustellen, daß keine baupolizeiliche Prüfung in statisch-konstruktiver Hinsicht erforderlich war, damit ohne diese die sofortige Übergabe der Zeichnungen in die Werkstätte stattfinden konnte. Trotz dieser umfangreichen Vorarbeiten konnte im Juli 1929 mit der Montage begonnen werden. Sollte doch das Stahlskelett des Kesselhauses noch so rechtzeitig fertiggestellt werden, daß die Ausbauarbeiten im Kraftwerk durch den Winter nicht beeinflußt würden. Umfassungswände und Dach mußten bei eintretender ungünstiger Witterung das Bauwerk wetterfest umschließen. Also mußte die Montage von vornherein so aufgezogen werden, daß das Stahlskelett im Gewicht von rund 8000 t bis Oktober 1929 so weit fertig war, daß Dacheindeckung und Ausmauerung im Dezember den inneren Ausbau ermöglichten. Das war für die Maßnahmen der Montageleitung richtunggebend und erforderte außergewöhnliche hier näher zu erörternde Vorkehrungen.

Für die schnelle Stahlskelettaufstellung für das Kesselhaus von 90 m Länge, 37 m Breite und 46 m Höhe war in erster Linie Verwendung eines Portalkranes (Abb. 14) nötig, der das ganze Bauwerk umfassen konnte. Der Kran wurde von der Dortmunder Union, die solche Krane bei Montage von großen Hallen, Brücken und sonstigen Stahlbauten schon seit Jahren benutzt, der Montagegemeinschaft zur Verfügung gestellt. Damit ein solcher Portalkran auch auf anderen Baustellen wieder benutzt werden kann, ist er so durchgebildet, daß seine Höhe und die Stützweite durch Hinzufügung gleichartiger Einheitsstücke den örtlich gegebenen verschiedenen Größenverhältnissen angepaßt werden kann. Der große Vorzug solcher Krane besteht darin, daß sie mit geringen Hilfsmitteln und Kosten schnell auf- und wieder abgebaut werden können.

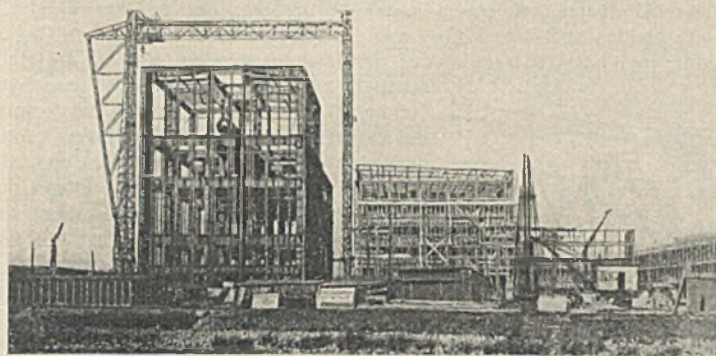


Abb. 21. Montagezustand des Kessel- und Maschinenhauses am 6. Oktober 1929.

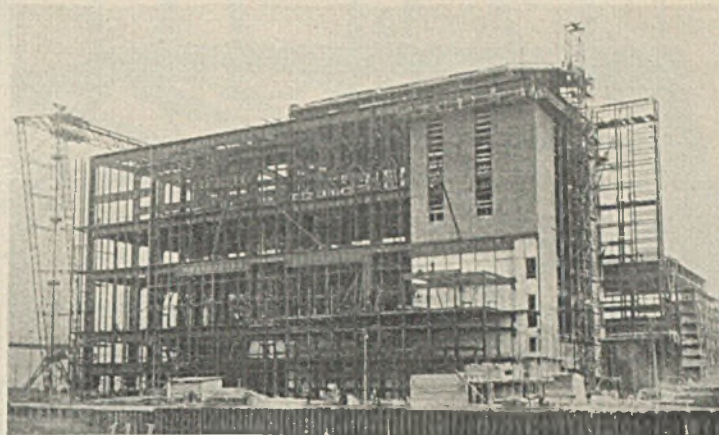


Abb. 22. Kesselhausmontage beendet; Dach und Umfassungsmauern im Bau. 19. November 1929.

Der im Berliner Westwerk zur Verwendung gelangte Kran war in seiner Raumweite und Tragkraft der größte, der bisher aufgestellt wurde. Seine Spurweite betrug 42 m, seine Höhe von Laufbahnoberkante bis Kranbrückenoberkante 53 m, sein Gewicht 180 t.

Er war ausgerüstet mit zwei Katzen von 30 t und 5 t Tragkraft. Die Kranfahrt sowie Katzenfahrt und -hub erhielten elektrischen Antrieb (220 V Gleichstrom). Die Bedienung erfolgte von einem Führerhaus aus, das an einem der beiden Kranpfosten in 32 m Höhe angebracht war und in welchem sämtliche Controller, Anlasser und Widerstände sich befanden. Die Stromzuführung erfolgte anfangs durch Schleifleitung, später durch Schleppkabel. Der gewaltige Druck von 125 t in den Kranpfosten machte bei der vorhandenen ungünstigen Bodenbeschaffenheit<sup>1)</sup> eine gute Fahrbahn erforderlich. Sie bestand aus zwei durch eine Lamelle verbundene INP 50 mit aufgeschraubten Laufschielen. Gelagert waren diese auf der 6 kV-Haus-Seite auf Betonpfeilern, auf der Speisepumpenhaus-Seite auf einem 2 m breiten Holzschwellenbett.

Beachtenswert ist der Aufbau des Kranes selbst: Auf die Kranfahrbahn wurde zunächst das 12 t schwere mit vier Laufrädern versehene Fahrgestell gesetzt (Abb. 14a). Der Abstand der äußeren Laufräder betrug 16 m. Mit einem Schwenkmast, der später zum Zusammenbau der Kranbrücke gebraucht wurde, sind alsdann die beiden unteren Kästen der Vertikalpfosten von 8 und 12 m Länge in einem Stück aufmontiert (Abb. 14b). Der weitere Aufbau der Kranpfosten bis zur Höhe von 55 m erfolgte mit Hilfe eines Klettermastes, wie in Abb. 14b bis e dargestellt ist. Gleichzeitig wurde der Zusammenbau der 2,70 m hohen und 2,50 m breiten Kranbrücke zwischen den beiden Pfosten durchgeführt (Abb. 14f). Nachdem die beiden Katzen aufgebracht waren, wurde die Kranbrücke mit dem auskragenden Teil mittels der an den Köpfen der Kranpfosten angebrachten Vorrichtung hochgezogen (Abb. 14g u. h). Alsdann wurden die zur Verstärkung des Kranes dienenden Streben montiert.

Der Aufbau des Kranes einschließlich der gesamten Installation hat nur 19 Tage gedauert. Die Baustellenarbeit mußte selbstverständlich auf das geringste Maß beschränkt und das Tragwerk von vornherein so konstruiert werden, daß die Einzelteile möglichst weitgehend in der Fabrik zusammengebaut werden konnten. Diese Maßnahme erforderte eine Tragfähigkeit des Kranes von rd. 35 t, um ihn für den Transport der schwersten Teile geeignet zu machen. Die Spannweite des Kranes war dadurch gegeben, daß das Zuführungsgleis für das Kesselhaus, auf dem die Einzelteile auf Loren herangeschafft wurden, noch innerhalb der Kranreichweite liegen mußte. Dieses Zuführungsgleis führte an der Ostfront des Kesselhauses entlang. Um die Einhaltung der kurzen Fristen und die Wirtschaftlichkeit des Kranes nicht zu gefährden, wurde ein entsprechend großer Lagerplatz geschaffen, so daß die Montage unabhängig von der Anlieferung der Konstruktionsteile vor sich gehen und der Kran immer vom Vorrat nehmen konnte. Zur Bedienung des Lagerplatzes war für

<sup>1)</sup> Bernhard, „Baugrund und Tragfähigkeit des Großkraftwerkes West“, Z. d. VdI 1931, S. 255. Abb. 2, 3, 7, 8 u. 9 sind mit freundlicher Genehmigung des V. D. I.-Verlages aus diesem Aufsatz entnommen.

die Entladung der ankommenden Eisenbahnwagen ein kleinerer besonderer fahrbarer Portalkran von gleicher Tragfähigkeit vorhanden. Die Abmessungen dieses Kranes betragen bei 10 m Höhe rd. 30 m Spannweite über mehrere Gleise hinweg. Mit seiner Hilfe wurden die ankommenden Züge entladen und die auf dem Lagerplatz liegenden Vorräte auf die Loren gesetzt, welche die zu montierenden Tragwerkstücke dem oben dargestellten großen eigentlichen Montagekran auf dem vorerwähnten Gleis zuführten. Es war ursprünglich aus wirtschaftlichen Gründen beabsichtigt, diese Vorrichtungen für die Aufstellung auch der Einbauten zu verwenden. Das mußte aber später aufgegeben werden, da die Vorarbeiten für den maschinellen Ausbau des Kesselhauses mit der Klärung des baulichen Teiles nicht Schritt halten konnten und dann der Wetterschutz des Gebäudes vor Einbruch des Winters nicht gelungen wäre. Deshalb sind nur die tragende Stahlkonstruktion und die Außenwände mit Hilfe des großen Montagekranes aufgestellt, während für den inneren Ausbau, Bühnen, Treppen, Bunker usw., besondere Maste und Schwenker, teilweise mit schweren elektrischen Antriebswinden verwendet werden mußten.

Durch hervorragend gutes Zusammenarbeiten der Firmen besonders während der Aufstellungszeit ist es dann auch gelungen, das gesteckte Ziel zu erreichen.

Als trotzdem bei der Montage der Südhälfte in 32 m Höhe Materialmangel eintrat, konnte mit der Nordhälfte begonnen werden. Hier zeigte sich der Vorteil des Montagekranes, der das ohne weiteres gestattete. Die schwersten Stücke waren die beiden in 46 m Höhe gelegenen Flachrahmen für die Schornsteine auf den vier Mittelstützen. Ein jeder wog 35 t. Sie wurden unten zusammengebaut und dann hochgezogen.

Am 9. Juli 1929 konnte der erste Rahmen, im Süden des Gebäudes beginnend, gestellt werden. Abb. 15 bis 17 zeigt diese Arbeit Mitte Juli. Mitte November standen dann in der Hauptsache das Traggerippe einschließlich der Umfassungswände, wie in Abb. 22 dargestellt. Die übrigen Abb. 18 bis 21 zeigen die Entwicklung der Montage in den Monaten August bis Oktober 1929 und bedürfen keiner weiteren Erläuterung.

Schwierigkeiten entstanden nur bei der nördlichen Giebelwand wegen der anschließenden Kohlen-Transportanlage.

Der dargestellte große Montagekran hat auch sonst gute Dienste geleistet, z. B. ist ein Teil der Heißwasserspeicher in einem Tage von dem Kran zu ihrem Standort in 32 m Höhe unter dem Dach des Gebäudes gebracht worden.

Mit Rücksicht auf den Zusammenhang mit Maschinenteilen konnte der innere Ausbau der Bühnen erst später geklärt werden, so ist z. B. die Ventilatorenbühne in rd. 38 m Höhe, die allein ein Stahlgewicht von rd. 300 t hatte, später zu einer Zeit ohne Störung eingebaut, als schon zahlreiche Arbeiten an Kessel und Maschinen im Kesselhaus in Gang waren.

Der Stahlbau und die beteiligten Firmen mit ihren Ingenieuren können mit großer Befriedigung auf die geleistete Arbeit blicken. Handelte es sich doch um 8000 t Stahlkonstruktionen, wobei zeitweise allein für die Aufstellung am Kesselhause 190 Mann beschäftigt waren und an einzelnen Tagen über 100 t durch den großen Kran zur Aufstellung gekommen sind.

## Neubau der Landesanstalt für landwirtschaftliches Maschinenwesen in Hohenheim bei Stuttgart.

(Landwirtschaftliche Hochschule in Hohenheim.)

Von Dipl.-Ing. Spatny, Illingen i. Wttbg.

Im Spätherbst vorigen Jahres wurden die Baulichkeiten der württembergischen landwirtschaftlichen Hochschule in Hohenheim um einen Neubau vermehrt, der neben Versuchen an landwirtschaftlichen Maschinen vor allem dem Zwecke des praktischen Anschauungsunterrichtes an diesen

Maschinen dienen soll. — Das Gebäude (Abb. 1) hat rd. 34,50 m Gesamtlänge und rd. 12 m Breite. Die Höhe am First beträgt 4,80 m, an der Traufe 4 m. Als Haupttragwerk der Hallenkonstruktion wurden stählerne, gelenkete Zweigelenk-Rahmenbinden gewählt, die in Abständen von

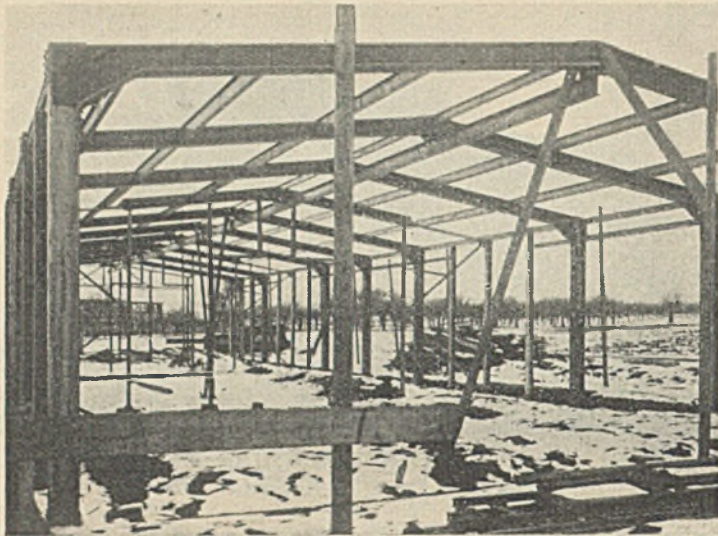


Abb. 1. Die Stahlkonstruktion des Neubaus.

3,78 m erstellt wurden. Die zwei Zwischenwände wurden als Stahlfachwerk wanden ausgebildet, ebenso die westliche Giebelwand, um nach dieser Seite hin eine spätere Verlängerung der Halle zu ermöglichen.

Die Dachhaut besteht aus 8 cm starken Bimsbetondielen mit Doppelpappe, die unmittelbar auf Stahlpfetten aus I-Normalprofilen verlegt wurden. Dafür ist eine Gesamtlast, einschließlich Schnee und Winddruck

sowie Eigengewicht der Pfetten, von 250 kg/m<sup>2</sup> in die statische Berechnung eingesetzt worden. Im Firstpunkt ist ferner ein längsbewegliches Hebezeug mit einer Gesamtlast, Eigengewicht + Nutzlast, von 2 t vorgesehen, dessen Laufbahn aus einem I-Träger besteht, der an der Westseite des Gebäudes noch um 1,35 m aus der Giebelwand vorkragt, um Gegenstände vom Lastkraftwagen oder dergleichen abheben und in die Halle

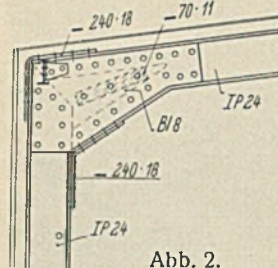


Abb. 2. Ecke der Rahmenbinder.

schaffen zu können. Der Winddruck von 100 kg/m<sup>2</sup> auf die Längswände wird durch die Rahmenbinder bzw. die Fachwerk wanden, derjenige auf die Giebelwände durch die Längswände aufgenommen. Die Riegel und Stiele der Rahmenbinder bestehen aus einem Breitflanschträger IP 24, der im Firstpunkt durch zwei Stegglaschen 200/8 verstärkt ist. Die Rahmenecken sind mit Vouten mit einem Neigungsverhältnis von 1:2 versehen, die durch Erwärmen und Abbiegen der unteren Hälfte des im Steg geschlitzten Riegels erhalten wurden (Abb. 2). Werkstattversuche mit einigen Probestücken haben gezeigt, daß dieses Abbiegen ohne irgendwelche Schwierigkeiten und ohne den Steg dabei zu stark zu verjüngen durchgeführt werden kann. Die Außen- und Zwischenwände wurden mit Bimsblocksteinen aufgemauert und die Rahmenstiele feuersicher ummantelt. Der Fußboden besteht aus Magerbeton mit einem Zementglattstrich.

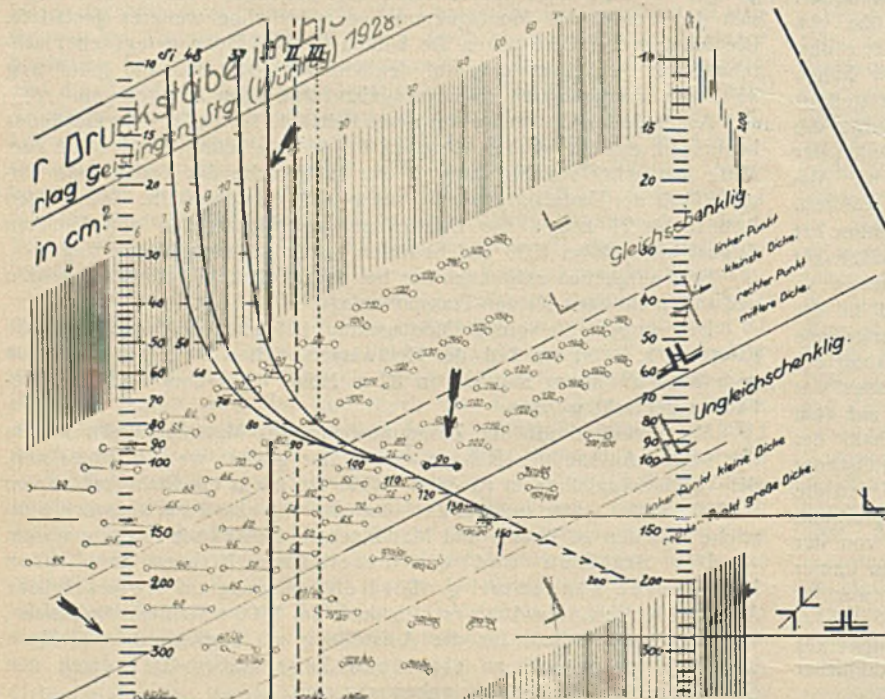
Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 28 t, wovon auf Breitflanschträger 20 t entfallen.

Die Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion, sowie die Anfertigung der Zeichnungen und Berechnungen wurden von der Firma Wilh. Luig, Fabrik für Eisenbauten, Illingen (Württ.) ausgeführt.

### Verschiedenes.

Das Knicknomogramm für die neuen Baustähle. Bekanntlich ist für die Bemessung von Druckstäben im Stahlbau von fast allen Ländern das sog.  $\omega$ -Verfahren angenommen worden, welches zuerst in Preußen im Jahre 1925 eingeführt wurde. Die entsprechende Formel  $\frac{S}{F} \omega \leq \sigma_{zul}$  ist wegen der nicht genau vorzubestimmenden Knickzahl  $\omega$  mit dem Rechenschieber langwierig zu rechnen, wenn es sich um die Neuberechnung

sichtigen Kurvenblatt. Die vier Tafeln sind:  $F-i$ -Netz (logarithm. Netz der Werte  $F$  und  $i$ ),  $F-k$ -Netz (logarithm. Netz der Werte  $F$  und  $k$ ), Trägernetz, welches unmittelbar die Profilvernummern der deutschen I-, C- und Breitflansch-Profile enthält, und das Winkelnetz für die gleichschenkligen und ungleichschenkligen Winkel. Während die beiden letzten Tafeln für jedes Land mit eigenen Walzprofilen gesondert angefertigt werden müssen (mit Hilfe des  $F-i$ -Netzes), können die beiden ersten in jedem Lande für die einfachen und insbesondere für die schwierigeren zusammengesetzten Profile verwendet werden. Für gebräuchliche zusammengesetzte Profile von Obergurt- und Fachwerk wandstäben hat Unold die wertvollen  $k$ -Werte in der zugehörigen Broschüre schon fertig berechnet zusammengestellt.



eines Profils handelt. Darum wurde von Prof. Dr.-Ing. G. Unold ein graphisches Verfahren<sup>1)</sup> entwickelt, das sich wegen seiner Einfachheit und Ausdehnbarkeit auf ausländische Vorschriften mit anderen  $\omega$ -Werten gut bewährt hat.

Das auf dem System des logarithmischen Wanderkurvenblattes beruhende „Knicknomogramm“ besteht aus vier Netztafeln und einem durch-

<sup>1)</sup> G. Unolds Knicknomogramm für den Eisenbau, deutsche Ausgabe 1930, RM 8,50 (Broschüre ohne Tafeln RM 1,50). NBW-Verlag Geislingen-Steige (Württ.).

Die graphische Lösung der Bemessungsaufgabe erfolgt nun in der Weise, daß man die der zulässigen Spannung entsprechende Leitlinie des Kurvenblattes auf die der Knicklast entsprechende Linie ( $S = F$ ) des  $F-i$ -Netzes legt und das Kurvenblatt in der Höhenlage so orientiert, daß die Grundlinie des Netzes die Knicklänge „s“ auf der seitlichen Leiter des Kurvenblattes abschneidet. Die Abbildung zeigt die Lösung (das hier verwendete ältere Kurvenblatt wurde 1930 den neuen Baustählen angepaßt) für  $S = 12,5 t$  und  $s = 280 cm$  bei Verwendung von Doppelwinkeln  $\angle L$ . An Stelle des  $F-i$ -Netzes ist hier ein Winkelnetz untergelegt, so daß man an Stelle der  $F$ -Werte sofort die Nummern einer gewählten Profilkategorie ablesen kann. Die Ablesung erfolgt so, daß der z. B. rechts der Kurve St 37 am nächsten liegende Punkt, hier Doppelwinkel 90/90/9 maßgebend ist, während alle Punkte links der Kurve eine zu große Spannung ergeben.

Muß man nach ausländischen Vorschriften rechnen, so ist nur darauf zu achten, daß man sich ein entsprechendes Kurvenblatt aus der Tafel der Knickzahlen  $\omega$  entwickelt und auf Pausleinen aufzeichnet. Dabei müssen die Leitlinien I, II, III den dort zugelassenen Spannungen entsprechen.

Auch für die Bemessung außermittig oder quer belasteter Druckstäbe läßt sich das Knicknomogramm sehr gut verwenden, was durch die Anbringung einer Spannungsskala auf dem Kurvenblatt möglich wird. Dieselben je einem Baustahl zugeordneten Skalen dienen gleichzeitig zur Berechnung der Druckstäbe von Hüttenwerkskranen, die mit besonders vorgeschriebenen Spannungen erfolgen muß. Dipl.-Ing. Paul Leybold.

**INHALT:** Das stählerne Kesselhaus im Großkraftwerk West der Berliner Städtische Elektrizitäts-Werke A.-G. — Neubau der Landesanstalt für landwirtschaftliches Maschinenwesen in Hohenheim bei Stuttgart. — Verschiedenes: Das Knicknomogramm für die neuen Baustähle.