

DER STAHLBAU

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

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 2. Mai 1930

Heft 9

Stahlskelettbau des neuen Umspannwerks „Scharnhorst“ der Bewag zu Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin.

1. Einführung.

Zu den großen Vorzügen des sich immer mehr einführenden Stahlskeletthochbaus unserer auf schnelle und wirtschaftliche Arbeit eingestellten Zeit gehört zweifellos die seiner Eigenart entsprechende Möglichkeit, die Bauteile — als große Einzelstücke — in geschlossenen, wettergeschützten Räumen völlig einwandfrei, verlässlich und sachgemäß unter dauernder Arbeitskontrolle vorzubereiten und fertigzustellen, sie dann auf Land- bzw. Wasserweg unbeschädigt zur Baustelle zu schaffen und hier — unabhängig von Kälte, Hitze, Sturm und Nässe — in jeder Jahreszeit mit geeigneten Montageeinrichtungen in verhältnismäßig einfacher Arbeitsweise schnell, paßrecht und völlig sicher zum Traggerüst des Gebäudes zu fügen.

Gerade diese Unabhängigkeit von der das Bauen so stark beeinflussenden Witterung und die damit zusammenhängende Güte von Arbeit und Material, auch die Behandlung in großen Stücken, bringen für Bauleitung und Bauherrn das sichere Gefühl der Ruhe, aber auch das Vertrauen mit sich, daß die Hauptbauteile des von ihnen getragenen und versteiften Gebäudes durch nervöse Hast und die Mängel der Bauarbeit, wie sie unter dem Einfluß von ungünstiger Witterung denkbar wären und beim Massivbau leicht zu Schäden des Baues führen können, nicht irgendwie leiden werden.

Mit solcher von der Jahreszeit wenig oder gar nicht beeinflussten, eine umständliche Witterschutzrichtung entbehrenden Bauweise ist ferner für alle Beteiligten die Genugtuung verbunden, daß das Bauunternehmen, sicher und schnell durchgeführt, in möglichst kurzer Zeit zum produktiven Genusse bzw. zur wirtschaftlichen Nutzung führt. Die auch beim Stahlbau unentbehrlichen Maurer- bzw. Massivarbeiten treten betreffs des Einflusses der Witterung zurück, weil sie wandfüllenden, nicht tragenden Charakter haben, ihre Masse auch viel geringer als beim Massivbau ist.

Solche Vorzüge eines Baues, der schnell unter das schützende Dach kommt, hat mancher Architekt und Ingenieur, der in der Großstadt auf gedrängtem Raum und in der Zeit vor Einbruch des Winters mit möglichster Beschleunigung und Sparsamkeit zu bauen gezwungen ist, zur Genüge kennen und schätzen gelernt.

Für die Errichtung des Stahlskeletts im modernen Zweckbau hat die gut disponierte, das Baufeld beherrschende, gewandte wie schnelle Montage der zur Baustelle gebrachten Stahlbauteile einen bedeutenden Einfluß. (Siehe in diesem Zusammenhang den Aufsatz von Professor W. Rein über den Stahlbau vom Kraftwerk Klingenberg in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“, 9. Jahrgang 1928, Heft 42.)

2. Der Neubau des Umspannwerks „Scharnhorst“.

Ein interessantes und charakteristisches Beispiel für ein solches Montageverfahren des Stahlbaues großen Stils bietet uns die Aufführung des neu errichteten Umspannwerks „Scharnhorst“, das die Berliner Elektrizitätswerke auf dem ihnen von der Stadt zur Verfügung gestellten Grundstück an der Sellerstraße (Nordwesten Berlins) für die Verteilung

des elektrischen Stromes zu Kraft- und Beleuchtungszwecken — für die Umformung von 30 000 auf 6000 Volt Spannung — im Jahre 1928 errichten ließ (Beginn der Stahlmontage am 5. März 1928).

Auf die hochwertige, nach dem neuesten Stand der Elektroindustrie bemessene Einrichtung dieses Werkes, das hochgespannten der Stadt Berlin zugeführten Strom in hilfsbereite Kraft für gewerbliche und industrielle Betriebe verwandeln soll, kann an dieser Stelle nicht eingegangen werden.

Für dieses Gebäude, das lediglich dem genannten Betriebszweck dienen sollte, war von der Bauleitung grundsätzlich als Hauptträgerrippe Stahlbau mit Ziegelausmauerung und Klinkerverblendung sowie mit Massivdecken im Trägerrost, ferner bei der Unsicherheit des Baugrundes die Anordnung von tiefreichenden Fundamentbanketts vorgesehen.

Aus Zweck und Eigenart, aus Organisation und Betrieb dieses durch Klarheit der Auffassung, durch Geräumigkeit und Übersicht ausgezeichneten Umspannwerks entwickelte sein Schöpfer die Größe, die bautechnische Einrichtung und die architektonische Gesamtgestaltung in einfachen und ansprechenden Formen. Auch in diesem Hochbau verbindet sich wie in so manchen Zweckbauten unserer Epoche sparsamen und zweckentsprechenden Bauens die hochentwickelte Ingenieurwissenschaft mit der Form und Raum gestaltenden Kraft der Architektur.

Die Gesamterscheinung des überragenden Hochbaues gibt der nächsten Umgebung, die der städtebaulichen Reize entbehrt,

ein charakteristisches und lebendiges Gepräge (am Nordhafen und Spandauer Schiffahrtskanal); sie wird in Abb. 1 veranschaulicht.

Wie dieses neue Umspannwerk „Scharnhorst“ geplant war und ausgeführt wurde, zeigen die Entwurfspläne in Abb. 2 bis 4, aus denen Bauanlage, Einrichtung, Gestaltung, Raumverteilung und alle Abmessungen — ohne viel Erläuterung — ersichtlich sind (Längsschnitt, Grundriß, Querschnitt).

Das zwischen Panke und Sellerstraße gelegene Gebäude weist ein Kellergeschoß von 3,45 m Höhe, sechs Geschosse von 3,73 m bis 4,05 m Höhe und ein Dachgeschoß auf; es ist über Gelände 27,260 m hoch, im übrigen 79,40 m lang und 32,460 m breit; seine Grundplatten mußten etwa 4,10 m tief im Untergrund angenommen werden. Das Werk, das, wie schon erwähnt, seine innere und äußere Gestaltung nach dem Charakter der ihm zugewiesenen Aufgabe erhalten hat, stellt also einen Hochbau großen Ausmaßes im Rechteckgrundriß dar.

Die für die Bemessung der Tragteile des Gebäudes maßgebende, aus der Benutzung der Räume resultierende Nutzlast war im Mittel zu 500 kg/m² in den einzelnen Geschossen, auch in dem Schalthaus, zu 1000 kg/m² in der Warte und in den Kabelräumen angenommen; das Eigengewicht der elektrischen Einrichtung ist darin eingeschlossen.

Für alle tragenden Teile, an die sich Decken sowie Innen- und Außenmauern anlehnen, also für die Stützen, für die Unterzüge, für die Decken und Ringträger, für die Verbände und zum Teil für die Dachkonstruktionen war als geeigneter Baustoff St 37 mit einer zulässigen Beanspruchung von 1400 kg/cm² vorgesehen.

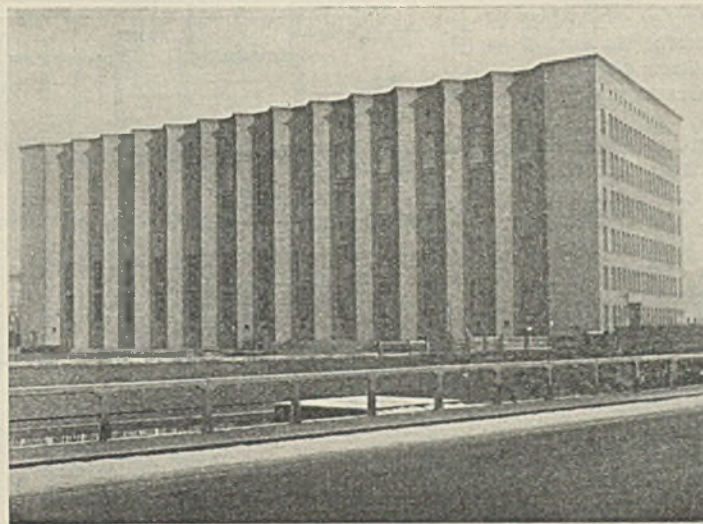


Abb. 1. Gesamtansicht des Umspannwerkes.

Es ist hier besonders zu erwähnen, daß die Beratenden Ingenieure Kuhn & J. H. Schalm, Berlin, in deren Händen die Beratung, Projektierung und Berechnung der Ingenieurkonstruktionen lag, den kontinuierlichen Träger im Sinne der neuen Theorie von Grüning und Maier-Leibnitz ausgenutzt haben (vgl. Schalm: „Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität“, „Der Stahlbau“, Jahrgang 1930, Heft 1). Die meisten Deckenträger sind kontinuierlich über zwei Felder durchgeführt worden und bei den Stützen durchgesteckt, wodurch ein steifes Rahmensystem entsteht, in derselben Weise, wie von den vorerwähnten Ingenieuren schon wiederholt auch bei anderen Stahlskelettbauten mit Erfolg durchgeführt. Die konstruktive Anordnung des ungestoßenen durchlaufenden Trägers hat eine Vereinfachung der Werkstattarbeit und eine Verringerung der Konstruktionsgewichte zur Folge.

Das vom Fundament aufsteigende Stahlskelett — ein statisch und konstruktiv festes und klares, quer- und längsversteiftes, Vertrauen erweckendes Gefüge — ist aus später genannten Bauaufnahmen ersichtlich. Eine typische Einzelkonstruktion von Stützen und Trägerlage zeigt Abb. 5.

Man erkennt aus den genannten Darstellungen auch die einzelnen Verbindungen von Unterzügen und Ringträgern mit den Stützen, sowie der Träger mit jener, ferner die Anordnung der aussteifenden Massivdecken und die Verbindung der Außenmauer mit dem Stahlwerk. Auf den Schutz desselben gegen Rost und Feuer durch entsprechende Ummantelung wurde besonderer Wert gelegt, weil diese Teile des Gebäudes, im Falle eines umschgreifenden Brandes die Standsicherheit in erster Linie zu gewährleisten haben.

Der größte Druck in den vom Fundament bis zum Dach in einem Zuge durchgehenden Stützen des Gebäudes hat sich zu etwa 365 t und das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion zu 1700 t ergeben.

Der Querschnitt der stärksten Stützen im untersten Schuß ist aus II 40 bis 45, der der Ringträger aus I 40, der der mittleren Unterzüge aus I 55, der 1,68 m entfernt liegenden Deckenträger aus I 40 gebildet. Die verbliebenen Außenwände sind 38 cm stark; sie sind innen geschlänmt, außen mit Klinkern lebhafter Färbung verkleidet. Die wichtigsten Innenwände sind ebenfalls 38 cm stark, sowie innen und außen geputzt bzw. geschlänmt. Die zum Teil 6,60 bis 7,40 m weitgespannten Decken sind massiv als Hohlsteinplatten (10 bis 15 cm stark) zwischen Stahlträgern ausgeführt und mit Steinholz belegt.

Das in Holzkonstruktion errichtete Dach ist flach geneigt und mit einer Decke aus Doppelpappe auf Schalung versehen; die Pfetten und Stiele des Daches sind in Holz ausgeführt.

Der Baugrund besteht aus einem sehr feinen Sande, und es mußte mit einem Grundwasserstand von etwa 4 m unter Gelände gerechnet werden. Nach vorangegangener Probelastung entschied man sich für die Annahme einer größten Baugrundpressung von rd. 2 kg/cm².

Man ließ sich die Sicherheit der Gründung zur unbedingten Vermeidung einseitigen Setzens, sowie den Schutz des aufgehenden, ins Grundwasser eintauchenden Gebäudes gegen eindringende Feuchtigkeit besonders angelegen sein; man traf die entsprechenden Baumaßnahmen, wie sie aus Zeichnungen und den später genannten Bauaufnahmen hervorgehen.

Es ist unter dem Gebäude keine durchgehende Gründungsplatte, sondern eine Anordnung von Fundamentbanketten aus Eisenbeton gewählt, die nach dem Druck und nach der Stellung der Stützen, sowie nach der zulässigen Bodenpressung bei den vorgefundenen Untergrundverhältnissen für Wahrung einer möglichst gleichmäßigen Lastübertragung mit größter Sorgfalt in Entwurf und Ausführung bemessen und angelegt sind.

Der eigentliche Neubau wurde im Monat Januar 1928 begonnen und trotz mancher Hemmungen — ungewöhnlich harter Winter 1928/1929 — so weit gefördert, daß am 14. Oktober 1928 — nach Vollendung aller elektrotechnischen Einrichtungen — der erste Transformator in Betrieb ging. Der zweite Transformator kam am 28. Oktober 1928 und der dritte am 6. November 1928 in Betrieb. Der Gesamtaufbau wurde im April 1929 beendet.

Mit großer Sorgfalt wurde zunächst die — 4,10 m unter Gelände reichende — Gründung vorbereitet und ausgeführt; einen Blick auf die

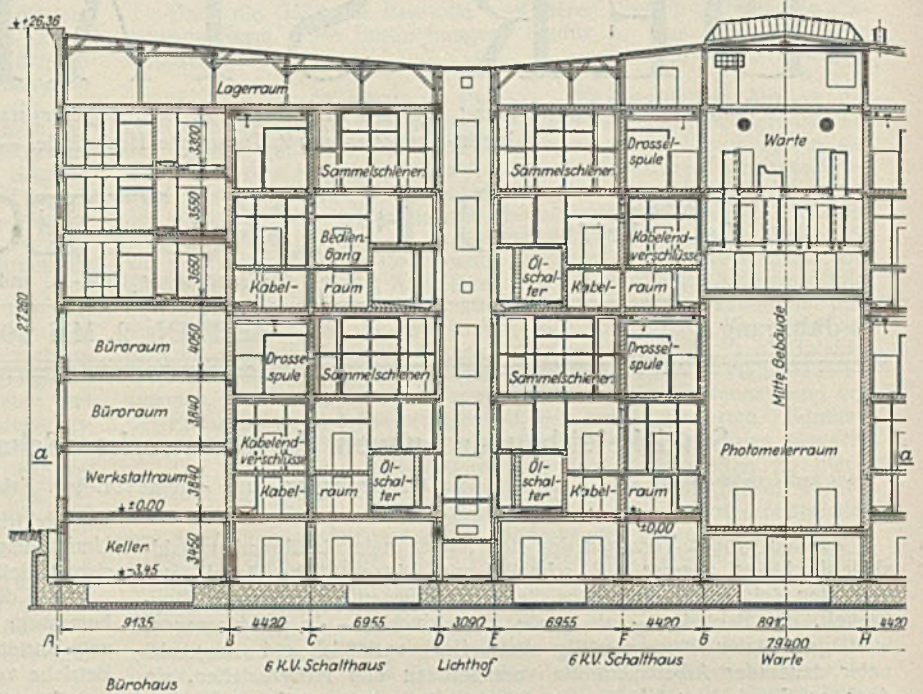


Abb. 2. Längsschnitt.

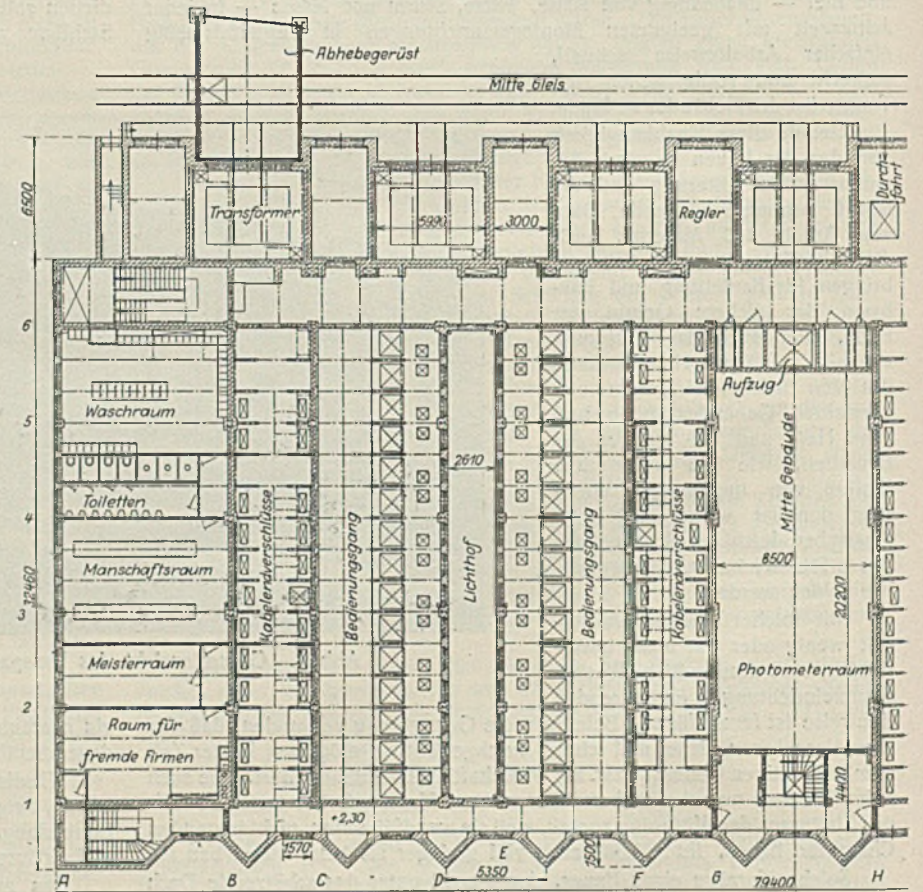


Abb. 3. Grundriß (Schnitt a-a). Scharnhorst-Strasse

Gründungsplatten und die die Baugrube säumenden Abdichtungsmauern gestattet Abb. 6.

Bei der Ausschachtungsarbeit stieß man wider Vermuten auf eine ganze Reihe von Baumstämmen zwischen Ord. — 4,0 und — 5,0, die wohl im alten Pankebett angeschwemmt waren. Das Gelände mußte deswegen 30 cm tiefer gelegt werden als zunächst angenommen war, und zwar wurde Kellerdecke auf ± 0,0, früheres Gelände auf — 1,10, Kellerfußboden auf — 3,45, Fundamentoberkante auf — 3,75, guter Baugrund auf etwa — 4,70, Grundwasserstand in Mittel auf — 5,10, Unterkantefundament auf — 5,05 und Unterkante der Dichtungsplatte auf — 5,20 endgültig angenommen.

Besonders wertvoll und interessant bei diesem Bau war die schon eingangs allgemein als sehr charakteristisch für den Stahlbau bezeichnete Montage der Einzelteile; sie ist hier vermöge einer sehr gewandten, groß-

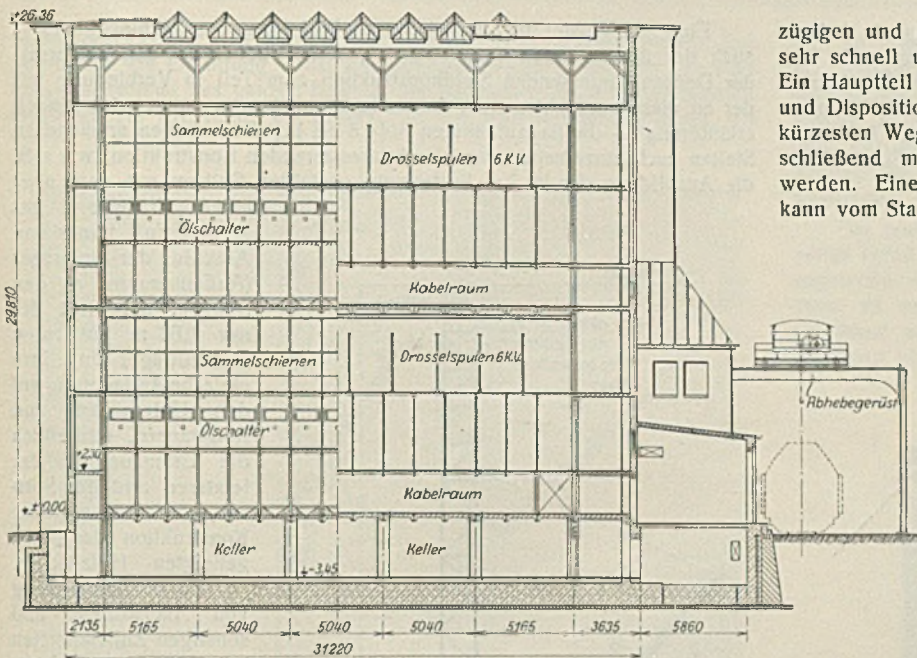


Abb. 4. Querschnitt.

zügigen und eigenartigen Einrichtung seitens der Stahlbauunternehmung sehr schnell und sicher — ohne jede Störung — durchgeführt worden. Ein Hauptteil des ganzen Gebäudes konnte bei der gewählten Bauweise und Disposition — in einem Zuge und in standsicherer Form auf dem kürzesten Wege vom Wagen bis zur Verbaustelle — errichtet und anschließend mit massiven Wänden und Decken stufenweise ausgebaut werden. Eine solche Montagebauweise, wie sie hier zur Ausführung kam, kann vom Standpunkt der Arbeitsforcierung mit geeigneten Baumaschinen, unter möglichster Ausschaltung der teuren Menschenkraft, als vorbildlich bezeichnet werden.

Die Einteilung der Bauabschnitte und die Einrichtung bei der Montage, wie sie die mit dem Auftrag betraute Firma Hein, Lehmann & Co. vorgesehen und durchgeführt hat, zeigen die Pläne, die auch das Verhältnis von Montageanordnung zum Baukörper veranschaulichen (Abb. 7).

Es wurden — nach der Reihenfolge der Vergebung der Arbeit seitens der Bauleitung — erst der Stahlbau in dem Bauabschnitt I, etwa 500 t umfassend, in drei Wochen, dann der Bauabschnitt Ia, etwa 300 t umfassend, auch in drei Wochen, und schließlich der Bauabschnitt II, etwa 500 t, in drei Wochen aufgestellt.

Bei der Montage in Abschnitt I waren für das Aufheben und Verbauen der Stahlteile, die auf einer besonders eingelegten Rampe zur Verwendungsstelle angefahren wurden, im ganzen zwei gegeneinander und gegen das Gelände mit Drahtseilen abgespannte große Turmkrane von 50 m Höhe aufgestellt, welche drehbar eingerichtet und mit in senkrechtem Sinne beweglichen Auslegerarmen versehen, den ganzen Montage-raum von 20,3 m Breite, 25,45 m Länge und von 29,50 m Höhe beherrschen und bestreichen konnten.

Bei der Montage im Bauabschnitt Ia von 9,14 × 25,45 m Größe, sowie von rd. 25,70 m Höhe, wo es sich vor allem um ein reines Trägergerüst handelte, ist mit Standbäumen und Schwenkern — für den unteren, wie für den oberen Teil — vorgegangen.

In dem nach Abschnitt I und Ia vorgenommenen (später vergebenen) Bauabschnitt II von rd. 26 m Breite und 25,45 m Länge, sowie von rd. 29 m Höhe wurde mit einem sehr hohen Kran ähnlich wie in Abschnitt I, aber von 60 m Höhe montiert, dem die Stahlteile ebenfalls auf einer Rampe II (s. Plan) zugeführt wurden; ohne Umstapelung konnten die Stahlteile vom Wagen unmittelbar zur Einbaustelle befördert werden.

Hier konnte also mit nur einem Mast ein Baukörper dieses Ausmaßes völlig beherrscht werden, eine Montageleistung ersten Ranges. Eine Lichtbildaufnahme der Montage nebst Masten geben Abb. 8, 9 und 10.

Die in leichtem Stahlfachwerk gebildeten Türme vom Abschnitt I mit einem viereckigen Querschnitt von 1,5 × 1,5 m Abmessung wiesen die genannte Höhe von 50 bis 60 m auf, überragten also das 33 m breite und etwa 30 m über Gelände sich erhebende Gebäude noch um 20 bis 30 m. Am Turmmast war in 29 m Höhe ein 13 m langer, in senkrechtem Sinne beweglicher Gitterausleger von 3 t Tragfähigkeit fest angebracht, mit dem die Stahlteile bewegt werden konnten.

Dieser drehbare Mast war unten auf einer Kugel drehbar angeordnet und am Kopf mit einem Ring versehen, an dem die Abspannselle be-

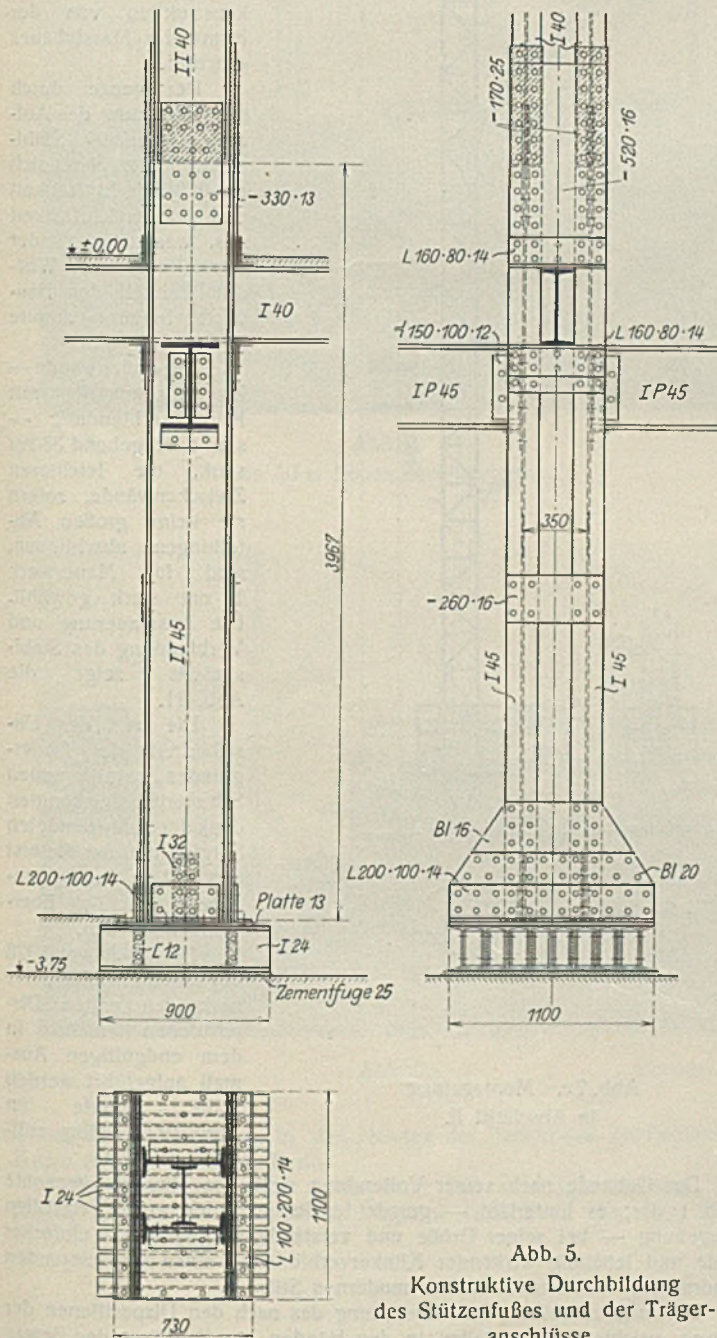


Abb. 5. Konstruktive Durchbildung des Stützenfußes und der Trägeranschlüsse.

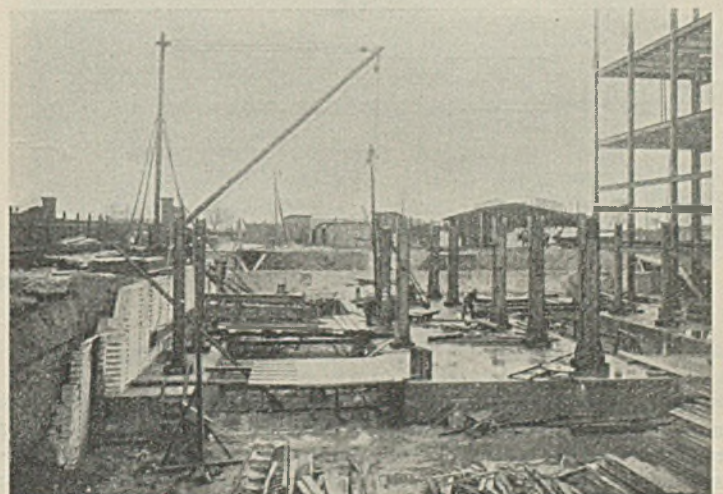


Abb. 6. Ansicht der Fundamentierung und Aufstellung der Stützen.

festigt waren. Diese waren so angeordnet, daß der Ausleger in keiner Richtung gegen sie anstoßen konnte. Am Fuße der Montagemaste befand sich ein Kran, um den ein Seil umgelegt war. Durch die Betätigung einer Winde wurde der Mast entsprechend den Befehlen des Montageleiters gedreht. In dem drehbaren Teil am Fuße des Mastes befanden sich zwei elektrisch betriebene Winden, eine zum Heben des Schwenkers und eine zum Heben der Lasten.

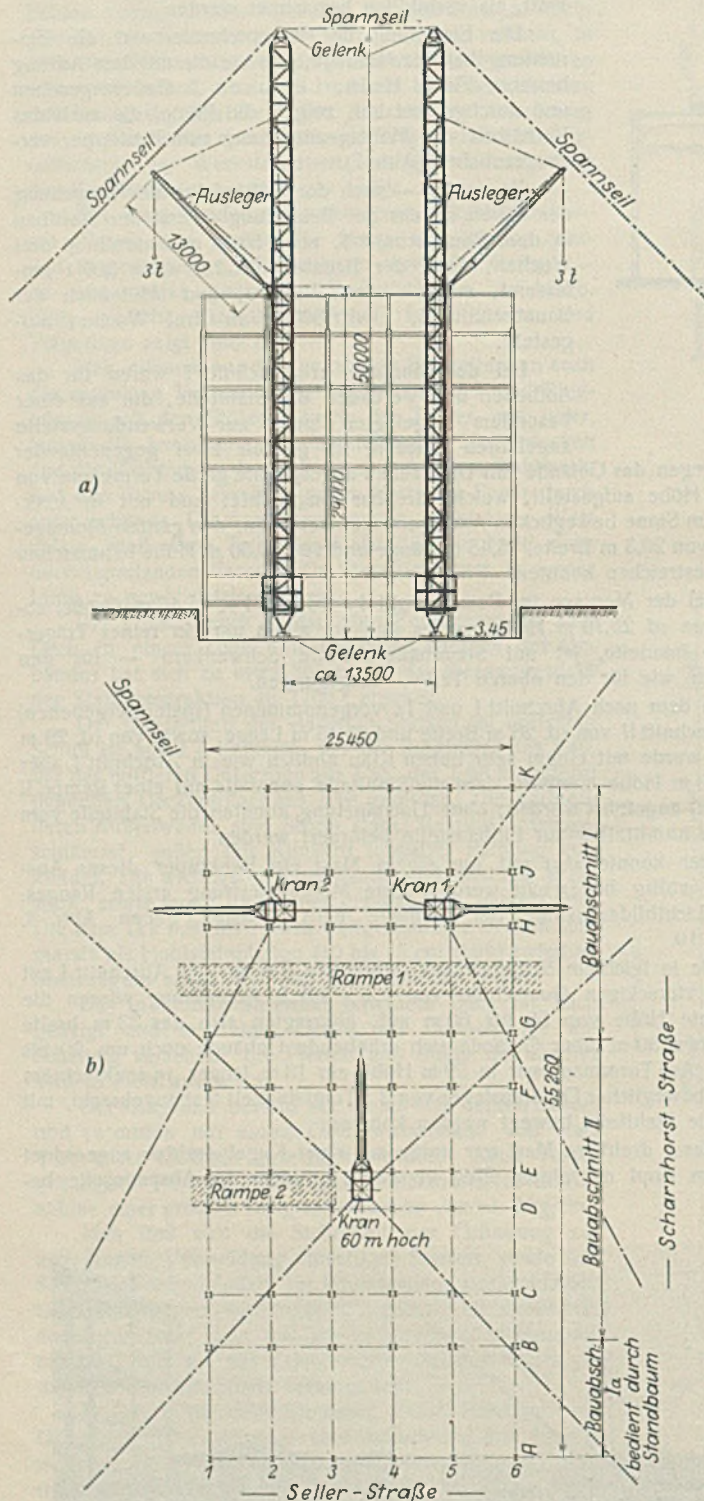


Abb. 7a. Montagetürme.
Abb. 7b. Montageplan.

Die ganze Montageeinrichtung der Hein, Lehmann & Co., A.-G. wies eine bedeutende Leistung auf; denn es konnte ohne Versetzung von einer Zentralstelle aus der ganze Stahlbau aufgeführt werden. Bei dieser Montage-disposition — Beherrschung des Baufeldes durch die Krantürme — die sich sehr gut bewährt und viel zum Gelingen beigetragen hat, konnte die ganze Stahlmenge von rd. 1300 t in überraschend kurzer Zeit vollkommen fertig aufgestellt werden.

Eine gute Vorstellung, ein lebendiges Bild des ganzen Montagebaues — auch der überragenden Turmmaste —, ferner der auch den Trägerrost der Decken umfassenden Stahlkonstruktion zum Teil in Verbindung mit der an diese angeschlossenen Ausmauerung geben — ohne viel Einzelerläuterung — die Bauaufnahmen Abb. 8 bis 11; diese zeigen an manchen Stellen auch Einzelheiten der hier interessierenden Konstruktion, wie z. B. die Ausbildung der in 5 m Entfernung gestellten Stützen mit dem über

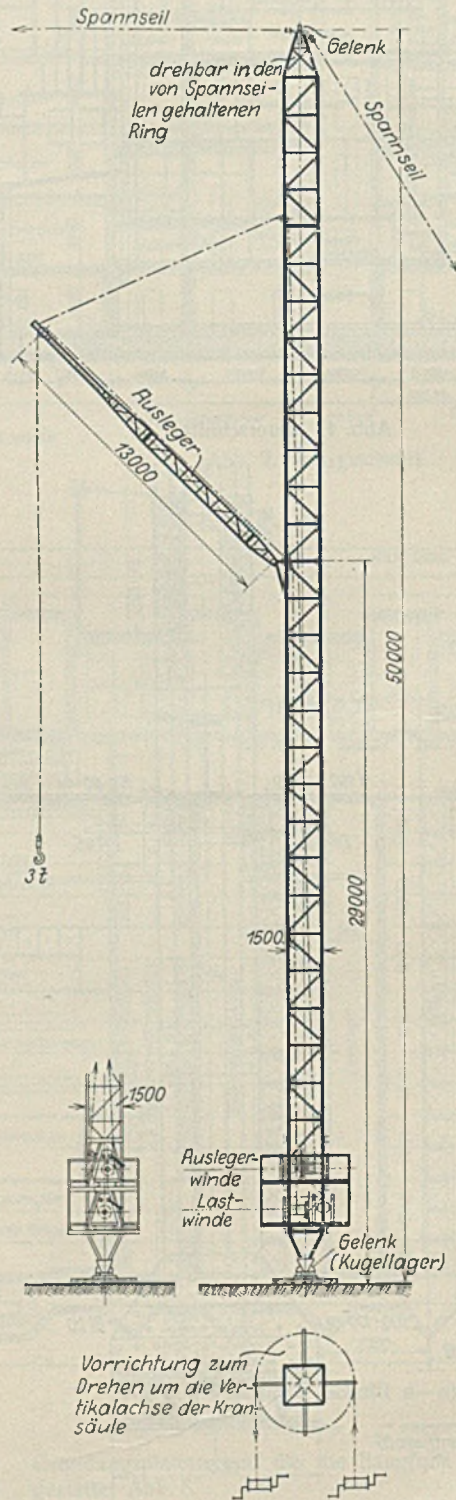


Abb. 7c. Montageturm
in Abschnitt II.

Das Gebäude nach seiner Vollendung stellt die eingangs genannte Abb. 1 dar; es hinterläßt — gerade im Rahmen der wenig reizvollen Umgebung — bei seiner Größe und verständigen Zweckform einfacher Linie und lebendig wirkender Klinkerverblendung einen imponierenden Eindruck; ein Industriebau moderner Stils. Entwurfsbearbeitung und Bauleitung des nach den Dispositionen der Bewag errichteten Baus lagen in den Händen des Baubüros der Bewag

einen Trägerrost gestellten Fuß, ferner den Anschluß der Ringträger (Außenmauern) an den Stützen, den Rost der nur 1,68 m entfernten Deckenträger und ihre einfache Auflagerung auf den Unterzügen und Ringträgern, schließlich die Ummauerung der letzteren und der Stützen, sowie die einfache Konstruktion des flach geneigten Holzdaches.

Für die Beförderung von Baustoffen und sonstigen Zubehörtteilen beim Bau waren 2 Lastaufzüge in leichter Stahlkonstruktion von der Firma des Massivbaues errichtet.

Der ganze durch die Gliederung des Aufbaues gegebene Stahlskelettbau zeichnet sich durch große Einfachheit und Übersichtlichkeit aus, was natürlich der Herstellung und Wirtschaftlichkeit des Bauunternehmens zugute kommt.

Die Außenwände — Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung — sind durchgehend 38 cm stark, die leichteren Zwischenwände, sofern sie keine großen Abteilungen abschließen, sind im Mauerwerk 13 cm stark gewählt. Die Ausmauerung und Verblendung des Stahlskeletts zeigt die Abb. 11.

Die aus der Unsicherheit des Untergrundes resultierenden Schwierigkeiten konnten dank der aufgewandeten Sorgfalt und der äußerst gewandten Fundamentierung glücklich überwunden werden.

Der im Januar 1928 begonnene Neubau, der nach den ersten Dispositionen nicht in dem endgültigen Ausmaß aufgeführt werden sollte, konnte im April 1929 völlig vollendet werden.

unter der Leitung des Baurats H. Müller. Die Bearbeitung der Entwürfe für die Gründung nebst Baugrunduntersuchung und für den Konstruktionsaufbau des ganzen Hauses, die umfangreichen Arbeiten statisch-konstruktiver Art, ferner ein großer Teil der Bauüberwachung lagen, wie

bau rd. 1300 t geliefert und wie beschrieben aufgestellt hat, ferner die Firma Braß & Hertslet, die 400 t Stahlbau geliefert und, in anderer Art wie oben beschrieben, montiert hat, schließlich die Held & Franke A.-G. für die Gründung und den Massivbau. Die Lieferung von Ziegeln und Klinkern war der „Ilse“ Bergbau A.-G. in Senftenberg N.-L., die elektrotechnische Einrichtung der AEG. Berlin übertragen.

Das neue Umspannwerk „Scharnhorst“ der Bewag darf als ein wertvolles Glied in der Reihe der Stahl- und Klinker-Hochbauten Berlins angesehen werden; es verdient, einem weiteren Kreis der Bauwelt bekannt zu werden, zumal gerade die äußerst vorteilhafte, den Wert des Stahlbaus hebende und neuartige Montageweise der Bauausführung ein charakteristisches Gepräge gab.

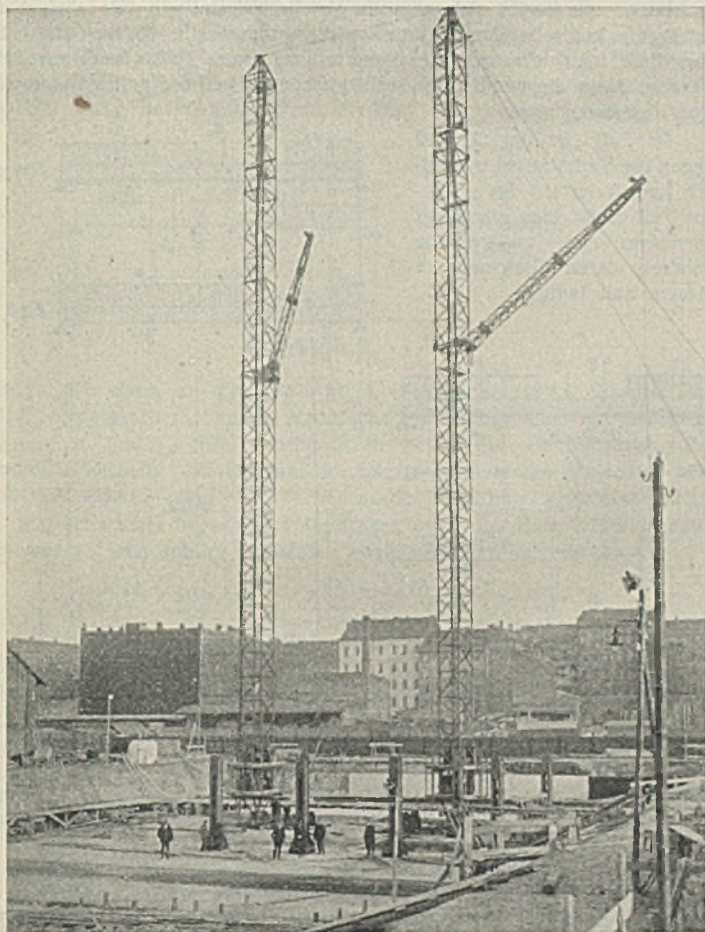


Abb. 8.
Die 50 m hohen Montageturme.

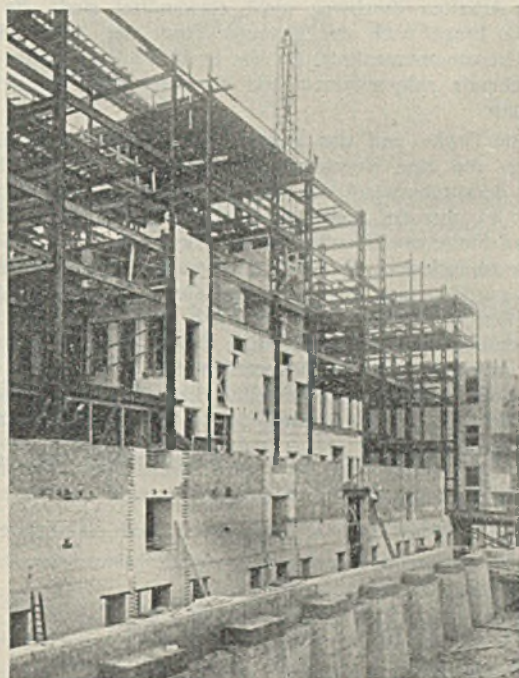


Abb. 11.
Ausmauerung des Stahlskeletts.

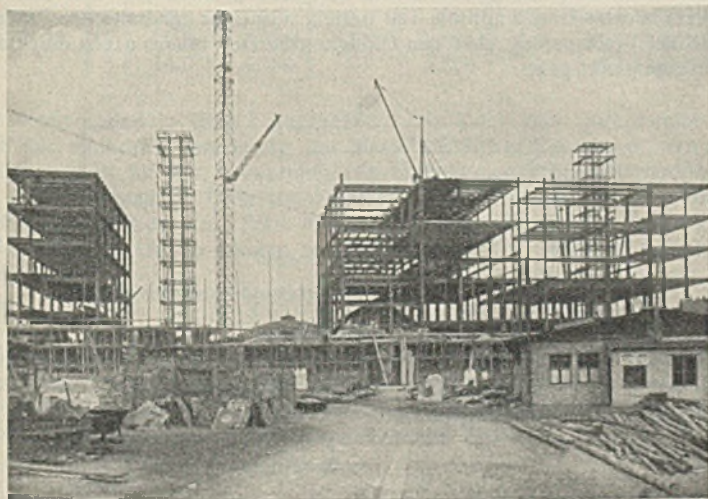


Abb. 9. Montage des Stahlskeletts.

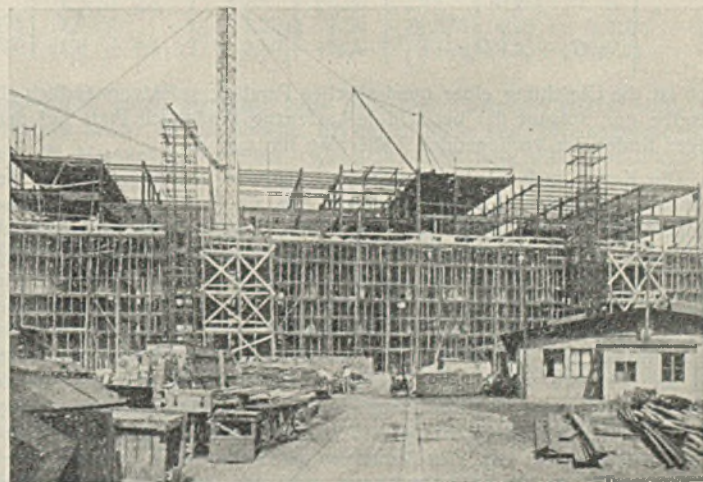


Abb. 10.

schon anfangs erwähnt, in den Händen der Beratenden Zivilingenieure Kuhn & J. H. Schaim, Berlin.

Von Bauunternehmern waren beim Bau vor allem beteiligt: Die Hein, Lehmann & Co. A.-G., Berlin u. Düsseldorf, die vom Stahl-

Die Unterlagen zum Aufsatz sind mir in entgegenkommender Weise von Herrn Baurat Müller, von Herrn Zivilingenieur Schaim und von der Hein, Lehmann & Co., A.-G. zur Verfügung gestellt worden; ich spreche ihnen an dieser Stelle noch meinen besonderen Dank aus.

Die x -Werte für die Berechnung der Momente und Querkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt.

Mit der Vereinheitlichung der Vorschriften über die Belastungen und Beanspruchungen der Straßenbrücken ist ein erster wichtiger Schritt zur Vereinfachung der Berechnung derartiger Bauwerke getan. Für den in der Praxis stehenden Ingenieur ebenso wichtig wäre es, wenn es gelingen würde, auf den bisher herausgegebenen Normalblättern aufbauend, eine einfache Methode zur Berechnung der erforderlichen statischen Größen zu erlangen, wie es für Eisenbahnbrücken in den B. E. hinsichtlich der Längsträger, Querträger und Hauptträger einfacher Balkenbrücken durchgeführt ist. Versuche in dieser Richtung sind bereits wiederholt angestellt worden¹⁾ 2). Die Verhältnisse liegen bei Straßenbrücken jedoch wesentlich schwieriger als bei Eisenbahnbrücken; daher kommt es wohl auch, daß, wie sich im folgenden zeigen wird, die Ergebnisse der in den Fußnoten angeführten Arbeiten durchweg nicht einwandfrei sind. Es soll daher zunächst die Frage nach der genauen Form der Kurve der größten Momente (Grenzmomentenlinie) für das in Abb. 1 dargestellte Belastungsschema nochmals aufgenommen und zu einer endgültigen Lösung gebracht werden.

Über die Größe und das gegenseitige Verhältnis der Lasten wird zunächst nur die eine Voraussetzung getroffen, daß der Einfluß der Einzellasten derart überwiegt, daß sich zur Erzielung des größten Momentes die Strecke „ c “ über der Spitze der Einflußlinie befinden muß. (Andernfalls wäre an Stelle der Einzellasten durchweg mit gleichmäßig verteilter Verkehrslast zu rechnen.) Es läßt sich dann in der üblichen Weise leicht zeigen, daß zur Erzielung des absolut größten Momentes an der Stelle x eine der beiden Einzellasten über der Spitze der Einflußlinie stehen muß, und zwar selbstverständlich die größte Last P_1 . Fraglich ist dann nur noch, auf welcher Seite P_2 aufzustellen ist. Die beiden möglichen Stellungen sind in Abb. 2 dargestellt. Es gilt offenbar Stellung „ a “, wenn P_2 größer als $p a$ ist, Stellung „ b “ im umgekehrten Fall. (Hierbei ist der Einfachheit halber $a' = a'' = \frac{b}{2}$ angenommen, wie es bei dem Lastenschema nach DIN 1072 der Fall ist.)

Es werde zunächst Fall „ a “ betrachtet. Auf elementare Weise ergibt sich

$$A = \frac{gl}{2} + \frac{pl}{2} - pc \cdot \frac{(l-x-\frac{b}{2})}{l} + P_1 \cdot \frac{l-x}{l} + P_2 \cdot \frac{l-x-b}{l},$$

$$\max M_x = Ax - \frac{gx^2}{2} - \frac{p(x-a)(x+a)}{2},$$

$$(1) \begin{cases} = \frac{pa^2}{2} + x \left[(P_1 + P_2 + \frac{gl}{2} + \frac{pl}{2} - pc) - \frac{P_2 b - \frac{pbc}{2}}{l} \right] \\ - \frac{x^2}{l} \left(P_1 + P_2 + \frac{gl}{2} + \frac{pl}{2} - pc \right) \\ = C_a + x \left(D_a - \frac{E_a}{l} \right) - x^2 \cdot \frac{D_a}{l}. \end{cases}$$

Dies ist die Gleichung einer quadratischen Parabel; selbstverständlich gilt dieselbe nur, solange der betrachtete Lastenzug tatsächlich Platz auf dem Träger findet, im vorliegenden Falle also für $x \geq a$.

Die Kurve nach Gl. 1 unterscheidet sich von denjenigen der in den Fußnoten genannten Arbeiten dadurch, daß sie (bei Verlängerung über ihren Gültigkeitsbereich hinaus) nicht durch den Koordinatenanfangspunkt geht oder, analytisch-geometrisch gesprochen, durch das Vorhandensein eines konstanten Gliedes in Gl. 1. In der erstgenannten Arbeit wird irrtümlich von der Behauptung ausgegangen, daß die Kurve der größten Momente „bekanntlich“ aus zwei Parabelästen mit geradlinigem Zwischenstück besteht, was bekanntlich nur eine für Eisenbahnbrücken zugelassene und mit ziemlich erheblichen Fehlern behaftete Näherung ist. In der anderen Arbeit wird der Lastenzug in mehrere Teilbelastungen zerlegt; die Grenzmomentenlinien für diese Teilbelastungen werden dann addiert. Es ist einleuchtend, daß dies Verfahren ebenfalls keine genauen Werte ergeben kann, da die Teilbelastungen nicht alle zugleich in der für sie allein ungünstigsten Stellung stehen können. Dieses Versehen ist bereits aus Abb. 4 der genannten Arbeit zu erkennen. Weder in dieser Abbildung noch in der zugehörigen Rechnung spielen die Werte a' und a'' der nebenstehenden Abb. 1 eine Rolle; die gegenseitige Lage der einzelnen Teilbelastungen ist also überhaupt nicht festgelegt. Inwieweit alle diese ungenauen Kurven als Näherung verwertbar sind, steht hier nicht zur Diskussion, zumal sich im folgenden zeigen wird, daß die genaue Kurve

einer tabellarischen, praktisch verwendbaren Auswertung leicht zugänglich ist, so daß kein Grund vorliegt, eine genäherte Kurve zu benutzen.

Für $x < a$ ergibt sich eine in gleicher Weise wie Gl. 1 leicht abzuleitende kubische Parabel, die an die quadratische Parabel tangential anschließt. Auf eine genauere Besprechung dieses Teiles kann verzichtet werden, da in diesem Bereich wohl stets eine freihändige Ergänzung der Kurve genügen wird.

Im Fall „ b “ der Abb. 2 liegen die Verhältnisse wesentlich komplizierter. Im mittleren Teil erhält man allerdings wiederum eine quadratische Parabel, deren Gleichung in diesem Fall lautet:

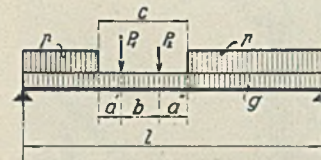


Abb. 1.

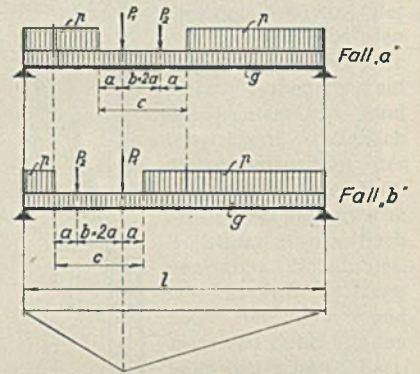


Abb. 2.

$$(2) \begin{cases} \max M_x = \frac{p(a+b)^2}{2} - P_2 b \\ + x \left[(P_1 + P_2 + \frac{gl}{2} + \frac{pl}{2} - pc) - \frac{pbc - P_2 b}{l} \right] \\ - \frac{x^2}{l} (P_1 + P_2 + \frac{gl}{2} + \frac{pl}{2} - pc) = C_b + x \left(D_b - \frac{E_b}{l} \right) - \frac{x^2}{l} \cdot D_b. \end{cases}$$

Der Gültigkeitsbereich endet in diesem Fall aber bereits bei $x = a + b$, hieran schließt wiederum tangential eine kubische Parabel an, die aber auch nur für $a < x < a + b$ gilt, da für $x < a$ P_2 den Träger verläßt; daher ergibt sich für $0 < x < a$ wieder eine andere, ebenfalls kubische Parabel, die aber, da die Änderung des Lastenzuges diesmal im Fortfall einer Einzellast besteht, mit dem vorhergehenden Zweig keine gemeinsame Tangente hat. Zu alledem besteht noch die Möglichkeit, daß die dem Fall „ a “ der Abb. 2 entsprechende quadratische Parabel in der Nähe von $x = a$ in die dort vorhandene Spitze einschneidet. Im allgemeinsten Fall besteht also die mathematisch genaue Grenzmomentenlinie für den Lastenzug der Abb. 1 in jeder Trägerhälfte aus vier Ästen, die abwechselnd Parabeln zweiten und dritten Grades angehören (Abb. 3). Die Kurve weist im ganzen bis zu fünf Knickpunkten auf. Der hier vor allem interessierende mittlere Teil besteht aus einer quadratischen Parabel, die bei Verlängerung über den Gültigkeitsbereich hinaus nicht durch den Auflagerpunkt geht.

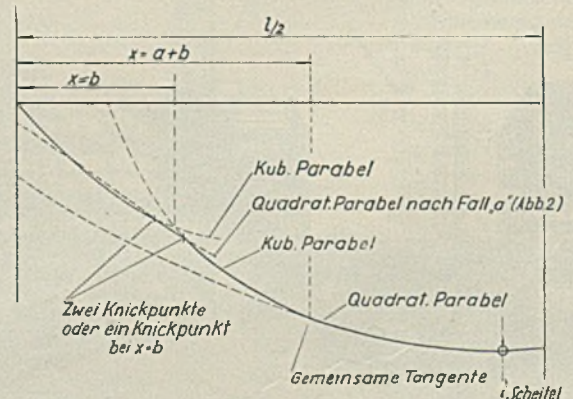


Abb. 3. Allgemeinste Form der Grenzmomentenlinie für die Belastung nach Abb. 2.

Setzt man in die Gl. 1 u. 2 Zahlenwerte nach DIN 1072 ein, so findet man, daß Gl. 1 für Kl. I und II, Gl. 2 für Kl. III gilt. Es rührt dies daher, daß die Hinterräder der Dampfwalze nach Kl. III sehr leicht sind. Hierdurch ergibt sich eine recht bedauerliche Verschiedenheit in der Berechnung der Straßenbrücken, die jedoch dadurch etwas gemildert wird, daß die für Kl. III genau nur bis $x = 4,5$ m geltende quadratische Parabel ohne großen Fehler bis etwa $x = 3,0$ m benutzt werden kann. Man erhält dann etwas zu große Werte, weil der vorhin erwähnte Knickpunkt bei $x = 3,0$ m unberücksichtigt bleibt. Dies ist nicht ganz unberechtigt, weil dieser Knickpunkt, wie oben gezeigt wurde, sich nur bei ganz bestimmten

¹⁾ Haumer, Beitrag zur Berechnung des absolut größten Momentes und des Belastungsgleichwertes für einen allgemeinen beweglichen Lastenzug. Eisenbau 1920, Heft 4.

²⁾ Domke, Die Momentengrenzlinie. Stahlbau 1929, Heft 18.

Verhältnissen $P_1 : P_2$ ausbilden kann und seine Lage von den Abmessungen a und b abhängig ist, während die Brücke tatsächlich doch von Fahrzeugen mit den verschiedensten Achslasten und Achsständen befahren wird.

Für die praktische Anwendung der vorstehenden Entwicklungen bleibt der Einfluß der ständigen Last zunächst unberücksichtigt. Das gleiche gilt für die Belastung der Fußwege und, soweit die Fahrbahnbreite kein ganzes Vielfaches oder mehr als das Dreifache der Spurenbreite von 2,5 m beträgt, auch für die Belastung dieses restlichen Fahrbahnstreifens. (Mehr als drei nebeneinanderstehende Fahrzeuge brauchen nach DIN 1072 nicht berücksichtigt zu werden.) Das Belastungsschema ver-

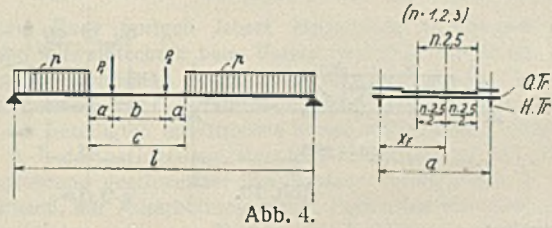


Abb. 4.

einfacht sich dann zu dem in Abb. 4 wiedergegebenen. Sind R_1, R_2 und R_p die Resultierenden der Raddrücke und der gleichmäßig verteilten Last und x_1 und x_2 ihre Hebelarme in bezug auf die Fahrbahnmitte — unter „Fahrbahn“ sei hier und im folgenden stets ein Vielfaches von 2,5 m verstanden — ($x_p = 0$), ferner x_F der Abstand der Fahrbahnmitte von dem schwächer belasteten Hauptträger und a der Hauptträgerabstand, so ist der auf den stärker belasteten Hauptträger entfallende Anteil:

$$(3) \begin{cases} P_1 = \frac{R_1(x_F + x_1)}{a} = \frac{x_F R_1 + x_1 R_1}{a} = \frac{x_F x'_1 + x''_1}{a} \\ P_2 = \frac{x_F x'_2 + x''_2}{a} \\ p = \frac{x_F x'_p}{a} \end{cases}$$

Fälle konstanter Feldweiten noch x durch $m \lambda$ und l durch $n \lambda$, so erhält man die Gurtkräfte in der Form

$$(8) \quad q S = \frac{q}{h} \left[C + m \left(\frac{Dl - E}{n} - m \cdot \frac{D \lambda}{n} \right) \right]$$

Soll die Kurve zeichnerisch aufgetragen werden, so empfiehlt es sich, Gl. 1 bzw. 2 wie folgt zu schreiben:

$$(9) \quad \max M_x = C - E \cdot \frac{x}{l} + D \cdot \frac{x(l-x)}{4}$$

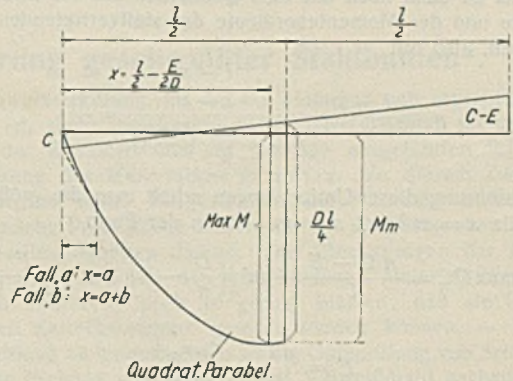


Abb. 5. Graphische Ermittlung der Grenzmomentenlinie. (Die Ordinate C—E kann auch positiv sein.)

Die Grenzmomentenlinie wird demnach von einer quadratischen Parabel mit dem Pfeil $\frac{Dl}{4}$ gebildet, die von einer geneigten Geraden aus aufzutragen ist; letztere hat in den Auflagerpunkten die Ordinaten C bzw. $C-E$ (Abb. 5). Selbstverständlich kann beim Auftragen der Parabel der Einfluß der ständigen Last und derjenige der Belastung der Fußwege und des restlichen Fahrbahnstreifens gleich mit berücksichtigt werden. Man ersieht hieraus weiter, daß die Werte C und E als Einspannungsmomente gedeutet werden können, während D eine über den Träger wandernde Einzellast ist. Diese Vorstellung, bei der die Grenzmomentenlinie eines

Tafel I.

Klasse	Spurenzahl	P_1		P_2		p		C		D		E		P_2 (Abb. 6)	
		x'	x''	x'	x''	x'	x''	x'	x''	x'	x''	x'	x''	x'	x''
I	1	13,0	0	10,0	0	1,25	0	1,406	0	15,5 + 0,625 l	0	18,75	0	2,625	0
	2	19,0	8,75	13,0	8,75	2,50	0	2,813	0	17,0 + 1,250 l	17,5	16,50	26,25	2,875	2,969
	3	25,0	17,50	16,0	17,50	3,75	0	4,219	0	18,5 + 1,875 l	35,0	14,25	52,50	3,125	5,938
II	1	9,0	0	7,0	0	1,125	0	1,266	0	9,25 + 0,563 l	0	10,875	0	1,625	0
	2	13,5	5,625	8,5	6,875	2,250	0	2,531	0	8,50 + 1,125 l	12,5	5,250	20,625	1,625	2,031
	3	18,0	11,250	10,0	13,750	3,375	0	3,797	0	7,75 + 1,688 l	25,0	-0,375	41,250	1,625	4,063
III	1	5,0	0	2,0	0	1,0	0	4,125	0	1,0 + 0,5 l	0	3,00	0	0,25	0
	2	9,5	0,625	3,5	0,625	2,0	0	9,750	-1,875	1,0 + l	1,25	7,50	-1,875	0,25	0,313
	3	14,0	1,250	5,0	1,250	3,0	0	15,375	-3,750	1,0 + 1,5 l	2,50	12,00	-3,750	0,25	0,625

Die Werte x sind in Tafel I angegeben. Die Tafel kann insbesondere auch zur einfachen Berechnung der Werte P_1, P_2 und p dienen, wenn dieselben z. B. für die Auswertung von Einflußlinien gebraucht werden. Für die Ermittlung der Grenzmomentenlinie ist dagegen die Kenntnis der Lasten nicht erforderlich. Setzt man nämlich jetzt die Werte nach Gl. 3 in Gl. 1 bzw. 2 ein, so erkennt man, daß sich auch C, D und E auf die „Normalform“

$$(4) \quad S = \frac{x_F x'_S + x''_S}{a}$$

bringen lassen. Die x -Werte für C, D und E sind in Tafel I ebenfalls angegeben. Nach Ermittlung dieser Faktoren können mittels Gl. 1 bzw. 2 die Größtmomente in den einzelnen Knotenpunkten sofort ermittelt werden. Für das absolute Größtmoment findet man

$$(5) \quad \max M_{\max} = C + \frac{l}{4} \cdot \frac{(D - E)^2}{D}$$

$$(6) \quad \text{an der Stelle } \frac{l}{2} - x = \frac{E}{2D} \quad (\text{Abstand von Trägermitte}).$$

In Trägermitte ist

$$(7) \quad \max M_{\text{mitte}} = C + \frac{l}{4} \left(D - \frac{2E}{l} \right)$$

Für den Unterschied der beiden Momente nach Gl. 5 und Gl. 7 findet man den stets sehr kleinen Wert $\max M_{\max} - \max M_{\text{mitte}} = \frac{E^2}{4Dl}$. Handelt es sich um einen parallelgurtigen Fachwerkträger, so können die Beiwerte C, D und E selbstverständlich zuvor durch die Systemhöhe h dividiert werden; man erhält dann sofort die Gurtkräfte. Ersetzt man im

Lastenzuges durch diejenige einer gedachten Einzellast ersetzt wird, ist jedenfalls besser als die übliche, bei der an Stelle einer Grenzmomentenlinie die Momentenlinie einer ruhenden Belastung tritt, was leicht zu Irrtümern Anlaß gibt.

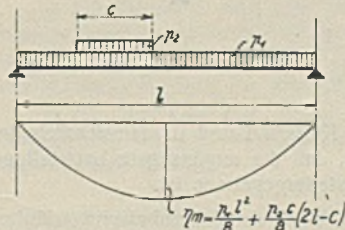


Abb. 6.

$$f = \frac{p_1 l^2}{8} + \frac{p_2 c (2l - c)}{8}$$

gebildet wird (Abb. 6).

Die vorliegende Arbeit würde ihren Zweck nur unvollkommen erfüllen, wenn nicht noch kurz auf die Ermittlung der Querkräfte eingegangen würde. Die Betrachtung wird auf den Fall der mittelbaren Lastübertragung und konstanter Feldweiten sowie auf den Belastungsfall der Abb. 4 beschränkt.

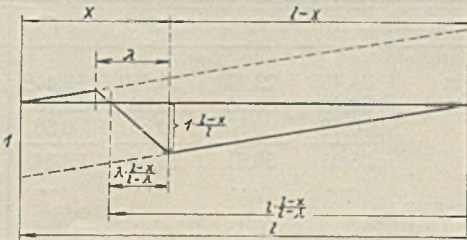


Abb. 7.

Die Auswertung der Einflußlinie nach Abb. 7 erfolgt mittels der Theorie des stellvertretenden Balkens. In Gl. 1 ist demnach zu ersetzen

$$x \text{ durch } \lambda \cdot \frac{l-x}{l-\lambda},$$

$$l \text{ durch } l \cdot \frac{l-x}{l-\lambda}.$$

Das Ergebnis ist dann noch mit dem Quotienten aus der wirklichen Querkraftordinate und der Momentenordinate des stellvertretenden Balkens zu multiplizieren, also mit

$$\mu = \frac{l-x}{l} \cdot \frac{l \cdot \frac{l-x}{l-\lambda}}{\lambda \cdot \frac{l-x}{l-\lambda} \cdot (l-x)} = \frac{1}{\lambda}.$$

Nach Durchführung dieser Umformungen erhält man die größte Querkraft an der Stelle $x = m\lambda$ mit $m' = n - m$ in der Form

$$(10) \quad \max Q_m = \frac{nC - E}{l} + m' \left[\left(\frac{D}{n} - F \right) + m' \cdot \frac{F}{n-1} \right].$$

Hierin ist

$$(11) \quad F = \frac{p\lambda}{2} = \frac{x_F \cdot p \cdot \lambda}{2a}.$$

Die vorstehende Formel für die Querkräfte, bzw. eine entsprechend aus Gl. 2 abzuleitende, gilt genau nur solange $\lambda \cdot \frac{l-x}{l-\lambda} \geq 1,5 \text{ m}$ (Kl. I, II) bzw. $\geq 4,5 \text{ m}$ (Kl. III) ist. Bei neuzeitlichen Fachwerkbrücken werden Feldweiten von weniger als 3 m kaum vorkommen. Der Grenzwert von 1,5 m wird dann auch für die Streben nächst Trägermitte nicht unterschritten. Für Kl. III sind die Formeln allerdings nicht anwendbar. Aus Mangel an Raum und mit Rücksicht darauf, daß Kl. III an sich seltener angewendet wird, soll auf weitere Untersuchungen für diese Belastungsklasse hier verzichtet werden.

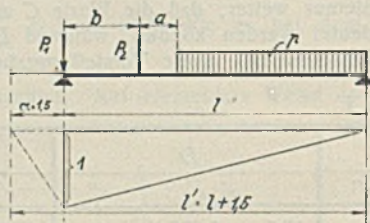


Abb. 8.

Der Auflagerdruck kann ebenfalls mittels eines stellvertretenden Balkens ermittelt werden; zu diesem Zweck ist nach Abb. 8 das Moment an der Stelle $x = 1,5 \text{ m}$ für einen Balken von der Stützweite $l' = l + 1,5$

zu ermitteln und dann durch $\frac{1,5 \cdot l}{1,5 + l}$ zu dividieren. Es braucht nur der Wert D' für die Stützweite l' neu ermittelt zu werden, da C und E nicht von l abhängig sind. Man findet dann

$$(12) \quad \left\{ \begin{aligned} \max A &= \left[C + \left(D' - \frac{E}{l'} \right) \cdot 1,5 - \frac{D'}{l'} \cdot 2,25 \right] \cdot \frac{1,5 + l}{1,5 \cdot l} \\ &= C \cdot \frac{1,5 + l}{1,5 \cdot l} + D' - \frac{E}{l}. \end{aligned} \right.$$

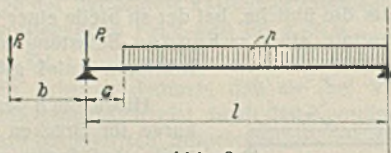


Abb. 9.

Auch diese Gleichung gilt nur für die Klassen I und II. Hinsichtlich der Klasse III sei nur darauf hingewiesen, daß die ungünstigste Laststellung für den Auflagerdruck die in Abb. 9 wiedergegebene ist.

Zum Schluß soll das Vorstehende durch ein Zahlenbeispiel erläutert werden. Zu berechnen sei die in Abb. 10 skizzierte Brücke für Kl. I. (Stoßzuschlag $\varphi = 1,36$)

$$C = \frac{3,35 \cdot 2,813}{6,50} = 1,450 \text{ tm},$$

$$D = \frac{3,35 \cdot 52,0 + 17,5}{6,50} = 29,492 \text{ t},$$

$$D' = \frac{3,35 \cdot 53,875 + 17,5}{6,50} = 30,459 \text{ t},$$

$$E = \frac{3,35 \cdot 16,5 + 26,25}{6,50} = 12,542 \text{ tm},$$

$$F = \frac{3,35 \cdot 2,50 \cdot 3,5}{2 \cdot 6,5} = 2,254 \text{ t}.$$

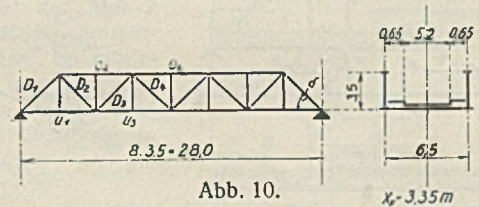


Abb. 10.

Gurtkräfte:

$$\varphi \cdot S = \frac{1,36}{3,50} \left[1,450 + m \left(\frac{29,492 \cdot 28,0 - 12,542}{8} - m \cdot \frac{29,492 \cdot 3,50}{8} \right) \right]$$

$$= 0,3886 [1,450 + m (101,652 - m \cdot 12,903)]$$

$$= 0,563 + m (39,502 - 5,014 m).$$

Streben:

$$\varphi \cdot D = \frac{1,36}{0,7071} \left[\frac{8 \cdot 1,450 - 12,542}{28,0} + m' \left(\frac{29,492}{8} - 2,254 + m' \cdot \frac{2,254}{7} \right) \right]$$

$$= 1,923 \cdot \left[-0,034 + m' (1,432 + m' \cdot 0,322) \right]$$

$$= -0,065 + m' (2,755 + m' \cdot 0,619).$$

Auflagerdruck:

$$\varphi \cdot A = 1,36 \left[1,450 \cdot \frac{29,5}{42,0} + 30,459 - \frac{12,542}{28,0} \right]$$

$$= 1,36 [1,018 + 30,459 - 0,448] = 1,36 \cdot 31,029 = 42,2 \text{ t}.$$

Die Stabkräfte sind hiernach in Tafel II ermittelt.

Zur Kontrolle der Zahlenrechnung dient die Beziehung $D_1 \cos \delta = U_1$.

Hinsichtlich der Berechnung der Durchbiegungen von Parallelfachwerkträgern sei auf die Arbeit des Verfassers: „Der Trapezträger als Typ der Eisenbahnbrücke mittlerer Stützweite“, Bauing. 1928, Heft 42 hingewiesen, in der ein einfaches Verfahren zur Ermittlung der genauen Einflußlinie für die Durchbiegung in Trägermitte angegeben ist. Für Straßenbrücken dürfte es auch bei kleinerer Stützweite genügen, für die Berechnung der Durchbiegung den Belastungsfall nach Abb. 6 zugrunde zu legen und weiterhin die Streckenlast $p_2 c$ als Einzellast in Trägermitte anzubringen. Zur Berechnung von p_2 bei Brücken unter 30 m Stützweite sind in Tafel I die μ -Werte angegeben. Es genügt dann die Kenntnis der mittelsten Ordinate und diejenige der Summe aller Ordinaten. Aus der a. a. O. abgeleiteten Reduktionsformel

$$\frac{1}{\mu} \cdot \delta_m = \frac{1}{\mu} \cdot \delta_{m-1} + \frac{n}{m} \cdot \frac{m}{F_m} + \frac{c}{F_m}$$

folgt für die Ordinate in Trägermitte:

$$(13) \quad \frac{1}{\mu} \cdot \delta_{\text{mitte}} = \frac{n}{1} \cdot \frac{m^2}{F_m} + \frac{n}{1} \cdot \frac{c}{F_m}$$

und für die Ordinatensumme:

$$(14) \quad \frac{1}{\mu} \cdot \sum \delta = \frac{n}{1} \cdot \frac{m^2 (n-m)}{F_m} + \frac{n}{1} \cdot \frac{n+1-2m}{F_m}.$$

Hierin ist

$$\mu = \frac{\lambda^3}{E h^2} \quad c = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{d}{\lambda} \right)^3$$

$$F_m = \text{Gurtquerschnitt} \quad F'_m = \text{Strebenquerschnitt}.$$

Tafel II.

$m =$	1	2	3	4	$m' =$	7	6	5	4	3
$39,502 - 5,014 m$	34,488	29,474	24,460	19,446	$2,754 + 0,619 m'$	7,087	6,468	5,849	5,230	4,611
$m (39,502 - 5,014 m)$	34,49	58,95	73,38	77,78	$m' (2,754 + 0,619 m')$	40,61	38,81	29,25	20,92	13,83
—	0,56	0,56	0,56	0,56	—	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07	-0,07
$\varphi \cdot S$	35,05	59,51	73,94	78,34	$\varphi \cdot D$	49,54	38,74	29,18	20,85	13,76
Stabkraft inf.	—
Belastg. d. Fußwege usw.	—
Stabkraft inf. ständ. Last	—
max S	max D

Für den Träger nach Abb. 10 wird z. B.

$$\frac{1}{\mu} \cdot \delta_{\text{mitte}} = \frac{1}{F_{u_1}} + \frac{4}{F_{o_2}} + \frac{9}{F_{u_3}} + \frac{16^3}{2 F_{o_4}} + c \left(\frac{1}{F_{D_1}} + \frac{1}{F_{D_2}} + \frac{1}{F_{D_3}} + \frac{1}{F_{D_4}} \right)$$

$$\frac{1}{\mu} \cdot \frac{n}{1} \cdot \delta = \frac{7}{F_{u_1}} + \frac{24}{F_{o_2}} + \frac{45}{F_{u_3}} + \frac{64^3}{2 F_{o_4}} + c \left(\frac{7}{F_{D_1}} + \frac{5}{F_{D_2}} + \frac{3}{F_{D_3}} + \frac{1}{F_{D_4}} \right).$$

3) Der nur einmal vorkommende mittlere Gurtstab ist mit dem doppelten Querschnitt einzuführen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der neue Entwurf zu „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“.

Nachdem Ende vorigen Jahres eingehende Beratungen im Ausschuss für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure, und zwar in einer Sonderkommission unter Vorsitz von Professor Dr.-Ing. Hilpert unter Hinzuziehung von Vertretern der Baupolizeibehörden, der Reichsbahn und der beteiligten industriellen Kreise stattgefunden hatten, wurde im Januar d. J. der nachstehend abgedruckte Entwurf zu den „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“ veröffentlicht.)

Der Anstoß zur Ausarbeitung dieses Entwurfes war gleichzeitig von Baupolizeibehörden und von Werken der Stahlbauindustrie gekommen. Denn als nach den anfänglich im Schiffbau und Maschinenbau erzielten Erfolgen die Schweißtechnik mehr und mehr auf das Gebiet des Stahlbaues übergriff, klappte hier eine empfindliche Lücke. Ist doch das Bauwesen durch strengere und in bezug auf Berechnung und Konstruktion ins einzelne gehende Vorschriften weit stärker gebunden als andere Gebiete der Technik. Sollte also hier die Entwicklung nicht aufgehalten werden, so mußte schnellstens dem entwerfenden Ingenieur und dem prüfenden Baupolizeibeamten ein brauchbares Hilfsmittel in die Hand gegeben werden.

Der Entwurf wurde durch seine Veröffentlichung zur allgemeinen Kritik gestellt und gleichzeitig einer ganzen Reihe von amtlichen Stellen zugesandt. Es ist zu erwarten, daß in einer Reihe von Ländern Deutschlands, u. a. auch in Preußen, auf Grund des Entwurfes ergänzende Baupolizei Bestimmungen herauskommen werden. Die Vorarbeiten hierzu sind im Gange.

Die Richtlinien geben keine Änderung, sondern lediglich eine Ergänzung der in den verschiedenen deutschen Ländern bestehenden amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Stahlhochbauten. Bei den Beratungen wurden, um das Erscheinen nicht zu verzögern und um nur allgemein anerkannte Grundsätze aufzunehmen, verschiedene Einschränkungen getroffen. Brückenbauten sind vorläufig nicht behandelt; die zulässigen Spannungen in den Schweißnähten sind zunächst nur für normalen Flußstahl und die hierfür üblichen Schweißdrähte angegeben. Eine Erhöhung dieser Spannungen bei hochwertigen Stählen und hierzu geeigneten Schweißdrähten, ebenso eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen bei Berücksichtigung gleichzeitiger ungünstigster Kräfteinwirkungen, einer den strengsten Anforderungen genügenden Durchbildung, Berechnung und Ausführung usw. (vgl. z. B. Abschnitt B3 der Preußischen Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. vom 25. Februar 1925) ist von dem vorherigen Nachweis der Güte und Festigkeitsziffern der Schweißung durch Versuche abhängig gemacht.

Aus den oben genannten Gründen und um der Entwicklung Freiheit zu lassen, wurde auch auf die Aufnahme einer Sammlung von Konstruktionsbeispielen verzichtet. Im Laufe der Zeit wird sich der Konstrukteur nicht nur bezüglich der Anschlüsse, sondern auch bezüglich der Querschnittsbemessung und -Ausbildung von Grund aus umstellen — und als Folge hiervon werden, aller Voraussicht nach, auch die Walzwerke neue Profile in ihr Programm aufnehmen müssen. Für die Gurte leichterer Fachwerkbinder wird mit Vorteil ein einfaches parallelstegiges und parallelflanschiges I-Profil Verwendung finden können, das bei geringerem Gewicht und Arbeitsaufwand größere Steifigkeit aufweist als das jetzt schon öfters benutzte durch Halbieren eines IP-Trägers hergestellte. Auch wird der Rohrquerschnitt die ihm zukommende erhöhte Bedeutung erlangen. In Aussicht genommen ist, gegebenenfalls später, als Anhang zu den Richtlinien, eine solche Sammlung von Musterkonstruktionen anzufügen.

Von dem veröffentlichten Entwurf der Richtlinien sind für den entwerfenden Ingenieur besonders wichtig der Abschnitt: Berechnung und zulässige Spannungen, für den ausführenden der Abschnitt: Schweißprüfung.

Die Länge der Schweißnähte ist unter Abzug der nicht tragenden Kraterenden in die Berechnung einzuführen bzw. diese sind bei der Werkstattausführung zuzugeben. Als Dicke der Schweißnaht ist — bei den hauptsächlich verwandten Kehlnähten — nicht etwa ein Anlageschenkel anzunehmen, sondern die Höhe des einbeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks (vgl. Abb. 1). Hierauf ist besonders scharf zu achten, da sich die zugelassenen Spannungen auf dieser Voraussetzung aufbauen.

1) Zeitschrift „Die Elektroschweißung“, 1930, Heft 1.

Hiermit sind alle für den Hauptträger erforderlichen Berechnungen auf eine denkbar einfache Form gebracht. Ähnliches ist ohne Zweifel auch für die Längs- und Querträger möglich, jedoch kann hierauf zur Zeit nicht näher eingegangen werden.

Wird die mittelste Vertikale durch die Belastung beansprucht, so kommt in Gl. 13 und 14 noch das Glied $+\frac{1}{\mu} \frac{h}{E F_{v_m}}$ hinzu.

Die Schweißerprüfung, für die ein einfaches und erprobtes Verfahren angegeben ist, dient gleichzeitig dazu, einen Maßstab für die Güte der laufend in der Werkstatt und auf Montage ausgeführten Schweißungen ohne Zerstörung des Werkstückes zu geben. Zu diesem Zweck soll — außer zu Beginn seiner Tätigkeit — jeder Schweißer in regelmäßigen Abständen solche Probestücke anfertigen, die als Stichproben für die von ihm hergestellten Arbeiten dienen. Die Abmessungen der Probestücke sind so gehalten, daß sie den verschiedenen Materialdicken angepaßt werden und andererseits doch so gering bleiben, daß sie bequem auf jeder kleinen Zerreißmaschine geprüft werden können. — Von dieser Schweißerprüfung zu unterscheiden ist die Güteprüfung von Schweißungen, die auch die Eignung von Material und Schweißdraht nachzuweisen hat.



Abb. 1. Kehlnahtquerschnitte und maßgebende Dicke.

Alles in allem stellen die neuen Richtlinien ein brauchbares Hilfsmittel dar für die Stahlbauindustrie und für die Baupolizeibehörden. Sie sind der erste Schritt zur Schaffung von einheitlichen Baupolizeibestimmungen auf diesem neuen Gebiet, das erst im Anfang einer großen Entwicklung steht.

Der neue Entwurf lautet:

Entwurf.

Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten.

A. Hochbauten.

1. Allgemeines.

a) Diese Richtlinien²⁾ sind als Anhang zu den in den deutschen Ländern bestehenden amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Hochbauten gedacht.

b) Die Voraussetzung für die Anwendung dieser Richtlinien bildet die Ausführung der geschweißten Konstruktionen durch zuverlässige Firmen, die zur Durchführung der Prüfung und Bauüberwachung über Fachingenieure verfügen, welche auf den Gebieten der Statik, des Stahlbaues und der Schweißtechnik besondere Kenntnisse und Erfahrungen besitzen.

c) Die Errichtung geschweißter Konstruktionen bedarf wie die der genieteten der vorherigen Genehmigung der zuständigen Behörde.

2. Werkstoffe.

a) Als Baustoffe sind alle jene zugelassen, die zu genieteten Bauwerken gemäß den amtlichen Bestimmungen und Dinormen verwendet werden, soweit ihre Eignung für die Schweißung feststeht; darüber hinaus solche, deren Eignung für die Schweißung nachgewiesen wird.

b) Die Schweißdrähte sind je nach räumlicher Lage der Schweißnaht (waagrecht, lotrecht, überkopf) so zu wählen, daß sie sich einwandfrei verschweißen lassen.

3. Schweißverfahren.

Lichtbogenschweißung gilt als Regelverfahren, elektrische Widerstandsschweißung und Gasschmelzschweißung können angewendet werden. Die Wahl des Schweißverfahrens und der Schweißgeräte ist dem Unternehmer überlassen.

4. Berechnung und zulässige Spannungen.

a) Jede geschweißte Kraftverbindung ist in ihrer Festigkeit rechnerisch nachzuweisen. Die tatsächlich auszuführenden Maße der Schweißnaht und deren Anordnung sind in der Berechnung und den Zeichnungen anzugeben.

Als Berechnungsgrundlage kann folgende Formel gelten:

$$P = F \cdot \sigma_{zul}$$

wobei

$$F = a \cdot l.$$

2) Hierzu vgl. DIN 1910, 1911, 1912.

Hierin bedeuten:

P die durch die Schweißnaht zu übertragende Kraft,
 F den Bruchquerschnitt,
 a die Dicke der Schweißnaht,
 bei Kehlnaht: die Höhe des einbeschriebenen gleichschenkeligen Dreiecks der Kehlnaht, nicht einen Anlageschenkel (Abb. 2);

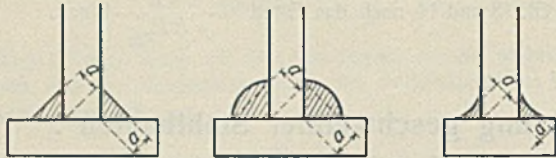


Abb. 2. Dicke von Kehlnähten.

bei Stumpfnah: die Dicke der zu verbindenden Querschnitte, bei verschiedenen Dicken die kleinere (Abb. 3),



Abb. 3. Dicke von Stumpfnähten.

l die Länge der Schweißnaht abzüglich der Kraterenden,
 σ_{zul} die unter c) angegebenen zulässigen Spannungen.

b) Bei Bauteilen, die auf Biegung beansprucht sind, können zur Aufnahme der Schubspannungen unterbrochene Schweißnähte angeordnet werden.

c) Als zulässige Spannungen sind in den Schweißverbindungen anzusetzen:

auf Zug	850 kg/cm ²
„ Druck	1100 „
„ Biegung	850 „
„ Abscherung	750 „

d) Die Zulassung höherer als der unter c) angegebenen zulässigen Spannungen ist an den Nachweis durch Versuche gebunden.

5. Konstruktionen.

Für Konstruktionen, die geschweißt werden sollen, gelten hinsichtlich des Entwurfs, der Formgebung und der Ausführung die gleichen Grundsätze wie bei genieteten Konstruktionen. Die Stabquerschnittsformen und Anschlüsse sind dagegen der Besonderheit der Schweißtechnik anzupassen.

6. Schweißerprüfung.

Die Prüfung soll nicht die Güte des Werkstoffs, sondern die Fähigkeit der am Bau beschäftigten Schweißer nachweisen. Die Probeschweißung soll mit dem Schweißdraht und möglichst auch mit der Maschinenart erfolgen, die der Unternehmer bei der Herstellung des Baues verwendet. Es kann folgende Prüfung verlangt werden:

Kehlschweißung. Es werden zwei Längsbleche senkrecht an ein Querblech angeschweißt, wie Abb. 4 zeigt, so daß im Querschnitt eine Kreuzform entsteht. Die Schweißnähte sind quer zur Walzrichtung zu legen. Die Länge des Stabkreuzes beträgt etwa 300 mm plus Blechdicke s .

Die dem Schweißer vorgeschriebene Nahtdicke a soll 0,6 mal Blechdicke s sein. Die an das Querblech anzuschweißenden beiden Längsbleche sind in ihrer Breite etwa 20 mm geringer als das Querblech zu wählen, so daß an den beiden zurückstehenden Stirnenden die Heftung erfolgen kann. Anfang und Ende der Schweißnaht bleiben beim Heraus-schneiden der Streifenkreuze außer acht. Von den vier Kehlnähten sind zwei (1 und 2) in waagerechter Richtung, und zwar bei lotrechter und waagerechter Lage der Bleche, und zwei (3 und 4) in lotrechter Richtung zu verschweißen.

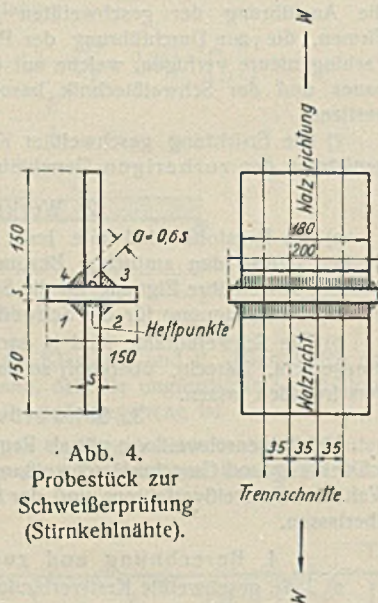


Abb. 4. Probestück zur Schweißerprüfung (Stirnkehlnähte).

Aus diesem kreuzförmig verschweißten Blechgebilde werden drei Streifenkreuze von je etwa 35 mm Breite kalt herausgeschnitten und in der Prüfmaschine in Richtung $W-W$ zerrissen. Hierbei muß die Bruchlast, bezogen auf die Einheit des unter Ziffer 4a angegebenen Querschnitts F , mindestens 30 kg/mm² ergeben. Andernfalls ist der Schweißer zurückzuweisen.

Kommen an einem Bauwerk Überkopfschweißungen vor, so kann verlangt werden, daß zwei Nähte des Probestückes überkopf geschweißt werden.

7. Güteprüfung von Schweißungen.

Es können folgende Prüfungen verlangt werden:

- a) Prüfung einer Stirnkehlschweißung wie unter Ziffer 6.
- b) Prüfung einer Flankenkehlschweißung:

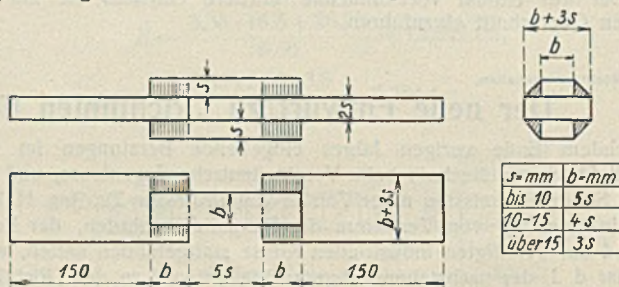


Abb. 5. Probestück zur Schweißungsprüfung (Flankenkehlnähte).

Es werden vier Flacheisen oder Blechstreifen entsprechend der Profildicke der Bauteile nach Abb. 5 durch Flankenkehlnähte in waagerechter oder senkrechter Richtung zu einem Probestück zusammengeschweißt. Die Länge der Nähte ist ungefähr gleich der Breite der Laschen auszuführen. Hierbei muß der Bruchquerschnitt eine Scherfestigkeit von mindestens 24 kg/mm² ergeben.

c) Prüfung einer Stumpfschweißung:

Es werden zwei Bleche von je 6 oder 12 mm Dicke entsprechend der Profildicke der Bauteile durch V- oder X-Nähte nach Abb. 6 zu einem Probestück zusammengeschweißt. Die Kanten der Einschweißfurchen sollen einen Winkel von mindestens 60° bilden.

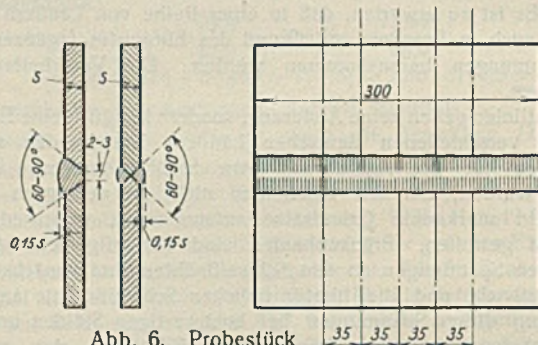


Abb. 6. Probestück zur Schweißungsprüfung (Stumpfnähte).

Die Probestücke können einem Zug- oder Biegeversuch nach DIN 1605 unterworfen werden.

Bei dem Zugversuch muß eine Festigkeit von mindestens 30 kg/mm² erreicht werden.

Bei dem Biegeversuch an Blechen bis zu 20 mm Dicke ist ein Biegestempel von zweifacher Blechdicke mit einem Abrundungsradius von Blechstärke genau auf die Mitte der Naht aufzusetzen, und zwar bei V-Nähten auf die Scheitelseite der Naht; die Scheitelschweißnaht ist

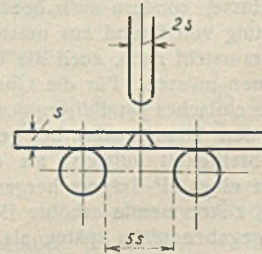


Abb. 7. Vorrichtung für den Biegeversuch.

vorher zu ebnet. Der lichte Abstand der Auflagerrollen beträgt 5s (Abb. 7). Die Versuche sollen sich im allgemeinen auf Bleche von 6 und 12 mm Dicke beschränken.

Die Probe soll sich bis zum ersten Anriß um mindestens 60° biegen lassen.

8. Aufstellung.

a) Die Lage der Schweißverbindungen, die auf der Baustelle herzustellen sind, muß schon in der Werkstatt an den einzelnen Bauteilen angezeichnet werden. Als Richtlinien für das Verschweißen auf der Baustelle haben zu gelten: Heftschiessen dürfen nur in spannungslosem Zustand gesetzt werden; Zusammenzwängen einzelner Teile ist unzulässig;

Klammern und Schraubstöcke dienen nur dazu, gegenseitige Verschiebung der Bauteile zu hindern, solange die Schweißarbeit nicht beendet ist.

Alle Oberflächen, die geschweißt werden sollen, müssen frei von Rost, Zunder, Öl, Farbe und Schmutz sein.

b) Bei Schweißarbeiten auf der Baustelle ist für geeignete Einrichtungen zur Gewährleistung guter Schweißungen zu sorgen. Außerdem sind die Schweißarbeiten durch Fachingenieure zu überwachen.

9. Abnahme.

Zur Abnahme, die den zuständigen Behörden vorbehalten bleibt, sind sämtliche Schweißverbindungen gut zugänglich zu halten. Die in der Werkstatt ausgeführten Schweißverbindungen dürfen vor Verlassen der Werkstatt gestrichen werden.

Die Art der Prüfung der Schweißverbindungen am Bauwerk bleibt dem Ermessen der prüfenden Behörde vorbehalten.

Verschiedenes.

Montagehalle. Das Gebäude, das von einem Laufkran von 180 t Tragfähigkeit bestrichen wird, dient zur Montage außerordentlich schwerer Maschinen. Die Länge des Gebäudes beträgt 32,2 m (im Lichten 31,7 m), die Breite 13,654 m (im Lichten 13,15 m) und die Traufhöhe 18,0 m. Im Querschnitt stehen in Abständen von 6 m Bogenbinder (s. Grundriß Abb. 1). In der Längsrichtung wird das Gebäude gegen Wind und die Bremskräfte des Krans durch Halbportale nach Längsrichtung Abb. 1 ausgesteift. Die Dacheindeckung besteht aus armlertem Bimsbeton mit Vouten an den Pfetten. Das Fachwerk der Wände ist nach außen nicht sichtbar; es ist durch die 1-Stein starken Außenmauern verdeckt.

zudem durch zwei aufgenietete Winkel 100·65·11 verstärkt. Oberhalb der Kranträger sind die eingezogenen, nunmehr parallel verlaufenden Pfosten auf Manneshöhe in den Wänden durchbrochen, um den freien Durchgang über den in Kranschienenhöhe liegenden Laufsteg zu ermöglichen. Der Laufsteg ist mit gelochtem Blech abgedeckt und mit Geländer versehen (Abb. 4, Schnitt a—a). Unmittelbar an den Laufsteg schließt der Bremsträger an, der aus einem unter der Kranschiene liegenden Stehblech 660·15 besteht, das durch einen Winkel 80·80·8 gesäumt ist. Die Kranträger sind als Blechträger ausgebildet. Der hohe Raddruck bedingt das verhältnismäßig dicke Stehblech und die enge

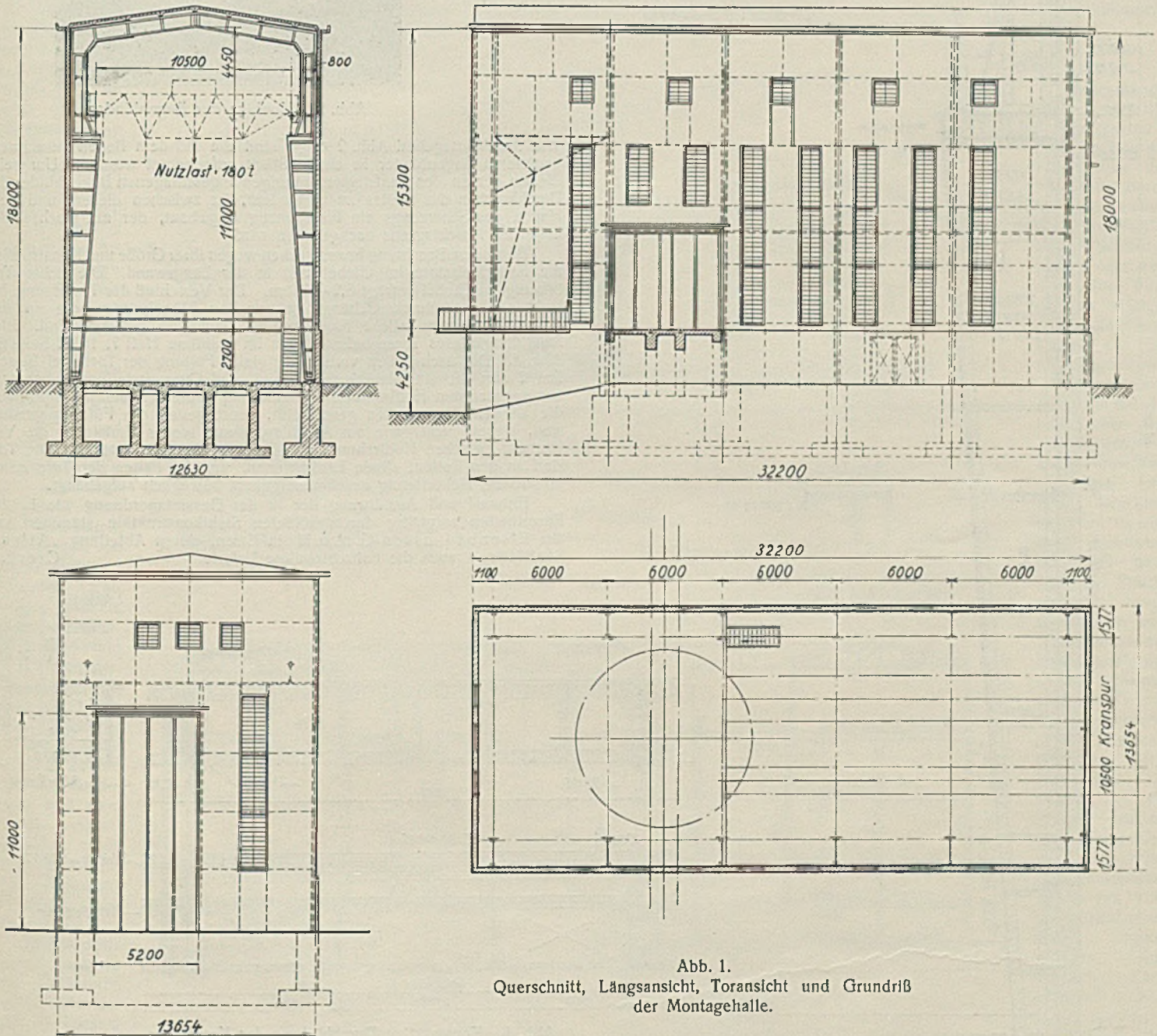


Abb. 1. Querschnitt, Längsansicht, Toransicht und Grundriß der Montagehalle.

Der Querschnitt Abb. 1 und das Montagebild Abb. 2 zeigen, daß Linienführung und Breitenabmessungen der Bogenbinder gute Abmessungsverhältnisse aufweisen. Vom Fußgelenk bis zum Kranträgerauflager laufen die aus einem Stehblech und 4 Winkeln 150·150·13 bestehenden Stützpfosten (Abb. 3) einseitig schräg zu. In Höhe des Torsturzes in der Längswand (Abb. 4, Schnitt a—a) sind sie durch Horizontalträger gegen seitliches Ausknicken gesichert. Die Wandung unter dem Kranträger ist

Teilung der Aussteifungswinkel, die im Feld oben und an den Auflagern beiderseits eingepaßt sind. Die an den Kanten gebrochene Flachstahlschiene 120·50 ist auf das vorerwähnte waagerechte Stehblech versenkt genietet. Die Binderriegel bestehen aus Stehblechen 750·10 und 4 Winkeln 150·100·10 (Abb. 3). Gegen seitliches Ausknicken ist der Untergurt durch Kopfbänder an den Pfetten gesichert (Abb. 3, Schnitt b—b). Der Firstpunkt ist mit Rücksicht auf einfache Montage fest vernietet.

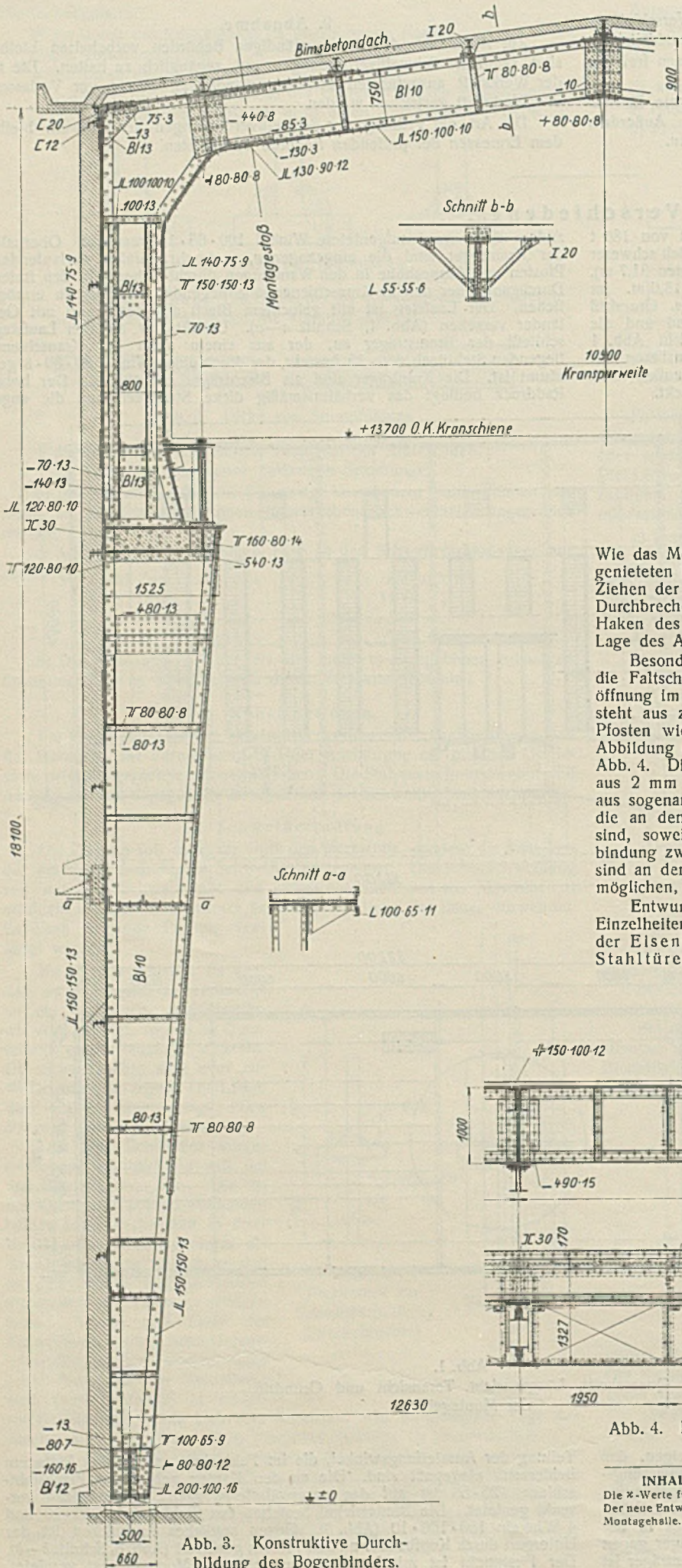


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung des Bogenbinders.

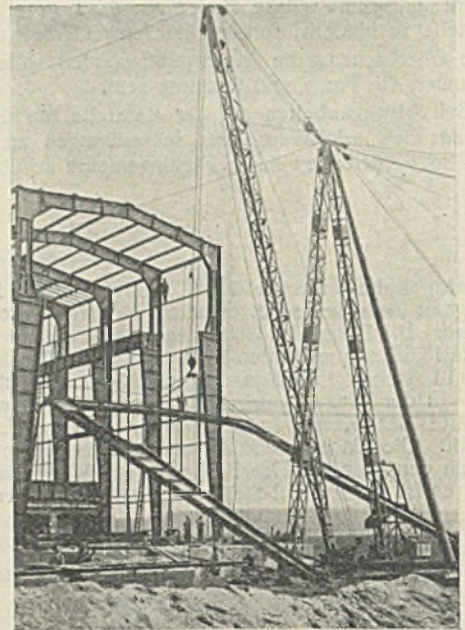


Abb. 2. Montage der Bogenbinder.

Wie das Montagebild Abb. 2 zeigt, sind die auf dem Boden zusammen-genieteten Bogenbinder in einem Stück aufgerichtet worden. Um beim Ziehen der an den Laufstegaussparungen angeschlagenen Bogenbinder das Durchbrechen des Firstes zu verhindern, ist zwischen diesem und dem Haken des Scherzeugs ein Flaschenzug eingebaut, der mit wechselnder Lage des Anschlagseils nachgezogen wird.

Besondere Beachtung beanspruchen wegen ihrer Größe und Konstruktion die Faltschiebeteure im Giebel und in der Längswand. Die lichte Toröffnung im Giebel beträgt 5,2 · 11,0 m. Der Verschluß der Toröffnung besteht aus zwei durch Gehänge gekuppelten Flügelpaaren, die an den Pfosten wie gewöhnliche Flügeltore in Gehängen gelagert sind. Eine Abbildung dieses Tores befindet sich im Stahlbau Heft 7, 1930, Seite 82, Abb. 4. Die nach außen vollständig glatte Füllung der Torflügel besteht aus 2 mm dickem Stahlblech. Zargen und Queraussteifungen bestehen aus sogenannten Hohlrahmen (kastenförmig gepreßten Stahlblechprofilen), die an den Zargenecken geschweißt, sonst gegen die Füllung genietet sind, soweit nicht, wie am Anschlag, durch bloßes Umkanten die Verbindung zwischen Hohlrahmen und Füllung die einfachste ist. Die Tore sind an den Rollen, deren Laufschiene, um das Falten der Tore zu ermöglichen, fächerförmig auseinandergehen, beweglich aufgehängt.

Entwurf und Ausführung der in der Gesamtanordnung wie in den Einzelheiten sorgfältig durchgebildeten Stahlkonstruktion stammen von der Eisenbau Essen G.m.b.H. in Essen, deren Abteilung „Atlas“-Stahltüren auch die Faltschiebeteure lieferte. Czech.

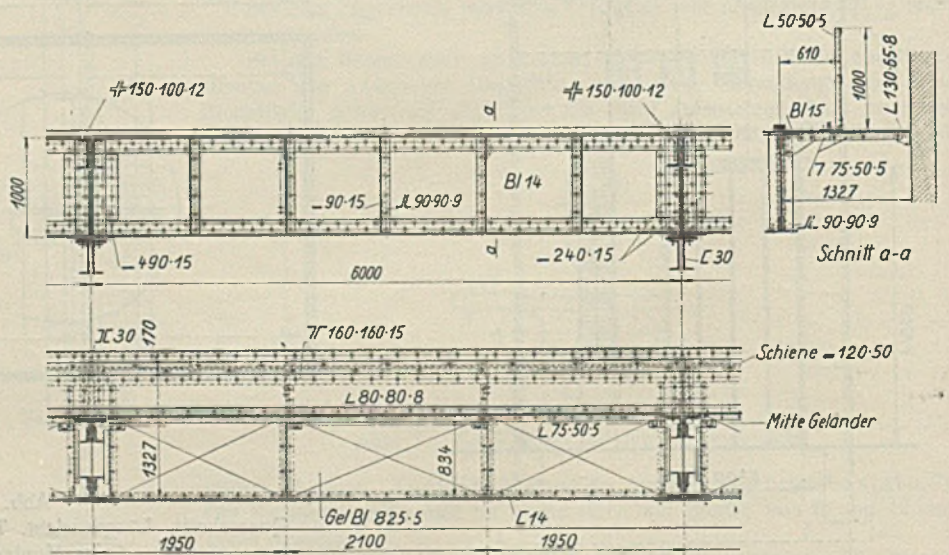


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Kranträger.

INHALT: Stahlskelettbau des neuen Umspannwerks „Scharnhorst“ der Bewag zu Berlin. — Die α -Werte für die Berechnung der Momente und Querkkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072. — Der neue Entwurf zu „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“. — Verschiedenes Montagesalle.