

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau“ 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang

BERLIN, 10. August 1928

Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Die stählerne Rippenkuppel des Wiesbadener Staatstheaters.

Nach Mitteilungen der M. A. N. Werk Gustavsburg.

Die Wiederherstellung der Kuppel des Staatstheaters zu Wiesbaden in Stahl und die Gründe für die Wahl dieses Baustoffes erscheinen so bemerkenswert und ihre Kenntnis für ähnliche Fälle so wichtig, daß im folgenden kurz darauf eingegangen sei:

Beim Brand des Wiesbadener Staatstheaters im Jahre 1923 brachen, wie bekannt, die aus leichtem Stahlfachwerk bestehenden Dachbinder, an welchen auch Schnür- und Rollenboden angehängt waren, infolge der starken Hitze zusammen und stürzten auf die Bühne herab. Es war deshalb beim Wiederaufbau Gegenstand ernster Prüfung, ob nicht bei Anwendung eines anderen Baustoffes — wie z. B. Eisenbeton — die Gefahr einer künftigen Katastrophe beseitigt oder wesentlich verringert werden könnte. Eingehende Ermittlungen ergaben jedoch, daß es grundsätzlich nicht gerechtfertigt war, zur Wahl eines anderen Baustoffes für die Kuppel überzugehen.

in Betracht gekommen, die jedoch gegenüber der geplanten Stahlkonstruktion keine Vorteile geboten hätte. Diese bot die Gewähr, daß ihr Gerippe auch unter denkbar ungünstigsten Verhältnissen standhalten wird, also keine gefährlichen Knickvorgänge und Deformationen infolge leichter Gitterstäbe oder Abhängigkeit von leichten Zugbändern eintreten können. Die Binder sind zu diesem Zweck in vollwandigen kräftigen Querschnitten ausgeführt und so bemessen, daß sie auch ohne Zugbänder standfest bleiben, daß also das Dachgerippe bestehen bleibt, selbst wenn durch irgend eine Ursache der Schnür- und Rollenboden seine Tragfähigkeit verlieren würde. Diese Bedingung wurde für sehr wichtig erachtet und mit der vorgesehenen Konstruktion erfüllt.

Der vollwandige Querschnitt der Binder ist als meterhoher Breitflanschträger mit 500 mm breiten und 40 mm dicken Flanschen bemessen.

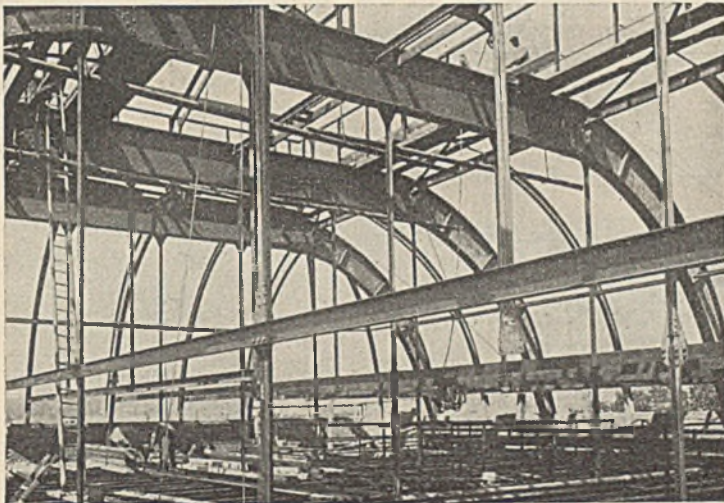


Abb. 1.

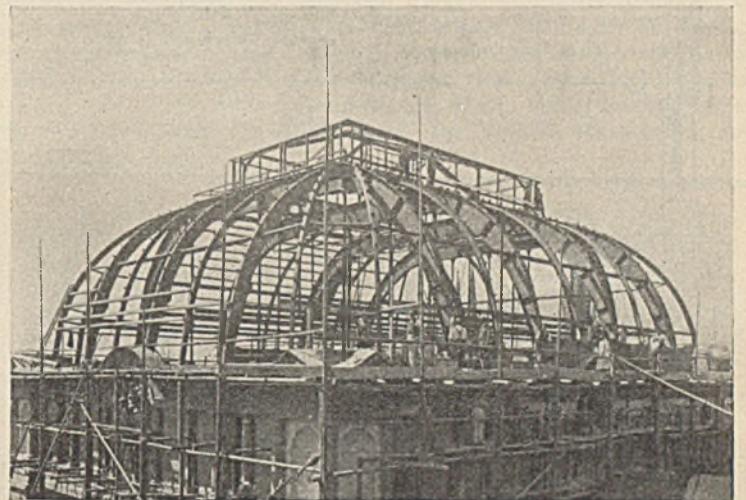


Abb. 2.

Zunächst war zu berücksichtigen, daß ein großer Teil der Innenkonstruktion, der Rollen- und Schnürboden, die Arbeitsgalerien, ohnehin in Stahl zu belassen waren. Dann ergab sich klar, daß die Ursache des Einstürzens jedenfalls nicht darin lag, daß wesentliche Teile der Dachkonstruktion durch die Hitze ihre Festigkeit verloren hatten, daß vielmehr z. B. auf Biegung beanspruchte Tragglieder mit ungeschützten Flanschen durchaus tragfähig geblieben sind auch unter fraglos starker Feuereinwirkung. Mit größter Wahrscheinlichkeit ist der Einsturz darauf zurückzuführen, daß plötzlich angestiegener, also explosionsartiger Innendruck mit Stichflammenbildung Knickvorgänge in einzelnen Gitterstäben der Binderkonstruktion veranlaßte, vielleicht derartige Einwirkungen auch in den langen Zugbändern eintraten.

Es zeigte sich also, daß nicht der Stahl an sich als Baustoff bedenklich war, sondern es erwuchs nur die Aufgabe, eine für jede mögliche Einwirkung am meisten gesicherte Stahlkonstruktion zu wählen: Daß Eisenbeton gegenüber der letzteren den Vorzug verdient, muß in bezug auf explosionsartige Wirkungen bestritten werden, wie die Erfahrungen bei der Katastrophe in Oppau beweisen. Ob gegen plötzliche Stichflammenwirkung Eisenbeton unversehrt standhält und sich nicht andere nachteilige Wirkungen auslösen, darüber lagen sichere Erfahrungen damals nicht vor. Der Sarotti-Brand hat z. B. doch recht eigenartige Erscheinungen bei Eisenbeton gezeigt, und eine herabstürzende Betonkuppel würde natürlich noch ganz andere Verheerungen veranlassen, als sie damals in Wiesbaden auftraten. Es wäre allenfalls nur eine Rippenkuppel in Eisenbeton

Eine Umkleidung der Binderunterflanschen mit Rabitz wäre ohne Schwierigkeit möglich gewesen, wurde jedoch nicht für notwendig erachtet.

Der allgemeine Vorteil stählerner Dachkonstruktionen für Bühnenhäuser besteht darin, daß der Raum oberhalb des Schnürbodens zur Unterbringung der vielen Seilrollen nebst Seilen sowie sonstigen maschinellen Einrichtungen stets sehr beschränkt ist, so daß einem Baustoff, der den geringsten Raum wegnimmt, also dem Baustahl, der Vorzug einzuräumen ist. Auch kommt es häufig vor, daß nachträglich noch Rollen und ganze Antriebe eingebaut werden müssen, was sich bei Eisenbetonbindern kaum oder nur recht schwierig und kostspielig durchführen läßt. Bei neuen Bühnenhäusern werden, da die Zuschauer und das Bühnenpersonal durch den bei einem Brand entstehenden Rauch mehr gefährdet sind als durch Feuer, große Rauchabzugsvorrichtungen in das Dach eingebaut. Diese verhältnismäßig sehr großen Flächen (beim Staatstheater Wiesbaden 75 m²) müssen sich, wenn sie ihren Zweck erfüllen sollen, sehr rasch öffnen (in Wiesbaden in 15 Sekunden) und gegebenenfalls auch wieder schließen lassen. Hierzu sind kräftige Vorrichtungen erforderlich und Erschütterungen der Dachkonstruktion unvermeidlich, die eine solche aus Stahl sehr viel leichter erträgt als Eisenbeton. In Wiesbaden kam noch besonders hinzu die Notwendigkeit rascher Wiederherstellung und die Vermeidung übermäßiger Belastungen des stehengebliebenen Mauerwerks. Die Ausführung in Stahl verbürgte beides. Sie konnte — in der Hauptsache — mit verfügbarem Walzmaterial als-

bald in Angriff genommen werden, so daß, als das Baugerüst aufgestellt war, sogleich mit dem Einbau fertiger Konstruktionsteile begonnen werden konnte. Die Hauptarbeit bei Eisenbetonkonstruktionen hätte am Bau geleistet werden müssen, während die Baustellenarbeit beim Stahlbau auf ein Kleinstmaß beschränkt bleibt.

Abgesehen von Störungen und u. U. weitgehenden Verzögerungen durch die Witterung war dieser Umstand auch bei der damaligen steigenden Lohntendenz für die Kostenfrage wesentlich, zumal erfahrungsgemäß gerade solche Arbeiten, die terminswichtig sind, großen

Anreiz zur Stellung von Forderungen der Arbeiter und Herbeiführung von Zwangslagen bieten.

Nicht unerwähnt darf schließlich die Frage von Schall- und Geräuschercheinungen bleiben. Man hat hier bei Eisenbetonkonstruktionen jedenfalls noch keine sicheren Erfahrungen, ihre größere Schallübertragung ist hinreichend bekannt.

Abb. 1 zeigt Einzelheiten der Stahlkonstruktion, Abb. 2 die fast vollendete Kuppel. Die Ausführung erfolgte durch die M. A. N. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg) Werk Gustavsburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Braunkohlen-Brikettlagerhalle Karlsruhe-Rheinhafen.

Von Oberingenieur Ludwig Wolff, Kaiserslautern.

Durch den steigenden Absatz an Braunkohlen-Briketts in Süddeutschland und die Notwendigkeit, deren Versand jederzeit unabhängig von der durch den wechselnden Wasserstand des Rheines bedingten schwankenden Zufuhr vorzunehmen, sah sich das Rheinische Braunkohlen-Syndikat in Köln veranlaßt, außer den schon bestehenden älteren Lagern

Die Ausbildung der Dachkonstruktion erfolgt in der Weise, daß im Abstand von 16,40 m Hauptbinder angeordnet wurden, zwischen denen auf besonderen, durchgehenden Längsträgern noch Zwischenbinder im halben Abstand sich befinden. Die Anordnung der Haupt- und Zwischenbinder ist auf Abb. 1 u. 2 ersichtlich. Die Dacheindeckung besteht aus

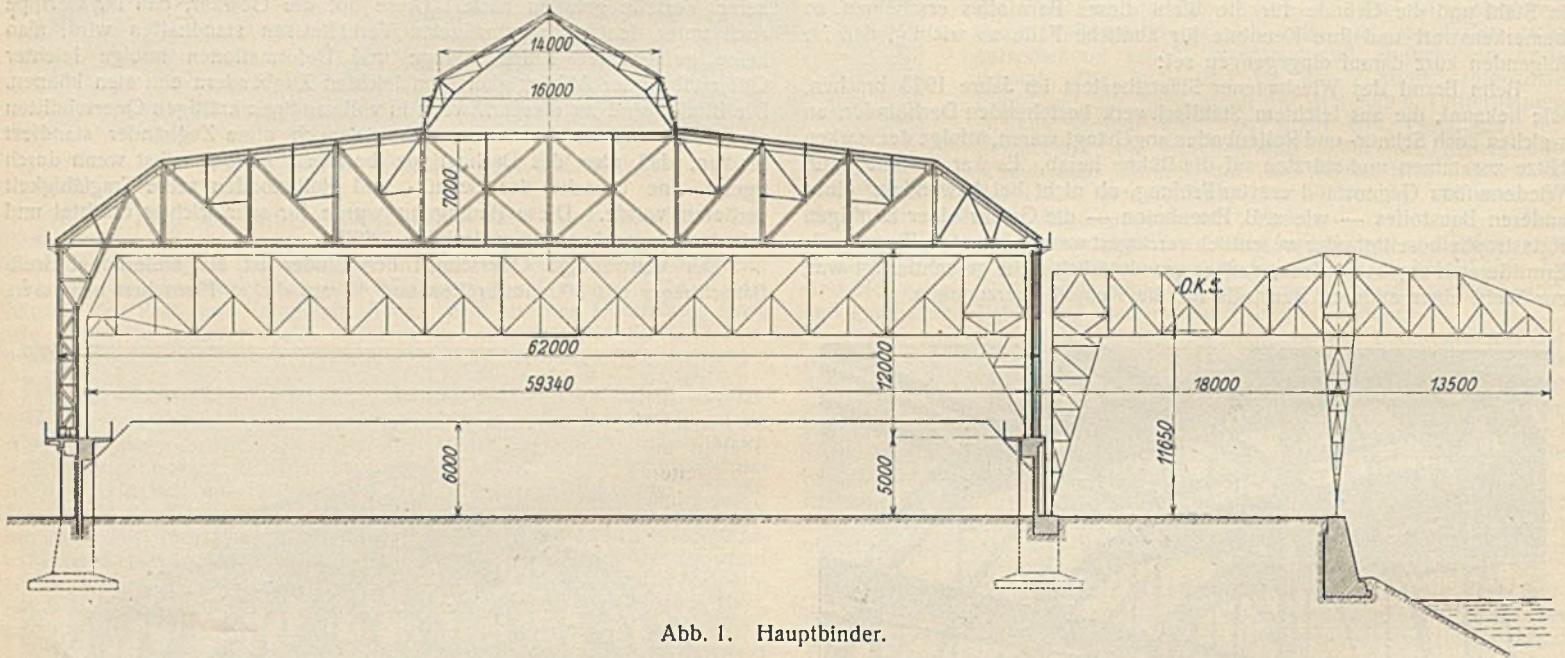


Abb. 1. Hauptbinder.

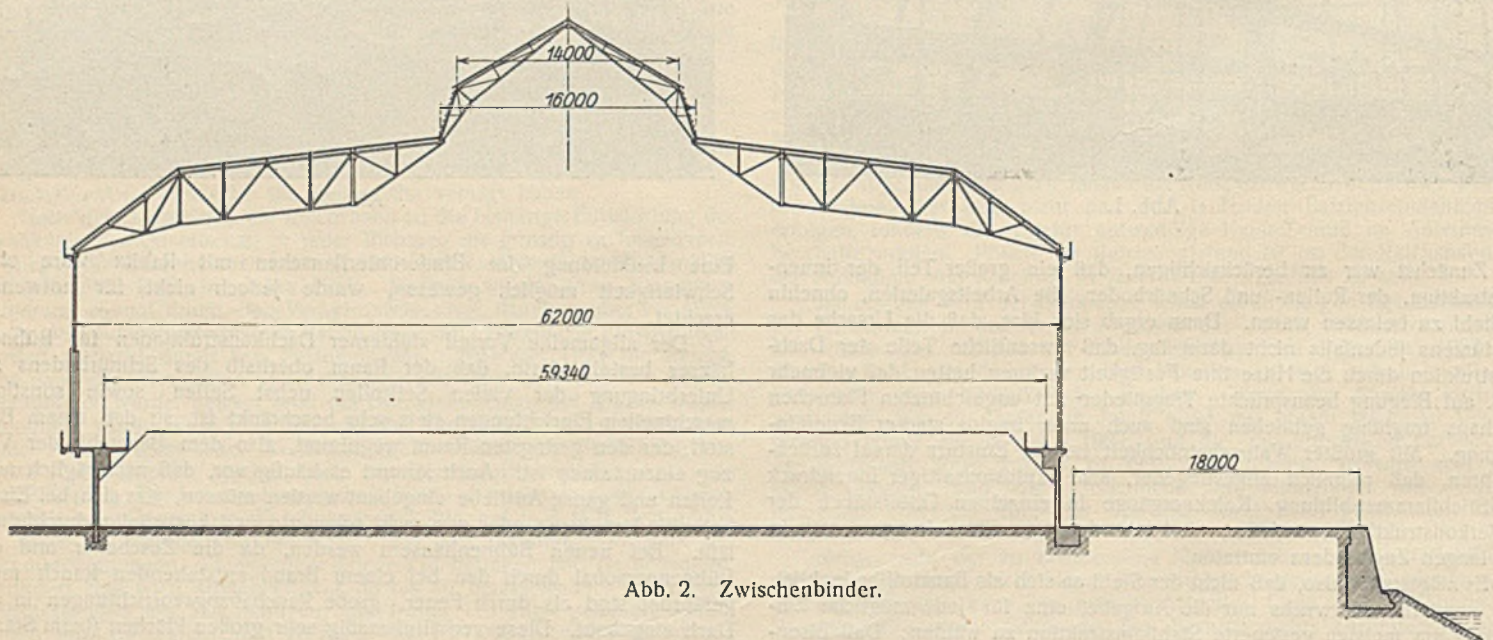


Abb. 2. Zwischenbinder.

am Oberrhein ein großes und nach den neuesten Erfahrungen ausgerüstetes Lager im Hafen von Karlsruhe einzurichten.

Um die Einflüsse lange anhaltender schlechter Witterung auszuschalten und um die gefällige Form der Briketts zu erhalten, entschloß sich der Bauherr zur gedeckten Lagerung in einer Halle. Diese sollte eine Grundfläche von 200×62 m bedecken und eine durch keinerlei Stützen behinderte freie Bestreichung der Lagerfläche durch die Laufkrane gestatten. Es wurde demnach eine vollkommen stützenfreie Anordnung gewählt.

Bimsbetondielen mit einer doppelten Lage von Dachpappe. Die Belichtung der Halle erfolgt durch einen durchgehenden Glasdachreiter von 16 m Stützweite. Die Wandkonstruktion ist in ihrem unteren Teile bis auf 5 m Höhe mit Rücksicht auf den seitlichen Druck des Lagergutes als Eisenbetonwand ausgebildet, der darüberliegende Teil als Eisenfachwerk mit $\frac{1}{2}$ Stein starker Ausmauerung. Die Ausbildung der Stützen erfolgte in der Weise, daß auf der dem Hafenbecken zugewandten Seite Pendelstützen, auf der anderen Seite feste Stützen vorgesehen wurden. Die Anordnung der Pendelstützen geschah mit Rücksicht

auf den beschränkten Raum, da auf dieser Seite ein Übergang der Laufkatze von dem außenfahrenden Portalkran auf den innenfahrenden Laufkran möglich sein muß. Um mit Rücksicht auf die große Länge der Halle eine Ausdehnung der Längswände infolge Temperaturschwankungen zu ermöglichen, wurden die mittleren Stützen in der Richtung der Längswand steif, die äußeren Stützen dagegen elastisch ausgebildet. Da eine Verlängerung der Halle um ein Mehrfaches ins Auge gefaßt war, mußte die eine Giebelwand als provisorische Wand ausgebildet werden. Das

Greifers etwa 1,5 t beträgt, kann bei jedem Spiel 2,5 t Kohle befördert werden. Die Anzahl der Spiele beträgt je nach Laufweg der Katze 30 bis 40 je Stunde, so daß sich eine mittlere Leistungsfähigkeit der drei Umschlagseinheiten von zusammen 225 bis 300 t je Stunde ergibt. Außer der Möglichkeit, die Briketts zur Lagerung in die Halle zu befördern, ist auch ein direkter Umschlag vom Schiff auf die Eisenbahn vorgesehen, wobei der letztgenannte Wert der Leistung der Anlage noch überschritten wird.

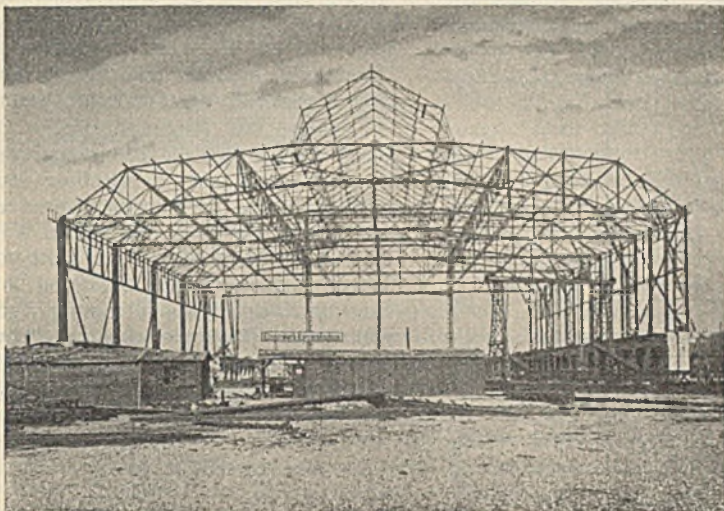


Abb. 3. Zusammenbau.

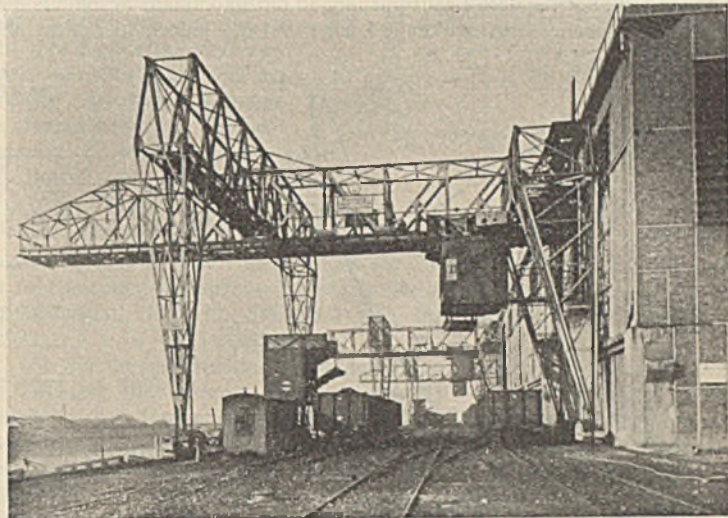


Abb. 4. Ansicht der Krananlage.

Dach erhielt an dieser Seite einen senkrechten Abschluß, während es auf der anderen Seite abgewalmt ist. Für ausreichende Belüftung der Halle ist durch Anordnung von Glasjalousien in den Wänden und von feststehenden Jalousien aus verzinktem Eisenblech unter dem Oberlicht Sorge getragen. Auf der Wasserseite ist der ganze Raum mit etwa 16 m Lichtweite zwischen den Stützen als Torkonstruktion ausgeführt. Die Anordnung der vier Schiebetore ist so getroffen, daß an jeder Stelle eine Öffnung von 8 m freigegeben werden kann. Auf der gegenüberliegenden

Die Montage (Abb. 3) erfolgte in der Weise, daß die Stützen mit besonderen Schwenkmasten aufgestellt wurden. Der erste Binder wurde an eisernen Masten hochgezogen und bis zum Aufbringen des zweiten Binders festgehalten. Das Hochziehen des zweiten Binders erfolgte mit einem fahrbaren Portalgerüst mit Auslegermasten. Nach Aufbringen der Platten und der Verbände zwischen den beiden ersten Bindern konnte die weitere Montage der Binder durch das fahrbare Portalgerüst ohne Schwierigkeit erfolgen.

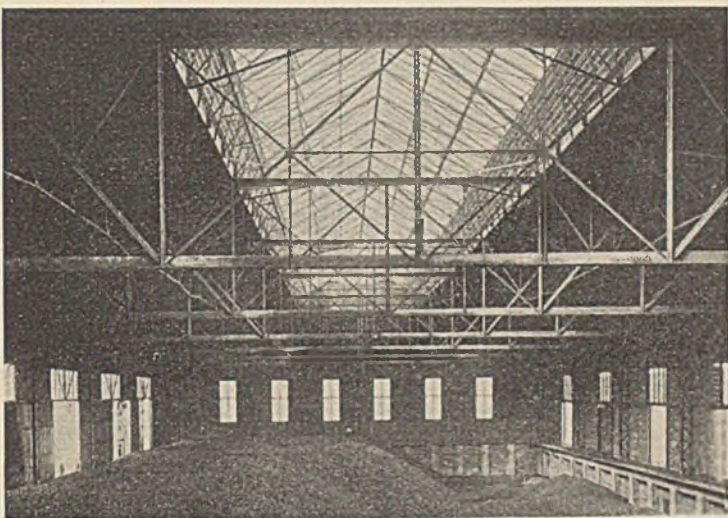


Abb. 5. Innenansicht.

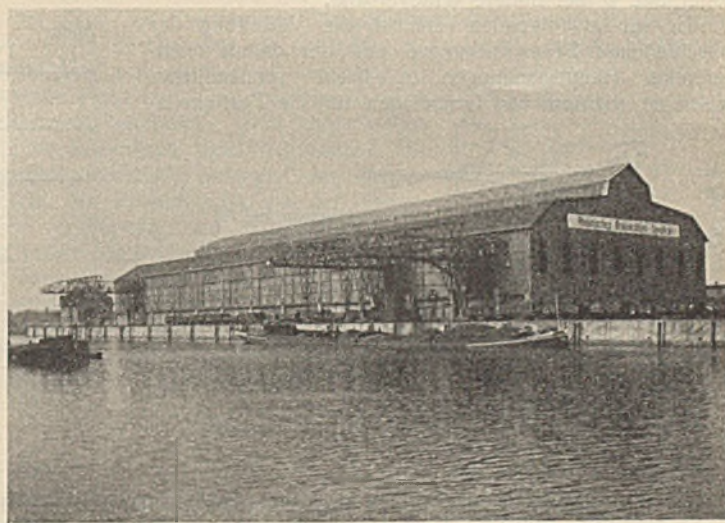


Abb. 6. Außenansicht von der Wasserseite.

Seite befindet sich in jedem Feld zwischen den Stützen ein Tor von 5 m l. W., um auch dort Briketts auf Eisenbahnwagen oder Straßenfahrzeuge verladen zu können.

Die Kranrüstung bestand ursprünglich aus zwei Portalkranen von 18 m Stützweite zwischen Halle und Hafenbecken und zwei Laufkränen von 59,34 m Stützweite innerhalb der Halle, zu denen später ein weiterer Portalkran und ein weiterer Laufkran in gleicher Ausführung kam. Die maschinelle Ausrüstung besteht also heute aus drei Umschlagseinheiten mit je einer Außen- und einer Innenbrücke mit untenhängender Drehlaufkatze. Die Laufkatzen fahren zwischen den Untergurten der Kranbrücken und besitzen eine Tragfähigkeit von je 4 t. Da das Gewicht des

Der Entwurf der Gesamtanlage erfolgte durch den Bauherrn, das Rheinische Braunkohlen-Syndikat in Köln, der Entwurf, die Ausführung und die Montage der Eisenkonstruktion durch die Firma Eisenwerk Kaiserslautern. Die Lieferung der Krananlage (Abb. 4) erfolgte durch die Firma Mohr & Federhaff, Mannheim, wobei die Lieferung der Kranbrücken ebenfalls durch die Firma Eisenwerk Kaiserslautern geschah. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion der Lagerhalle betrug etwa 920 t, das der Kranbrücken 370 t.

Abb. 5 zeigt das Innere der Halle, Abb. 6 eine Außenaufnahme der Gesamtanlage, die sich in jahrelanger, ununterbrochen starker Beanspruchung aufs beste bewährt hat.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Berechnung und Ausbildung versteifter Blechwände.

Von Dr.-Ing. Adolf Eggenschwyler, Zürich.

Die bei Eisenwasserbauten vorkommenden Blechwände sind in der Regel durch einen Rost von Längs-, Quer- und Hauptträgern unterstützt und deshalb beansprucht als durchlaufende biegegesteifte Platte und als Bestandteil ihrer Versteifungsträger, mit denen sie infolge der durchgehenden Vernietung biegegesteifte Verbundquerschnitte bilden. Es können auch noch andere Beanspruchungen hinzukommen, besonders durch in der Wandebene selbst wirkende Lasten, auf die jedoch hier nicht näher

sind als die Momente M_{lmax} in der Mitte der langen Seiten. Diese Berechnungsweise liefert auch zuverlässigere Werte als die alten Bachschen Faustformeln, die die Abminderung der Höchstwerte infolge der Auflagerung der kurzen Felderseiten zu günstig beurteilen.

Zu beachten ist aber vor allem, daß die Biegespannungen über den Längsträgern durchaus nicht gleich sind, wie bei schneidenerförmiger Auflagerung, sondern in hohem Maße davon abhängig, ob die Versteifungsträger I-, U-, Z- oder winkelförmigen Querschnitt besitzen und auf der Luft- oder Wasserseite der Stauwand liegen.¹⁾

Infolge der Biegegesteifigkeit der Wand werden sich die Längsträger nicht verdrehen und nur in Richtung senkrecht zur Wand auf Biegung beansprucht sein können mit einer parallel zur Wand liegenden Neutralachse $n-n$. Die vom Träger aufzunehmende Belastung muß dann durch den Schubmittelpunkt B des wirksamen Trägerquerschnittes gehen, der z. B. bei U-Eisen auf der Rückseite des Steges liegt und sich nach Abb. 4 aus dem Winkel

$$\alpha = \arctg \left(\frac{J_{xy}}{J_x} \right)$$

ergibt, wobei J_{xy} das Zentrifugalmoment des hinteren Flansches in bezug auf Stegebene und Neutralachse und J_x das Trägheitsmoment des ganzen wirksamen Trägerquerschnittes in bezug auf die

$n-n$ -Achse bedeutet. Zum wirksamen Trägerquerschnitt gehört außer dem Versteifungsträger selbst noch ein bestimmter mitwirkender Streifen der Blechwand, über dessen Breite im nächsten Abschnitt die Rede sein wird.

Die theoretische Spitze A der Momentenlinie liegt über dem Schubmittelpunkt B . Da aber die Auflagerdrücke nur durch die Zugfestigkeit

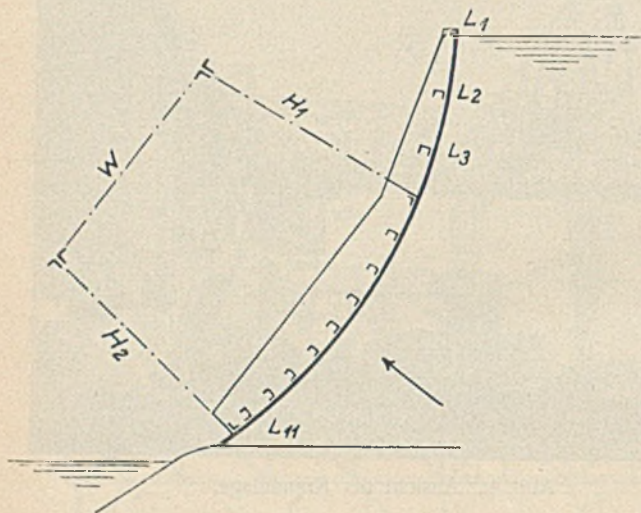


Abb. 1.

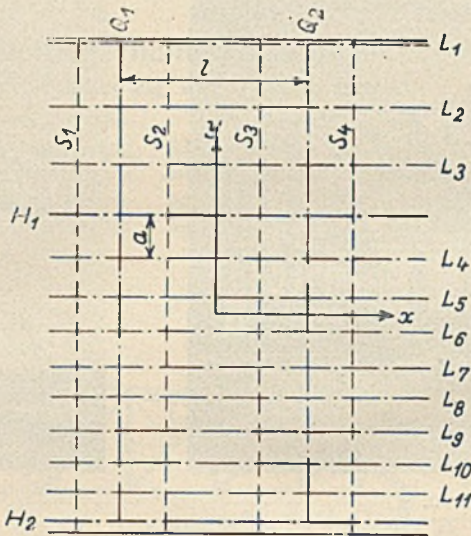


Abb. 2.

eingegangen werden soll, weil die Verteilung dieser Lasten von Fall zu Fall sehr verschieden ist und die Bestimmung der Beanspruchungen im allgemeinen keine besonderen Schwierigkeiten macht, sobald die Lasten bekannt sind.

Abb. 1 und 2 stellen als Beispiel die Stauwand einer Segmentschütze dar. S_1, S_2 usw. sind Stöße der einzelnen Blechtafeln, L_1-L_{11} Längsträger, Q_1 und Q_2 Querträger, H_1 und H_2 die Hauptträger und W der hintere Windverband.

Es sei im folgenden versucht, die Verteilung der verschiedenen Beanspruchungen und der daraus resultierenden Hauptspannungen in leicht verständlicher Weise zu erläutern und Grundlagen für die Festigkeits-

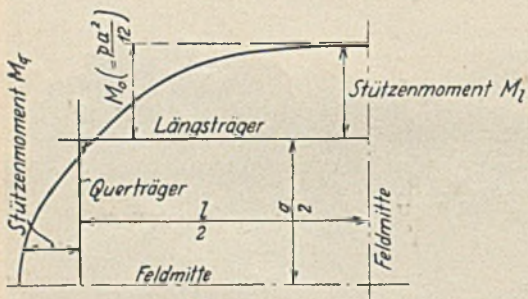
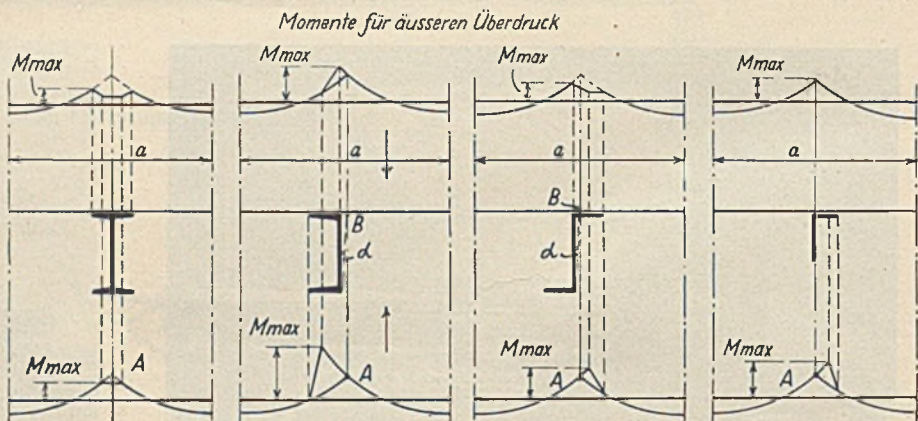


Abb. 3.



Momente für inneren Überdruck

Abb. 4.

berechnung anzugeben, die an die mathematischen Kenntnisse und den Zeitaufwand des Konstrukteurs keine großen Anforderungen stellen und doch ein sicheres und durchaus wirtschaftliches Konstruieren ermöglichen.

I. Plattenbeanspruchungen.

Es empfiehlt sich, die Längsträger nicht zu klein zu wählen, so daß die einzelnen Felder der Blechwand mindestens etwa viermal so lang werden wie breit. Die größten Plattenbeanspruchungen treten über den Rippen auf und sind dort nach den neueren Plattentheorien von Ritz, Nadai, Markus usw. ungefähr nach Abb. 3 verteilt. Die im mittleren Teil der Längsseiten auftretenden Höchstwerte nähern sich mit wachsender Feldlänge sehr rasch dem Einspannungsmoment M_0 der unendlich langen Platte — schon bei einem Seitenverhältnis von 2:1 beträgt der Unterschied kaum mehr 4% —, so daß man unbedenklich auf die komplizierten und schwer verständlichen Plattentheorien verzichten und das Blech als kontinuierlichen Träger auffassen kann, der lediglich durch die Längsträger unterstützt ist, sich aber daran erinnern wird, daß auch in der Längsrichtung der Wand Plattenbeanspruchungen auftreten, deren Höchstwerte M_{qmax} in der Mitte der kurzen Felderseiten um etwa 30% kleiner

der Nieten oder durch Drücke auf die Kanten des Trägerflansches aufgenommen werden können, so ergeben sich über den Längsträgern die in Abb. 4 gezeichneten Abweichungen von der Momentenlinie bei schneidenerförmiger Auflagerung. Die Lage der Nulllinie folgt jeweils aus der Bedingung, daß, gleichmäßige Verteilung der Längsträger vorausgesetzt, das Integral $\int M ds$ zwischen je zwei Längsträgern gleich Null sein muß. Bei innerem Überdruck sind nicht nur die maßgebenden Maximalmomente größer, sondern sie treten auch in der Nietlinie auf, so daß im Gegensatz zu äußerem Überdruck die Nieten schwächer zu berücksichtigen ist.

Es gibt Fälle (I-Träger auf der Luftseite), bei denen die Biegebeanspruchung nur etwa halb so groß, und andere (U-Eisen auf der Wasserseite), bei denen sie doppelt so groß werden kann, wie bei schneidenerförmiger Auflagerung.

Winkelisen sind des kleinen Widerstandsmomentes wegen nur für kleine Belastungen zu empfehlen. Z-Eisen ergeben günstigere Be-

¹⁾ Eggenschwyler: Über die Festigkeitsberechnung von Schiebetoren und ähnlichen Bauwerken. Diss. der Eidg. techn. Hochschule in Zürich. Verlag H. A. L. Degener. Leipzig 1921.

anspruchungen des Bleches als U-Eisen, sind aber teurer und haben bei gleichem Widerstandsmoment etwas höheres Eigengewicht. I-Eisen ergeben die günstigsten Biegebungsbeanspruchungen des Bleches, lassen sich aber wegen der schmalen Flanschen häufig nicht gut mit der Stauwand vernieten.

II. Längsträger.

Die Längsträger werden meistens durch einfache Winkeleisen an den Querträgern befestigt und als einfache Balken berechnet, weil die Anschlüsse zur Aufnahme von Einspannmomenten nicht geeignet sind. Die Blechwand wirkt als Flansch der Längsträger mit und erhält dadurch Längs-, Quer- und Schubspannungen, deren Verteilung für den Mittelquerschnitt und einen dem Träger benachbarten Längsquerschnitt in Abb. 5 angedeutet ist.

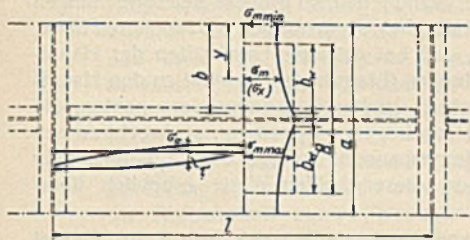


Abb. 5.

Diese Spannungsverteilung und die Frage der wirksamen Plattenbreite ist außer vom Verfasser¹⁾ auch von den Herren Bortsch im „Bauingenieur“ 1921, v. Karman in der Festschrift August Föppl 1924 und Huber im „Bauingenieur“ 1923 bis 1926, am Internationalen Kongreß für Technische Mechanik 1926 u. a. O. behandelt worden. Es läßt sich für die Spannungsverteilung im Flansch eine allgemeine Differentialgleichung aufstellen, deren Auflösung sehr schwierig ist und großen Zeitaufwand erfordert. Dagegen kann sie durch einige vereinfachende Annahmen²⁾, die das Endergebnis augenscheinlich nicht stark beeinflussen können, auf eine einfachere Form gebracht werden, die für die Längsspannungen des Mittelquerschnittes eine kettenlinienförmige Verteilung

$$(1) \quad \sigma_m = \sigma_{m \min} \cosh\left(\frac{cy}{l}\right) = \sigma_{m \max} \cdot \frac{\cosh\left(\frac{cy}{l}\right)}{\cosh\left(\frac{cb}{l}\right)}$$

ergibt. Die Gesamtkraft des Streifens b , Abb. 5, ist dann gleich der Maximalspannung $\sigma_{m \max}$, ausgedehnt über einen Streifen von der reduzierten „wirksamen Plattenbreite“

$$(2) \quad b_w = \frac{l}{c} \cdot \operatorname{tgh}\left(\frac{bc}{l}\right)$$

Der Beiwert c wurde gefunden zu

$$c = 4 \sqrt{\frac{E}{G}}$$

und da der Elastizitätsmodul E sich zum Gleitmodul G für alle isotropen Körper angenähert wie 2,6 verhält, so folgt

$$(3) \quad c = 4 \sqrt{2,6} = 6,45.$$

Die größten Quer- und Schubspannungen entsprechen in kontinuierlichen Wänden ungefähr den Werten

$$(4) \quad \tau_{\max} \approx 0,5 \sigma_{m \max} \operatorname{tgh}\left(\frac{c \cdot b}{l}\right)$$

und

$$(5) \quad \sigma_{qm} \approx 0,25 \sigma_{m \max} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{c \cdot b}{l}\right)} \right]$$

in Trägermitte und

$$(6) \quad \sigma_{qc} \approx 0,4 \sigma_{m \max} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{c \cdot b}{l}\right)} \right]$$

am Auflager.

b und b_w beziehen sich auf die eine Flanschhälfte. Als ganze wirksame Plattenbreite des Trägers ist bei symmetrischen Platten

$$B_w = 2 \cdot b_w + b_0$$

einzusetzen, wobei b_0 bei I-förmigen Versteifungsträgern gleich dem Abstand der beiden Nietlinien und bei Eisenbetonplatten gleich der halben Rippenstärke zu setzen ist.

Für die unendlich breite Platte wird $\operatorname{tgh}\left(\frac{b \cdot c}{l}\right) = 1$ und $b_w = 0,155 l$.

In Abb. 6 ist $b_w : l$ als Funktion von $b : l$ graphisch aufgetragen. Es ist ohne weiteres klar, daß diese Kurve bei 0 mit der 45°-Linie beginnen und sich mit wachsendem b asymptotisch einem gewissen Festwert nähern muß. Da diese Bedingung durch den Tangens hyperbolicus (tgh oder Tg) in besonders einfacher Weise erfüllt wird und dieser aus Tabellen (z. B. in

der „Hütte“) abgelesen werden kann, so dürfte eine einfachere und praktischere Formel als die obige Gleichung (2) von vornherein ausgeschlossen sein, so daß es sich empfehlen wird, für den praktischen Gebrauch die Gleichung (2) auch dann beizubehalten, wenn etwa genauere Untersuchungen zu einer Korrektur des Beiwertes c Anlaß geben sollten.

Die Theorien von Bortsch, v. Karman und Huber suchten das Problem auf genauere Weise zu lösen, sind aber nicht leicht verständlich und nicht in praktisch greifbarer Weise ausgewertet, so daß es nicht möglich ist, in Abb. 6 auch ihre Ergebnisse zum Vergleich heranzuziehen, und sie vorläufig für den Gebrauch der Praxis kaum in Betracht kommen. Es sei nur erwähnt, daß Bortsch für die unendlich breite Platte als „ganz rohe Annäherung“ auf $b_w = 0,14 l$, d. i. $c = 7,15$ kommt; v. Karman gibt 0,0909 l , d. h. $c = 11$ an, Huber sprach sich mehr für 0,15 l bzw. $c = 6,67$ aus und aus den Versuchen Schüles (Mittellungen der Eidg. Materialprüfungsanstalt, Heft 12, 1907) läßt sich für die nicht kontinuierliche Platte etwa auf $c \approx 8,3$ schließen.

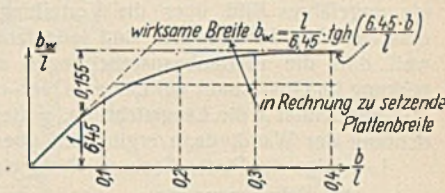


Abb. 6.

Die Spannungsverteilung in breiten Trägerflanschen und folglich auch die wirksame Plattenbreite sind natürlich auch davon abhängig, ob der Träger an den Enden eingespannt, ob die Platte in der Längs- bzw. Querrichtung kontinuierlich, ob die Belastung gleichmäßig verteilt sei oder nicht, usw. und es wäre deshalb zu begrüßen, wenn durch genauere Untersuchungen oder Versuche der Beiwert c möglichst für verschiedene Randbedingungen noch genauer festgestellt würde. Bis dahin wird man sich mit dem obigen Wert $c = 6,45$ begnügen können, um so mehr als es für die Dimensionierung meistens sehr wenig ausmacht, ob innerhalb der nach den oben genannten Quellen in Frage kommenden Grenzen mit einem etwas höheren oder niedrigeren c gerechnet werde. Es ist zu beachten, daß man durch Einsetzen einer zu geringen wirksamen Plattenbreite zu günstige Beanspruchungen der Nietverbindung zwischen Blech und Träger erhält. Der v. Karmansche Wert $b_{w \max} = 0,0909 l$ dürfte jedenfalls zu klein sein.

Aus Abb. 6 ist ersichtlich, daß die mit $c = 6,45$ erhaltenen wirksamen Plattenbreiten ungefähr in der Mitte zwischen den nach verschiedenen Eisenbetonvorschriften in Rechnung zu setzenden Breiten liegen. Anstößig ist an diesen Vorschriften, daß die Kurve niemals stetig verläuft und in der Nähe der Knickpunkte immer etwas zu günstige Werte liefert. Die weitere Bestimmung der deutschen und schweizerischen Eisenbetonvorschriften, wonach die in Rechnung zu setzende Plattenbreite ein bestimmtes Vielfache der Plattendicke nicht überschreiten soll, ist theoretisch nicht begründet. Die Spannungsverteilung in irgend einer dünnen Schicht des Flansches ist von der Plattendicke unabhängig und folglich auch die „wirksame Plattenbreite“. Nicht stichhaltig ist auch die weitere Bestimmung, daß für Randfelder eine geringere Breite in Rechnung zu setzen sei. Die Grenze zwischen den „mitwirkenden“³⁾ Flanschbreiten b_1 und b_2 , (Abb. 7), kann nach Gl. (1) durch Probieren bestimmt werden, weil dort die Randspannung der Mittelquerschnitte

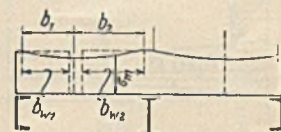


Abb. 7.

$$\sigma_{m \min} = \sigma_{m \max} \cdot \cos h\left(\frac{c \cdot b}{l}\right)$$

für beide Träger gleich groß sein muß. Sie hängt von den Durchbiegungsverhältnissen der Träger ab und kann näher am Mittelträger oder näher am Randträger liegen. Innerhalb b_1 und b_2 ist aber die Spannungsverteilung für beide Träger analog, und die wirksame Plattenbreite b_w ergibt sich deshalb für den Randträger so gut wie für einen Mittelträger nach Gl. (2).

III. Übrige Beanspruchungen der Wand.

In ähnlicher Weise wie mit den Längsträgern wirken die Blechwände auch im Querschnitt der Querträger mit, wobei besonders zu beachten ist, daß die Beanspruchungen der Verbindungsriete mitunter ziemlich groß werden und deshalb zu berechnen sind.

Auch im Querschnitt der Hauptträger wirken die Blechwände mit und bilden häufig an sich schon einen ziemlich reichlichen Gurtquerschnitt, so daß Gurtwinkel und Stehbleche sehr leicht gehalten werden können.

Auch die Längsträger nehmen durch Vermittelung der Blechwände an der Aufnahme der Gurkräfte der Hauptträger teil. Da sie aber jeweils

³⁾ In der Literatur sind die Bezeichnungen „mitwirkend“ und „wirksam“ noch nicht klar getrennt. Es scheint mir aber zweckmäßig, die Breiten b_1 und b_2 als „mitwirkend“ und die Werte b_{w1} und b_{w2} , Abb. 7, als „wirksame“ Flanschbreite zu bezeichnen.

¹⁾ „Der Eisenbau“ 1917.

an den Querträger unterbrochen sind, so wird man besser diesen günstigen Einfluß vernachlässigen und lediglich den kontinuierlichen Randträger L_1 , Abb. 1 u. 2, mitrechnen, indem man die Flanscbreite b seinem Querschnittsinhalt entsprechend erhöht.

IV. Hauptspannungen.

Aus den erwähnten verschiedenen Beanspruchungen wird man sich ein ungefähres Bild über die Verteilung der Hauptspannungen machen müssen. Ihre Höchstwerte sind jedenfalls über den Rippen zu erwarten, weil dort die Plattenbeanspruchungen und die Einflüsse infolge Mitwirkung im Querschnitt der Längs-, Quer- und Hauptträger am größten sind.

Bezeichnet x die Längsrichtung, y die Querrichtung und z die Dickenrichtung der Wand, dann ergibt sich über den Längsträgern

1. infolge der Plattenbeanspruchung eine Biegungsspannung σ_{y1} , sowie eine Schubspannung $\tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau_1$, die aber unbedeutend ist und vernachlässigt werden kann,
2. infolge Mitwirkung im Querschnitt der Längsträger eine Längsspannung σ_{x2} , sowie Schubspannungen $\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_2$ und Querspannungen σ_{y2} , entsprechend den Werten σ_x , σ_y und τ des vorigen Abschnittes,
3. infolge Mitwirkung im Querschnitt der Querträger Längsspannungen σ_{y3} , Schubspannungen τ_3 und Querspannungen σ_{x3} ,
4. infolge der Gurtkräfte der Hauptträger Längsspannungen σ_{x4} , Schubspannungen τ_4 und Querspannungen σ_{y4} .

In Abb. 8 ist die Verteilung dieser Beanspruchungen über einen Längsträger schematisch dargestellt. Bestimmt man daraus die Höchstwerte $\sigma_{x \max}$, $\sigma_{y \max}$ und τ_{\max} und aus ihnen den Verlauf der Hauptspannungen

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

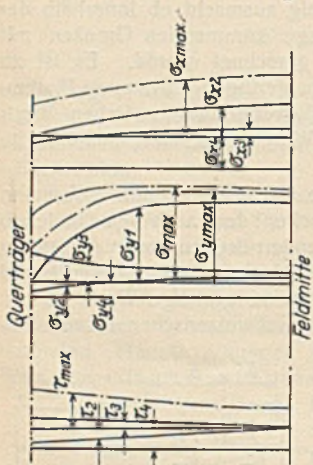


Abb. 8.

für die verschiedenen Längsträgerstränge, dann wird man meistens finden, daß die Hauptspannungen die einfache Plattenbeanspruchung σ_{y1} um höchstens 10% überschreiten, so daß man im allgemeinen auf eine genauere Ermittlung der Hauptspannungen verzichten und sich darauf beschränken kann, die Platte nach den Beanspruchungen σ_{y1} allein zu dimensionieren, wobei man vielleicht vorsichtshalber mit ihnen um etwa 10% unter dem zulässigen Höchstwert bleibt.

Nur in Fällen, wo große Schubspannungen auftreten, wie z. B. im Boden und der Decke des Schwimmkastens von Schleusenschiebetoren, die große Querkkräfte zu übertragen haben, sind die Hauptspannungen genauer zu verfolgen.

Über den Querträgern wird die Plattenbeanspruchung σ_{x1} etwa 70%

des über der Mitte der Längsträger auftretenden Wertes σ_{y1} erreichen können und es kommen infolge der Mitwirkung im Querschnitt der Querträger und der Hauptträgergurte noch die oben erwähnten Beanspruchungen σ_{y3} , τ_3 , σ_{x3} , σ_{x4} , τ_4 und σ_{y4} hinzu. Da die Plattenbeanspruchung σ_{x1} und die Längsspannung infolge der Gurtkräfte der Hauptträger σ_{x4} gleichgerichtet sind, so können sich hier, sofern die Wand als Gurtquerschnitt der Hauptträger ziemlich ausgenutzt ist, leicht Überschreitungen der zulässigen Spannungswerte ergeben, die sie dadurch vermeiden ließen, daß die Stauwand gar nicht auf die Querträger abgestützt wird. Diese lokalen Spannungsüberschreitungen bedeuten aber keine entsprechende Erhöhung der Bruchgefahr, weil sie bei einer Laststeigerung über die Proportionalitätsgrenze hinaus zurückbleiben und die Längsstreifen der Wand einfach auf Kosten der den Querträgern benachbarten Querstreifen entlastet würden. Man wird kaum annehmen wollen, daß durch die Anordnung eines Zwischenraumes zwischen Wand und Querträgern, wodurch diese Spannungsüberschreitung vermieden würde, eine tatsächliche Verstärkung des Bauwerkes erreicht werde, und

wird deshalb zweckmäßig die Wand zwar mit den Querträgern verbinden, diese Unterstützung aber in der Rechnung einfach vernachlässigen.

V. Konstruktive Ausbildung.

Durch die unmittelbare Vernietung der Wand mit den Längs-, Quer- und Hauptträgern wird das Widerstandsmoment der Längsträger um 25 bis 30% und dasjenige der Querträger um mindestens ebensoviel erhöht und die Blechwand als Gurtquerschnitt der Hauptträger herangezogen, ohne daß dadurch im allgemeinen in der Wand erheblich größere Beanspruchungen auftreten, als wenn sie nur die Plattenbeanspruchungen aufzunehmen hätte. Voraussetzung ist dabei jedoch, daß bei größeren Gurtkräften der Hauptträger die primären Wandversteifungen (Längsträger) parallel zu den Hauptträgern liegen, weil dann die beiden größten Spannungskomponenten, die Plattenbeanspruchung und die Hauptträgergurtspannung, senkrecht zu einander gerichtet sind, und die Hauptspannung infolge der verhältnismäßig kleinen Schubspannungen keinen dieser beiden Werte erheblich überschreiten kann.

Die Längsträgeranschlüsse können entweder nach Abb. 9 ausgebildet werden, wobei man die Gurtwinkel der Querträger durchlaufen läßt, oder



Abb. 9.

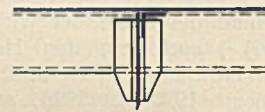


Abb. 10.

nach Abb. 10, wo sie jeweils an den Längsträgeranschlüssen unterbrochen sind. Da die Querträger mit all den Längsträgeranschlüssen verhältnismäßig viel Werkstattarbeit erfordern, so empfiehlt es sich, die Zahl der Querträger möglichst niedrig zu halten und etwa 2,5 bis 3 m lange Längsträger zu verwenden.

Kleine winkelförmige primäre Wandversteifungen, die nach Abb. 11 nicht durch besondere Anschlußwinkel mit den Querträgern verbunden sind, sind gefährlich und bei größeren Drücken nicht zu empfehlen, weil man keine einwandfreie Kraftübertragung in die Querträger (hohe lokale Biegungsbeanspruchungen des Bleches und Zugbeanspruchungen der Niete) erhält.

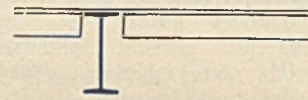


Abb. 11.

An Stelle der ebenen versteiften Blechwände sind früher in verschiedenen Ländern häufig Tonnenbleche oder Buckelplatten verwendet worden. Der Verfasser hat im „Eisenbau“ 1915 eine Berechnungsweise dafür angegeben, aus der sich ergibt, daß die gefährlichsten Beanspruchungen stets in den Anschlüssen auftreten, daß hohe Zugbeanspruchungen der Niete nicht zu vermeiden sind und daß man auch bei weitherziger Zulassung dieser im allgemeinen verpönten Beanspruchungen eine enge Nietung benötigt. Da der Querträgerabstand auch erheblich kleiner gewählt werden muß als bei versteiften ebenen Blechen, die Tonnenbleche im Querschnitt der Hauptträger nicht mitwirken und man für sie auch höhere Einheitspreise bezahlt, so sind sie entschieden unwirtschaftlich, so verlockend es auf den ersten Blick erscheinen mag, auf diese Weise die primären Wandversteifungen sparen zu können.

Der Verwendung von Tonnenblechen lag meistens eine sehr oberflächliche Festigkeitsberechnung zugrunde, wobei das Kräftespiel in den Anschlüssen der Tonnenbleche viel zu günstig und dasjenige in versteiften ebenen Blechwänden viel zu ungünstig beurteilt wurde. Man stützte sich auf einige Versuche, bei denen ein aus zwei Tonnenblechen und einem U-Eisenrahmen bestehender Kasten papiersackartig aufgeblasen wurde bis größere Undichtigkeiten auftraten und der Druck auch nach wiederholtem Nachstemmen nicht mehr weiter gesteigert werden konnte, und übersah, daß dabei die Flanschränder nach innen ausbogen und infolgedessen ein ganz anderer Spannungszustand entsteht, als wenn die Tonnenbleche in einer kontinuierlichen Blechwand eingebaut sind. Aus der neuesten Zeit sind dem Schreibenden Anwendungen von Tonnenblechen nicht mehr bekannt geworden, so daß wohl gehofft und erwartet werden darf, daß sie gänzlich aus dem Eisenwasserbau verschwinden.

Fördergerüst für die Großschachtanlage „Robert Müser“ der Harpener Bergbau - Aktiengesellschaft in Werne, Kreis Bochum.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Dörnen, Dortmund-Derne.

Zur Erzielung einer wirtschaftlichen Förderung, Aufbereitung und Verkoekung der Kohle baut zurzeit die Harpener Bergbau - Aktiengesellschaft ihre Zeche Heinrich-Gustav in Werne zu einer Großschachtanlage aus.

Die in mehreren der Gesellschaft gehörigen, untereinander durchschlägigen Zechen abgebaute Kohle wird unter Tage zur neuen Großschachtanlage geschafft und hier durch einen auf 7,6 m l. W. erweiterten Schacht zu Tage gefördert. Das hierzu erforderliche, in

den Abb. 1 u. 2 dargestellte Fördergerüst ist in mehrfacher Hinsicht bemerkenswert.

1. Die beiden Förderseile haben eine Bruchlast von $324 + 225 t = 549 t$. In dieser Hinsicht gehört das Gerüst zu den größten des ganzen Bezirkes, wenn es nicht zurzeit das größte ist. Die große Förderung ist für $3 \times 4 = 12$ Wagen, die kleine für $4 \times 2 = 8$ Wagen eingerichtet.
2. Das Führungsgerüst des neuen Förderturmes ist in halber Höhe sofort nach Stilllegung der alten Förderung errichtet worden, hat vorübergehend zwei kleine Streben erhalten und dient als Abteufgerüst bzw. beim Erweitern des Schachtes (Abb. 3). Während der Abteufarbeiten wird das Führungsgerüst auf die volle Höhe gebracht und das neue Fördergerüst fertiggestellt, werden die neuen Seilscheiben gezogen, so daß nach Beendigung der Abteufarbeiten die Förderung sofort aufgenommen werden kann. Dabei erfährt die Abteufarbeit keine Störungen. Der hierdurch erzielte Gewinn an Zeit ist beträchtlich.
3. Das neue Gerüst ist eines der ersten, das nach den Grundsätzen für die statische Berechnung der Fördergerüste entsprechend dem Erlaß vom 14. November 1927 berechnet worden ist.

Für die Förderung kam nur Dampfkraft in Frage. Daraus ergab sich die Ausführung des Gerüsts als Bockstrebengerüst. Die Abmessungen und Querschnitte des Gerüsts ergeben sich aus den Abb. 1 u. 2.

Ein Vergleich der Entwürfe in Stahl oder Eisenbeton ergab die unbedingte Überlegenheit der Stahlkonstruktion. Bezüglich der damit verbundenen Vorteile wird verwiesen auf den Aufsatz von P. Walter in Heft 2 des „Stahlbau“: Der Fördergerüstneubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube. Im vorliegenden Falle kam noch hinzu, daß die Zeit bis zur Inbetriebnahme der neuen Förderung äußerst kurz ist und daß es bei Anwendung von Eisenbeton jedenfalls nicht möglich gewesen wäre, einen Teil des neuen Gerüsts für die Abteufarbeiten herzurichten und den übrigen Teil während der Abteufarbeiten ohne Störung derselben fertigzustellen.

Als Material für das Führungsgerüst wurde St 37.12 gewählt, denn die meisten Querschnitte des Führungsgerüsts werden nicht durch ihre Beanspruchungen, sondern durch andere Einflüsse bestimmt. Man hätte die Festigkeit eines höherwertigen Baustoffes hier nicht ausnutzen können. Die Strebe ist aus St 48 hergestellt. Die Verwendung dieses Materials bringt gegenüber St 37.12 eine erhebliche Kostenersparnis. Sämtliche Nieten sind aus St Si. Das Gewicht des gesamten Gerüsts beträgt rd. 300 t, was in Anbetracht der großen Seilbruchlasten bei einer Gerüsthöhe von mehr als 57 m sehr gering ist.

Wenn auch rahmenartige Gebilde im Führungsgerüst und in der Strebe für das Auge sehr bestechende Wirkungen haben (siehe Wolff: Neuzzeitliche Fördertechnik. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 28), so ist im vorliegenden Falle doch Fachwerk angewandt worden, um bei den großen Förderlasten und der hohen Fördergeschwindigkeit Schwingungen auszuschalten. Indessen ist das Dreiecksfachwerk so gegliedert worden, daß es im Gesamtbild gegen die senkrechten und wagerechten Konstruktionsteile des Führungsgerüsts und namentlich gegen die vollwandigen, massiven Streben zurücktritt.

Die Anwendung der neuen Berechnungsvorschriften hat keine Schwierigkeiten ergeben. Es ist zu begrüßen, daß jetzt endlich für die statische Berechnung von Fördergerüsten feste Bestimmungen vorliegen. Für die Querschnitte der tragenden Teile waren durchweg die Beanspruchungen durch die bei Übertreiben bzw. Festklemmen eines aufgehenden Korbes vorgeschriebenen Belastungen maßgebend.

Für das Abbremsen eines übergetriebenen Förderkorbes an den Leitbäumen sehen die Bestimmungen zwei Möglichkeiten vor:

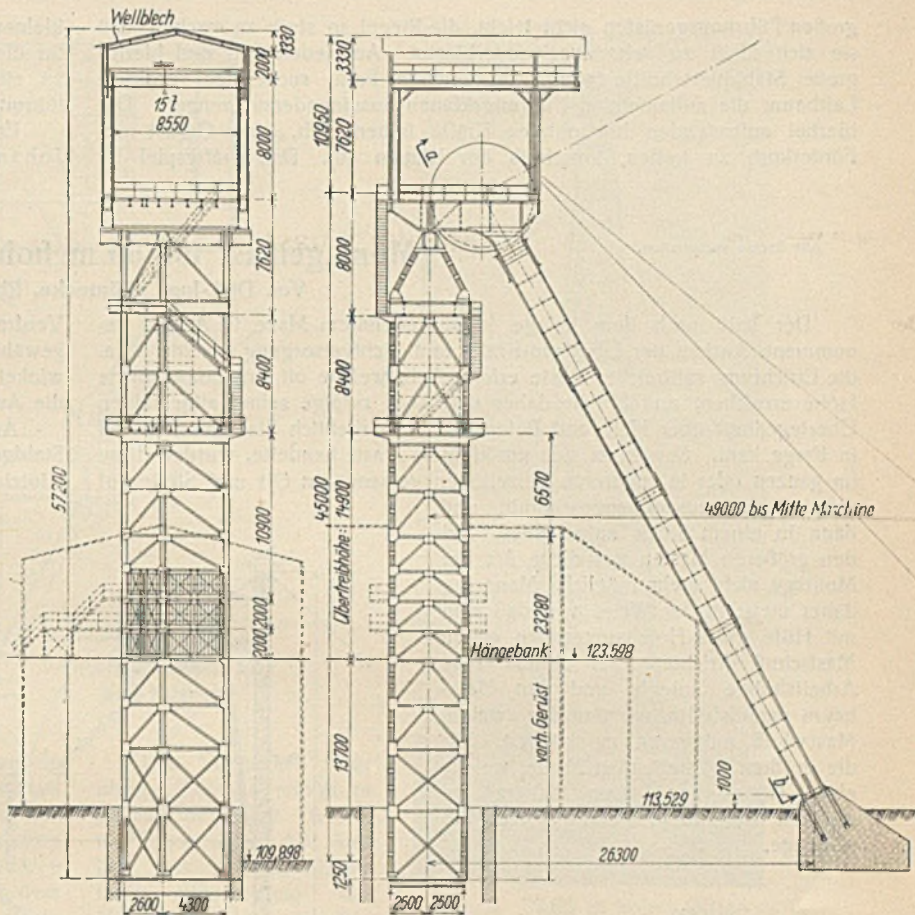


Abb. 1. Fördergerüst Schacht Arnold der Großschachtanlage „Robert Müser“. Querschnitt und Ansicht.

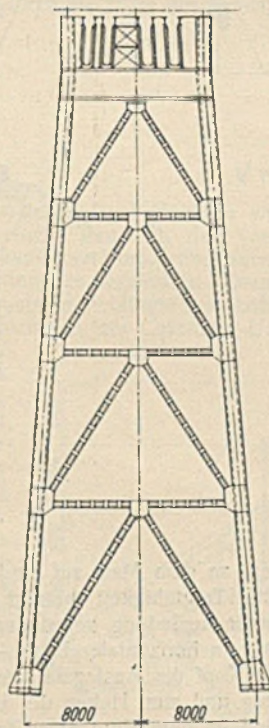


Abb. 2. Ansicht a—b der Fachwerkstrebe. (vergl. Abb. 1 rechts).

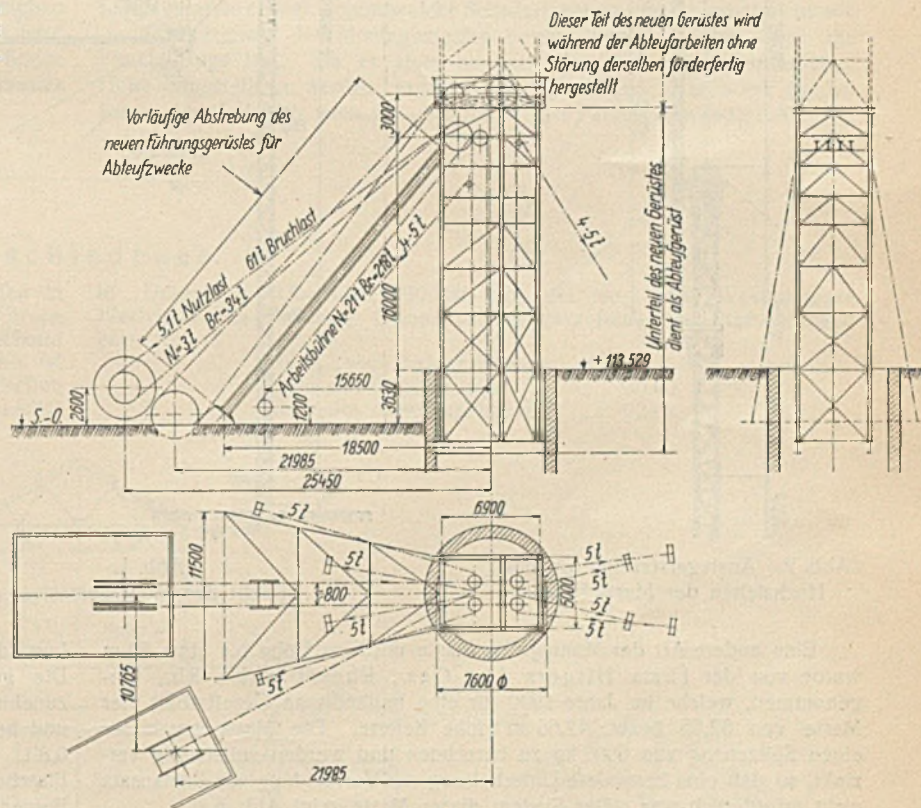


Abb. 3. Abteufgerüst.

(Unter Verwendung des unteren Führungsgerüsts des neuen Förderturms.)

1. Zusammenziehung der Leitbäume nach innen, d. h. zur Schachtmitte.
2. Seitliche Verdickung derselben.

Im ersten Falle treibt der zu hoch gehende Korb die Leitbäume horizontal auseinander und bringt Biegebeanspruchungen in die Riegel des Fördergerüsts. Diese Kräfte treten mehr oder weniger schlagartig auf und beanspruchen nicht nur das Führungsgerüst, sondern auch den Förderkorb in recht ungünstiger Weise. Außerdem ist es namentlich bei

großen Führungsgerüsten nicht leicht, die Riegel so stark zu machen, daß sie sich nicht zu sehr auseinanderbiegen. Auf jeden Fall sind hierfür große Stahlquerschnitte nötig. Im zweiten Falle sucht der verdickte Leitbaum die auflaufenden Führungsklauen auseinanderzusprennen. Die hierbei auftretenden horizontalen Kräfte heben sich, ohne Gerüst und Förderkorb zu treffen, innerhalb der Klauen auf. Das Kräftepiel ist

kleiner, klarer und zuverlässiger. Deshalb hat sich auch die Bauherrin für die zweite Ausführung entschieden. Es sei bemerkt, daß im Anschluß an ein Förderungsglück im Frühjahr 1928 die Bergbehörde dieser Ausführung den Vorzug gibt.

Entwurf und Ausführung erfolgte durch die Brückenbauanstalt Johannes Dörnen, Dortmund-Derne.

Alle Rechte vorbehalten.

Montagemast für 50 m hohe Leitungsmaste.

Von Dipl.-Ing. Thümecke, Rheinbrohl a. Rh.

Der bald nach dem Kriege in ausgedehntem Maße in Angriff genommene Ausbau der Überland-Kraft- und Lichtversorgung machte u. a. die Errichtung zahlreicher Maste erforderlich, welche oft eine beträchtliche Höhe erreichen, und für die daher und auch zufolge seiner allgemeinen Überlegenheit über Holz und Beton fast ausschließlich Stahl als Baustoff in Frage kam. Soweit es sich um kleinere Maste handelte, wurden diese im ganzen oder in mehreren Einzelteilen versandt, an Ort und Stelle auf dem Boden zusammengeschaubt und dann in einem Stück aufgerichtet. Bei den größeren Masten war diese Art der Montage nicht mehr möglich. Man ging daher meist in der Weise vor, daß man mit Hilfe eines Holzbaumes den ersten Mastschuß errichtete, auf diesem eine Arbeitsbühne anlegte und den Holzbaum daraufstellte, um nun den zweiten Mastschuß montieren zu können. Für die größten freistehenden Maste, welche eine Höhe von über 200 m erreichten, war dies der einzige Weg der Montage.

Verdrehungsbeanspruchungen wurde die Seitenlänge des Mastes zu 800 mm gewählt. Der Mast erhielt Pfostenwinkel $100 \times 100 \times 12$ und Diagonalwinkel $70 \times 70 \times 7$ bzw. $65 \times 65 \times 7$ und ist so ausgebildet, daß die Außenflächen vollkommen glatt sind.

Am Fuße ruht der Mast mittels eines Kugelzapfens in einer Stahlgußpfanne, die während der Montage zweckmäßig auf ein hölzernes Klotzlager aufgeschraubt wird (Abb. 3a).

Der Kopf des Mastes wird durch vier Seile von 20 bis 23 mm Durchm. gehalten, welche mittels vier Ösen an dem ringsum beweglichen Abspannung angeschlossene sind. Dieser Abspannung lagert in einem Gehäuse, welches an dem Mast auf und ab bewegt und in gewissen Abständen durch Schrauben festgestellt werden kann (Abb. 3b). Außerdem erhielt dieses Gehäuse den Anschluß für den Flaschenzug des Auslegers.

Der Ausleger oder Schwenker hat eine Länge von 12 m und ist mittels eines Scharniers in einem Drehzapfen gelagert, welcher wiederum auf einem

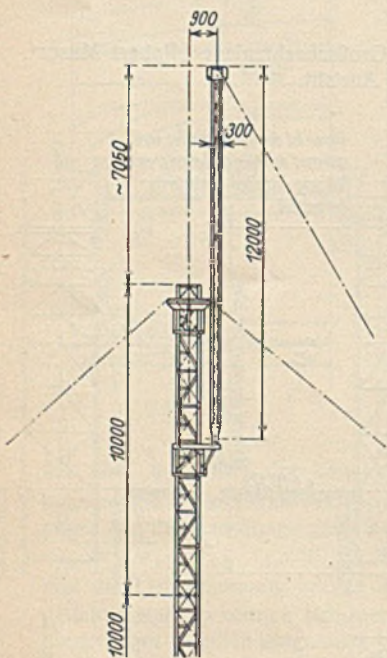


Abb. 2. Auslegerstellung für das Hochziehen der Mastschüsse.

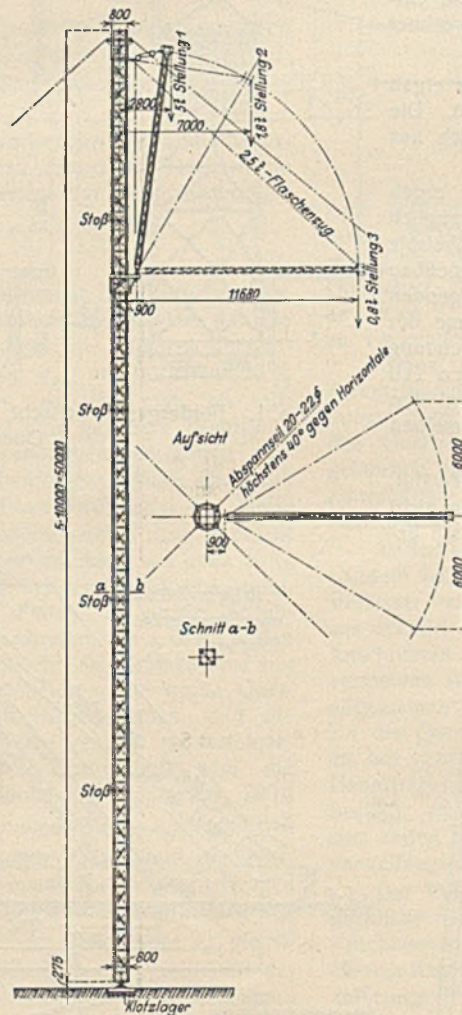


Abb. 1. Ansicht des Montagemastes.

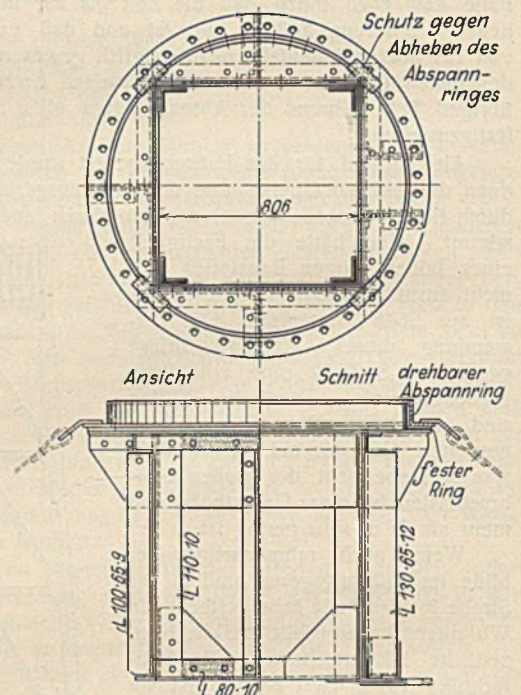


Abb. 3b. Gehäuse. Aufsicht ohne Abspannung.

Eine andere Art der Montage für Maste mittlerer Höhe bis etwa 50 m wurde von der Firma Hilgers Akt.-Ges., Rheinbrohl a. Rh., vorgenommen, welche im Jahre 1920 für eine holländische Gesellschaft vier Maste von 52,65 bzw. 42,65 m Höhe lieferte. Die Maste waren für einen Spitzenzug von 6000 kg zu berechnen und wurden vollständig verzinkt, so daß eine besondere Unterhaltung zur Vermeidung von Rostansatz nicht erforderlich war. Das System dieser Maste zeigt Abb. 5.

Der Auftraggeber bestellte zu den vorgenannten vier Masten — da er noch viele ähnliche zu errichten hatte — außerdem noch einen besonderen 50 m hohen Montagemast, der die Aufstellung der Leitungsmaste in einfacher Weise ermöglichen sollte. Dieser Montagemast hat sich wegen seiner einfachen Handhabung und vielseitigen Verwendungsmöglichkeit sehr bewährt und sei daher nachstehend näher beschrieben.

Die allgemeine Ausführung geht aus Abb. 1 u. 2 hervor: Der eigentliche Montagemast erhält eine Länge von 50 m, welche sich aus fünf Schüssen von je 10 m Höhe zusammensetzt, und ist innen besteigbar. Mit Rücksicht auf die nötige Knicksicherheit und die auftretenden Biege- und

besonderen, an dem Mast auf und ab beweglichen Stuhl ruht (Abb. 4). Die größte Tragfähigkeit beträgt in aufgerichteter Stellung 5 t. Mit zunehmender Ausladung vermindert sich die Tragfähigkeit entsprechend und beträgt in horizontaler Lage — also bei 12,5 m Ausladung — noch 0,8 t. Am Kopf des Auslegers werden zum Einziehen desselben ein 2-t-Flaschenzug und zum Heben der Last ein 5-t-Flaschenzug angeschlossen. Ferner sind an dem Kopf zwei Tauen befestigt zum Schwenken und Abbinden des Auslegers, wenn er sich in vertikaler Stellung befindet.

Dem Verwendungszweck entsprechend muß die Aufstellung des Montagemastes naturgemäß möglichst einfach ohne besondere Hilfsmittel und rasch bewerkstelligt werden können. Hierauf ist bei der Konstruktion des Mastes besonderer Wert gelegt worden, so daß die Aufstellung in nachstehend beschriebener Weise vorgenommen werden kann.

Mit dem untersten Mastschuß wird gleichzeitig das Gehäuse mit dem Abspannung (Abb. 3b) und den Abspannseilen und ferner der verschiebbare Stuhl (Abb. 4) mit dem Ausleger aufgestellt, so daß man einen kompletten Montagemast von 10 m Höhe erhält. Sodann wird der Aus-

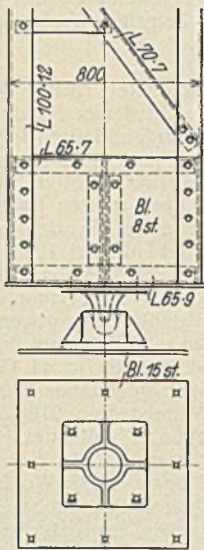
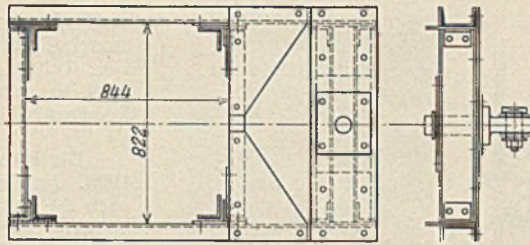
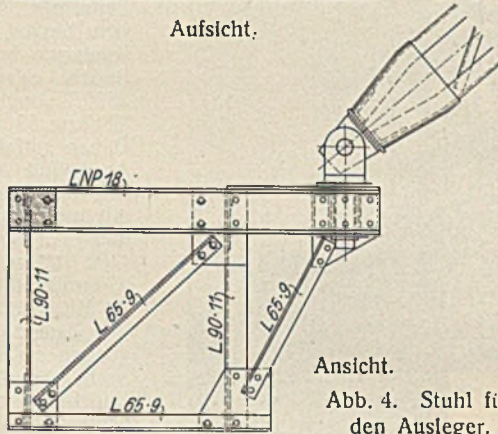


Abb. 3a.
Fuß des Mastes.



Aufsicht.



Ansicht.

Abb. 4. Stuhl für den Ausleger.

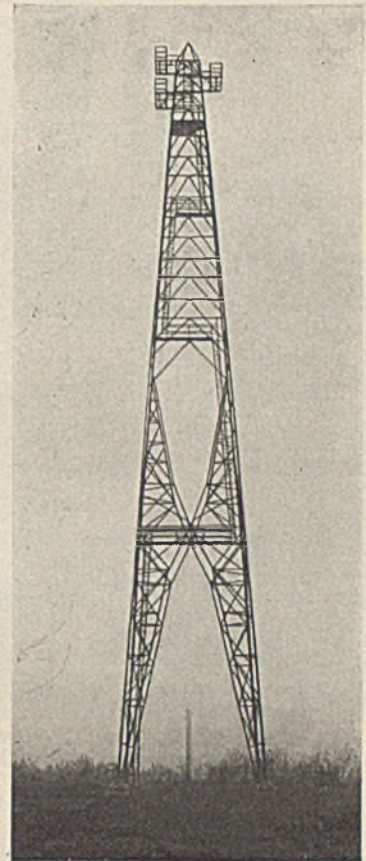


Abb. 5. 52,65 m hoher Gittermast für 6000 kg Spitzenzug.

leger aufgerichtet und der Stuhl mit Hilfe des Rückhalteflaschenzuges so weit hochgezogen, daß der Kopf des Auslegers etwa 7 m über den Mast hinausragt. In dieser Stellung muß der Ausleger nun mit den beiden Haltetauen abgebunden werden, so daß mit dem Rückhalteflaschenzug der zweite Mastschuß hochgezogen und auf den ersten aufgesetzt werden kann. Nach Verschraubung der beiden Schüsse wird — ebenfalls mit dem Rückhalteflaschenzug — das Gehäuse mit dem Abspannung unter gleichzeitigem Nachlassen der Abspannseile soweit wie möglich über den zweiten Mastschuß gezogen und festgestellt. Nun wird der Flaschenzug derart umgehängt, daß das eine Ende am Gehäuse und das andere am Stuhl des Auslegers angreift, um so seinerseits den Ausleger nachschieben zu können. Ist dieser in eine genügende Höhenlage gebracht, so wird durch ihn das Gehäuse mit dem Abspannung wie vorher bis zur Spitze des zweiten Schusses hinaufgezogen, wodurch die Höhe des Montagemastes auf 20 m Höhe gebracht ist.

Das Versetzen der übrigen Schüsse erfolgt in genau derselben Weise, und zwar kann der Aufbau des ganzen Mastes nach Einarbeitung der Hilfsarbeiter in einem Tag bewerkstelligt werden. Auf Abb. 5 ist zu erkennen, wie mit dem fertigen Montagemast die Aufstellung der eigentlichen Leitungsmaste erfolgt. Irgendwelche Schwierigkeiten traten hierbei nicht auf. Das Gewicht des Montagemastes beträgt komplett, aber ohne die Flaschenzüge 10 t. Da er stets nur bis zu der jeweils erforderlichen Höhe aufgestellt zu werden braucht und leicht auf und ab montiert werden kann, eignet er sich auch für eine Reihe von Fällen verwandter Art.

Verschiedenes.

Deutscher Stahl in Amerika. In den letzten Monaten wurden in den Vereinigten Staaten wiederholt Versuche gemacht, den von Europa kommenden Baustahl als nicht den amerikanischen Vorschriften entsprechend hinzustellen, um dadurch seine Verwendung zu verhindern. Daraufhin ist von den an der Einfuhr deutschen Baustahls beteiligten amerikanischen Firmen Material für ausgedehnte Versuche in der Columbia-Universität zur Verfügung gestellt, die — wie „Iron Age“ kürzlich mitteilte — durchaus zufriedenstellend verlaufen sind. Es besteht demnach zunächst keine Gefahr, daß deutscher Stahl wegen seines höheren Phosphorgehalts von den amerikanischen Baubehörden beanstandet wird.

Deutscher Stahlbau in London. An dieser Stelle ist kürzlich¹⁾ schon festgestellt worden, welche wichtige Rolle der deutsche Stahlbau als Aktivposten in der deutschen Handelsbilanz bedeutet und wie er stetig daran arbeitet, durch den Krieg verlorene Ausführgebiete wiederzugewinnen. Eine Erinnerung an die Erfolge der deutschen stahlverarbeitenden Industrie und an deutsches Können bildet die in der Vorkriegszeit ausgeführte Stahlkonstruktion für das in den nebenstehenden Abbildungen dargestellte Kessel- und Maschinenhaus für die Hauptkraftzentrale der Londoner Untergrundbahn in Chelsea. Sie wurde von der Hein, Lehmann & Co. A.-G.

in Düsseldorf - Oberbilk 1902/03 für die englische Westinghouse Electric & Manufacturing Company Ltd. ausgeführt, die Abmessungen betragen:

GANZE LÄNGE BEIDER GEBÄUDE	RD. 137,25 m
BREITE DES KESSELHAUSES	30,00 "
BREITE DES MASCHINENHAUSES	22,60 "

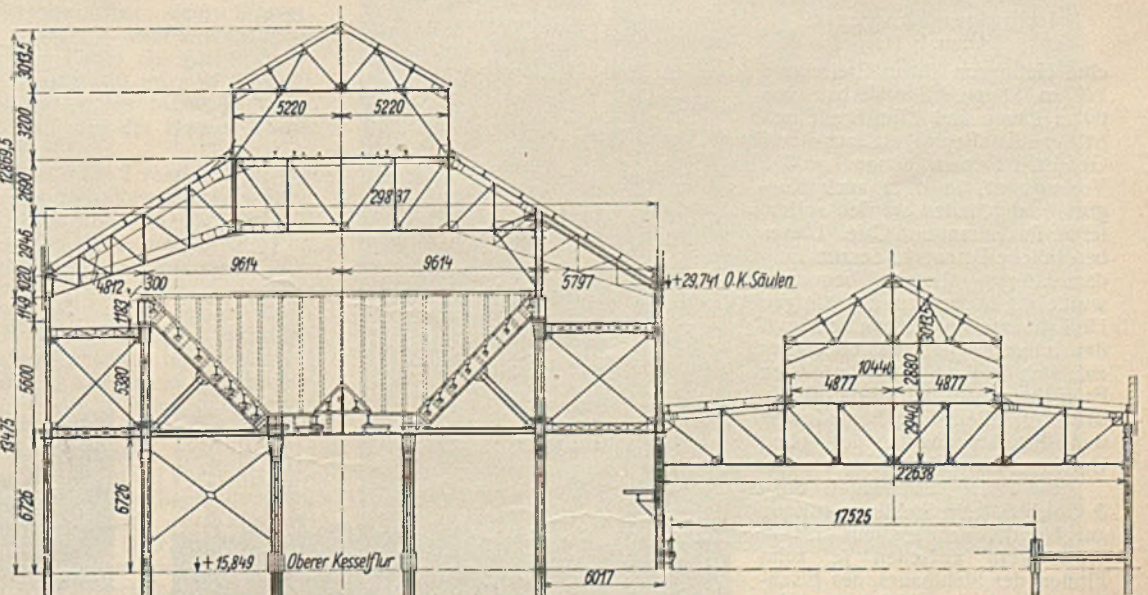


Abb. 1. Querschnitt durch Kessel- und Maschinenhaus.

¹⁾ „Stahlbau“ 1928, Heft 2, S. 24: Die Ausfuhr von Stahlbauten.

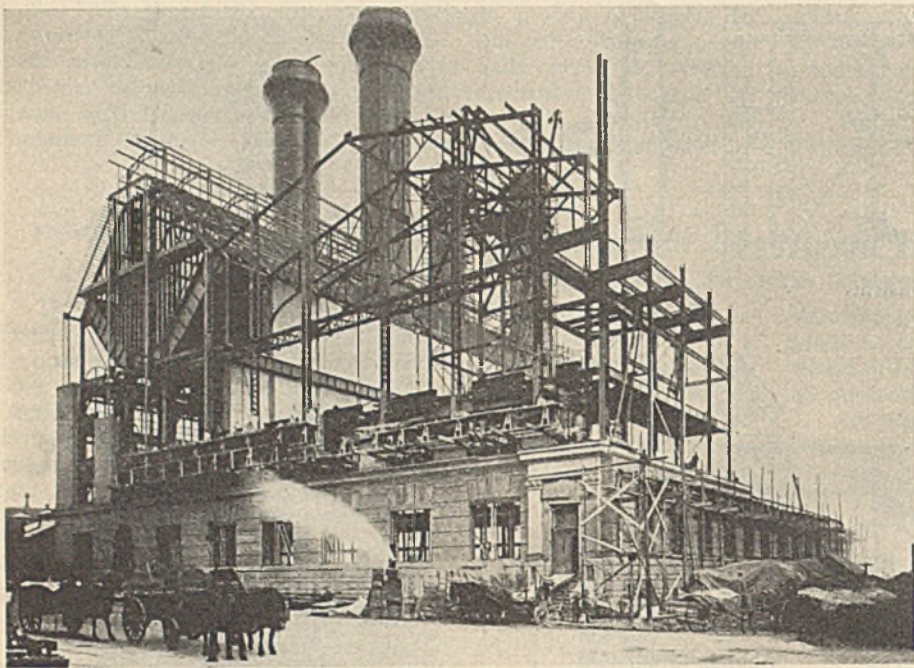


Abb. 2. Montagebild.

Im Kesselhaus sind in zwei Stockwerken, d. h. in + 5,80 bzw. + 15,85 m über Sohle an jeder Seite je 20, im ganzen mithin 80 Kessel aufgestellt, über den Kesseln wurde in der Mitte ein 19,20 m breiter Bunker aus Stahlgerippe mit Betonauskleidung errichtet. Die Unterkante desselben liegt auf rd. + 22,60 m, die Oberkante auf + 29,50 m; weiterhin liegen die Dachtraufe auf + 30,40 m, die Oberkante der Laterne auf + 42,20 m.

Im Maschinenhaus liegt der Hauptmaschinenflur auf + 5,80 m; außerdem sind drei weitere seitliche Bühnen in + 9,20 bzw. 12 bzw. 16,60 m Höhe angeordnet, ferner auf + 17,35 m eine Kranbahn von 17,50 m Stützweite. Die Höhe der Dachtraufe beim Maschinenhaus beträgt 23,60 m, diejenige von Oberkante Laterne + 30 m.

Geliefert wurden insgesamt 6000 t Stahlkonstruktionen innerhalb neun Monaten: Abb. 1 zeigt einen Querschnitt durch Kessel- und Maschinenhaus, Abb. 2 eine Aufnahme der ganzen Anlage während der Montage.

Es sei noch bemerkt, daß im Anschluß an diese Ausführung die Firma Westinghouse der Hein, Lehmann & Co. A.-G. noch die Lieferung von rd. weiteren 1000 t Stahlkonstruktion für Kessel- und Maschinenhaus des Neasden Kraftwerkes zu London übertragen hat, die schnellstens geliefert wurden.

Ausbau der Leipziger Messe. Bei dem gewaltigen Aufschwung, den die technische Messe seit Kriegsende erreicht hat, ist die Baumesse bisher stark vernachlässigt worden.

Die Aussteller dieses wichtigen Zweiges der Technik, dem infolge der großen Wohnungsnot besondere Bedeutung zukommt, waren bisher in mehreren Hallen und auf dem Freigelände zerstreut. Um diesem empfindlichen Mangel abzuhelfen, und dem gesamten Bauwesen eine geeignete und würdige Ausstellungsgelegenheit zu bieten, baut die im vorigen Jahr gegründete

Leipziger Baumesse
G. m. b. H.

eine Halle von 60 m Breite und 140 m Länge. Ein Vorbau von 60 m Länge und 15 m Breite enthält außer Repräsentations- und Geschäftsräumen einen großen Vortragssaal, in dem auch Kongresse abgehalten werden sollen, ferner Restaurant und Café. Dieses beachtliche Bauwerk, dessen Fundamentierung bereits begonnen wurde, wird schon zur diesjährigen Herbstmesse im Aufbau sein und das Interesse der Messebesucher auf sich ziehen. Zur nächsten Frühjahrsmesse wird die Halle den Ausstellern der Bauindustrie und des Baugewerbes im vollen Umfange zur Verfügung stehen.

Die Halle wird von Breest & Co., Berlin, in Stahlkonstruktion ausgeführt, nachdem aus einem Wettbewerb zwischen je zehn Firmen des Stahlbaues, des Eisenbeton- und des Holzbaues der von ihr gemeinsam mit dem

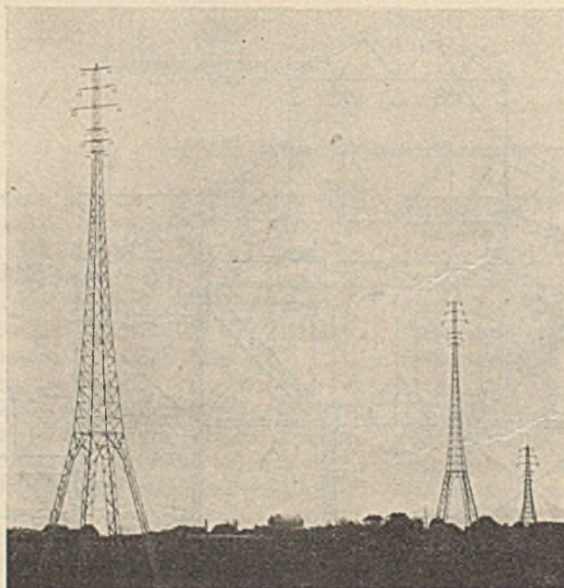


Abb. 1. Kanalkreuzungsmaste am Kaiser-Wilhelm-Kanal.

Architekten Walter Gruner, Leipzig, eingereichte Entwurf als der beste und preiswerteste von dem Arbeitsausschuß der Baumesse zur Ausführung ausgewählt wurde. Die weitere künstlerische Bearbeitung der Bauleitung liegt in den Händen des Leipziger Architekten Curt Schiemichen. Sch.

Die Bautätigkeit in der ersten Hälfte des Jahres 1928. Im Gegensatz zu verschiedenen Meldungen, wonach die Bautätigkeit im laufenden Jahre diejenige des früheren nicht erreicht, geht aus einer soeben in der Zeitschrift „Wirtschaft und Statistik“ veröffentlichten Übersicht hervor, daß die Zahl der erteilten Bauerlaubnisse wiederum bedeutend gestiegen ist. In den von diesem Bericht erfaßten Städten sind im Mai 1928 insgesamt 2676 Wohngebäude und etwa 11 000 Wohnungen — d. i. 32 bzw. 53% mehr als im April — zum Bauen genehmigt. Davon entfallen auf 49 Großstädte 8541 gegen 5914 im April und auf 46 Mittelstädte 2409 gegen 1246. Neubauten wurden in Angriff genommen in 41 Großstädten mit insgesamt 6566 Wohnungen gegenüber 6356 im April und 5777 im März, in 45 Mittelstädten 2166 gegenüber 1192 bzw. 1121 Wohnungen. Vollendet wurden in 49 Großstädten 6939 (6236 bzw. 9256) Wohnungen, in 29 Mittelstädten 1297 (1023 bzw. 1169) Wohnungen.

Danach sind im Mai wesentlich mehr Bauten begonnen als fertiggestellt worden, so daß die Zahl der im Bau begriffenen Gebäude und Wohnungen eine weitere Zunahme erfahren hat. Die Zahl der begonnenen Neubauten für Wohnungszwecke ist gegenüber dem April um 16% gestiegen, insgesamt sind in den Berichtstädten in den ersten fünf Monaten des laufenden Jahres 43 236 Wohnungen fertiggestellt gegenüber 34 329 im gleichen Zeitabschnitt des Vorjahres was eine Zunahme um rd. 1/4 bedeutet.

Nach einer weiteren Meldung bleibt die Bautätigkeit im Juli durchaus uneinheitlich, wenn auch im ganzen nicht unbefriedigend. Lebhafter geworden ist im Westen die Wohnungsbautätigkeit für die Industrie. Sie dürfte — besonders auch durch die Bauvorhaben der Ruhr-Wohnungsbau-Gesellschaft (2000 bis 3000 Ein- und Mehrfamilienwohnhäuser) — in der nächsten Zeit noch eine Erweiterung erfahren.

In Verbindung hiermit sei auf eine dem Preußischen Wohlfahrtsministerium zugeleitete Denkschrift des bisherigen kommissarischen Oberbürgermeisters von Gelsenkirchen-Buer v. Wedelstaedt, „Wohnungsnot und ihre Bekämpfung“ verwiesen, in der er die Unzulänglichkeit der bisherigen Maßnahmen für die Gestaltung des Wohnungswesens hervorhebt und sich auch mit der Verteilung der Hauszinssteuer eingehend beschäftigt, deren Änderung er unter allen Umständen verlangt.

Stählerne Gittermaste und -Türme. Aus der Reihe namhafter Ausführungen, auf welche die 1871 gegründete Firma Gebrüder Andersen, Kiel-Hassee seit 1908, d. h. seit Aufnahme der Herstellung von

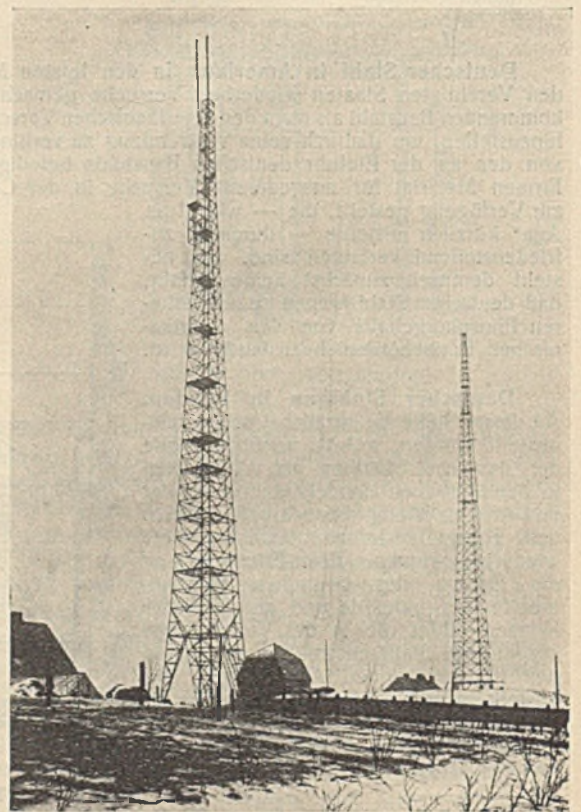


Abb. 2. Functurm in Kiel.

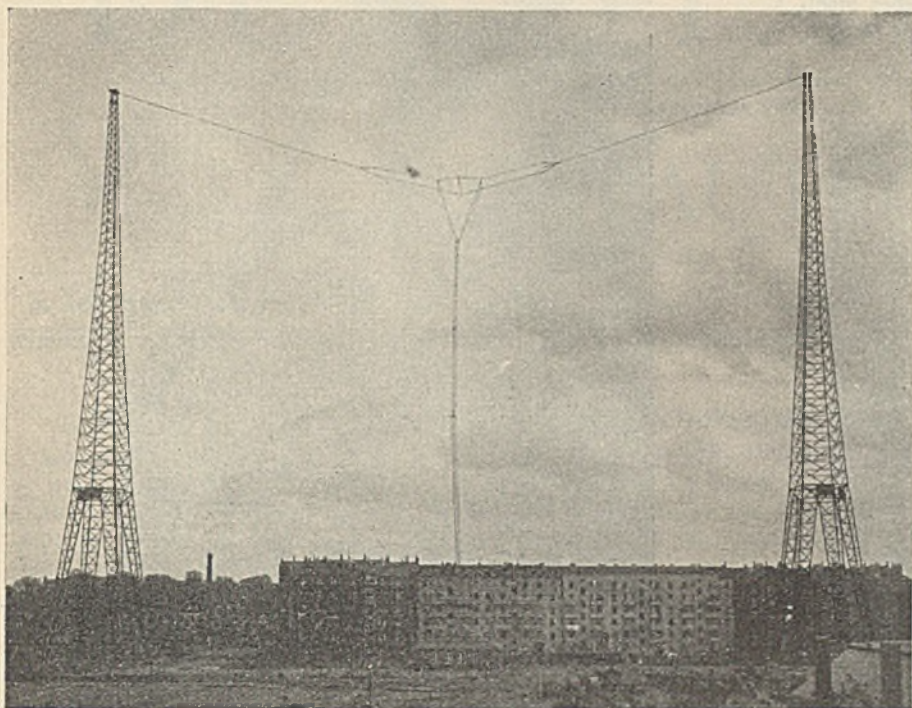


Abb. 3. Funktürme in Hamburg. Ansicht.

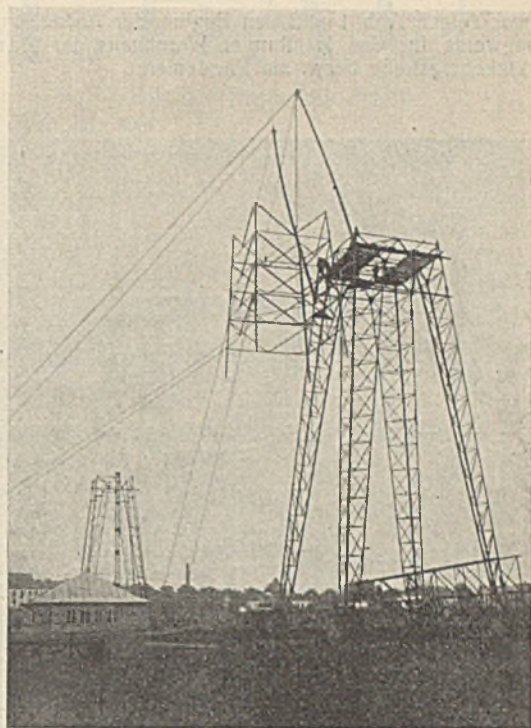


Abb. 5. Funktürme in Hamburg. Zusammenbau.

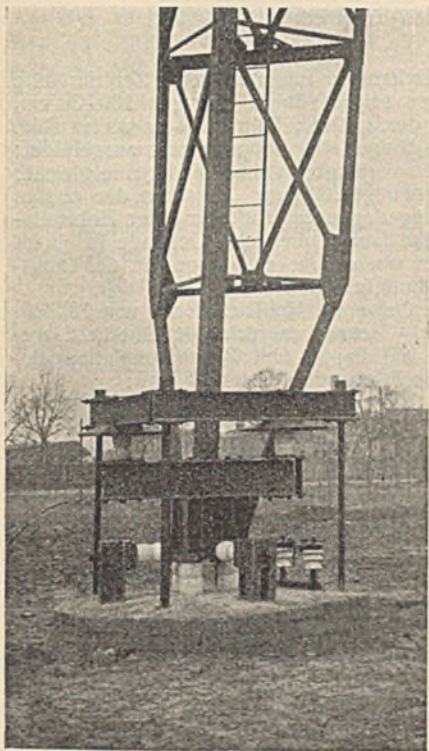


Abb. 4. Funktürme in Hamburg. Auflagerung eines Mastfußes.

Hoch- und Brückenbauten in Stahl, zurückblicken kann, seien im folgenden einige Gittermast- und Turmkonstruktionen wiedergegeben:

Die auf Abb. 1 dargestellten Kanalkreuzungsmaste über den Kaiser-Wilhelm-Kanal wurden neben vielen anderen Leitungsmasten für die Großkraftwerke in Rendsburg geliefert. Die Höhe der zwei stählernen Abspannmaste beträgt etwa 32 m, die der beiden mittleren Tragmaste — von denen auf der Abbildung nur einer sichtbar ist — rd. 70 m. Die Entfernung dieser letzteren voneinander beträgt 195 m, der Abstand bis zu den äußeren Masten je 915 m. Die Maste dienen zur Überführung zweier Starkstromleitungen von 60 000 und 15 000 Volt; die geringste Höhe über dem Wasserspiegel — vom durchhängenden Kabel aus gerechnet — beträgt 50 m, das Gewicht der großen Maste je 14,3 t und das der kleinen Maste je 9 t.

Abb. 2 zeigt die für die Deutsche Reichspost gebauten Funktürme in Kiel von je 75 m Höhe und 23 t Gewicht,

weiteren, unten zusammengebauten Schüsse mittels zweier auf dem jeweils obersten Podest aufgestellter Schwenkmaste angehoben und aufgesetzt wurden.
W. Schneider.

Geschäftshausbauten in Stahl sind wegen der kurzen erforderlichen Bauzeit und wegen ihrer Anpassungsfähigkeit bei später erforderlich werdenden Umbauten selbst dort, wo sie vielleicht zunächst einen etwas höheren Gestehtungspreis bedingen als andere Bauweisen, diesen nach der Auffassung führender deutscher Zivilingenieure wirtschaftlich unbedingt überlegen. Die im folgenden kurz beschriebenen beiden Beispiele sind Ausführungen der Firma Gebrüder Andersen in Kiel-Hassee, und

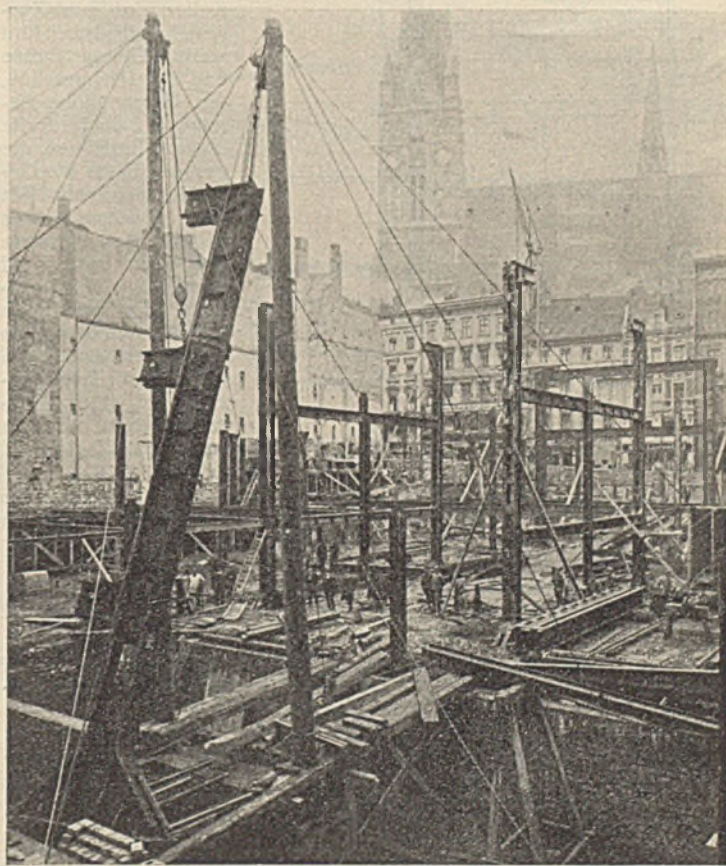


Abb. 1. Beginn der Aufstellungsarbeiten für das Stahltragwerk des Warenhauses Karstadt in Hamburg.

Abb. 3 die beiden 100 m hohen, je 26 t Gewicht aufweisenden Funktürme in Hamburg.

Die Auflagerung dieser Türme ist in anschaulicher Weise in Abb. 4 dargestellt. Jeder der vier Mastfüße wird durch besondere Porzellankörper isoliert. Entsprechend den auftretenden Kräften im Fundament werden senkrechte und wagerechte Porzellankörper angebracht. Die Isolierhöhe gegen die Stahlteile beträgt etwa 240 mm und wird durch zwei aneinandergestellte Porzellankörper erreicht, die eine zehnfache Sicherheit gewähren. Eine am Fuß zwischen Mast- und Fußplatte eingeschaltete Kugelfläche verteilt die auftretenden Drücke gleichmäßig auf alle Porzellankörper. Diese Druckkörper sind planparallel geschliffen und liegen zwischen ebenfalls planparallel geschliffenen Stahlplatten. Durch sorgsame Bearbeitung dieser aus Porzellan und Stahl gebildeten Druckkörper sowie durch genaues Ausrichten der Fundamentgrundplatten wird das leichte Ecken der Porzellankörper und damit ein Springen derselben vermieden.

Die Montage der Maste erfolgt nach Abb. 5 in der Weise, daß zunächst der untere Teil aufgestellt wurde, von diesem aus alsdann die

zwar zeigen Abb. 1 u. 2 den Beginn der Aufstellungsarbeiten des Stahltragwerks für das Hamburger Warenhaus der Karstadt A.-G. an der Mönkebergstraße bezw. am Pferdemarkt.

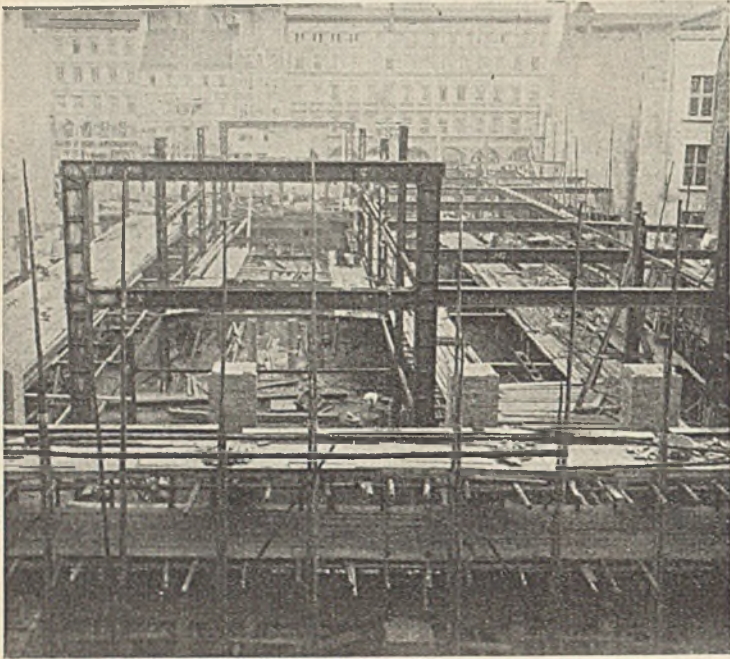


Abb. 2. Warenhaus Karstadt in Hamburg. Aufstellung des Stahltragwerkes.

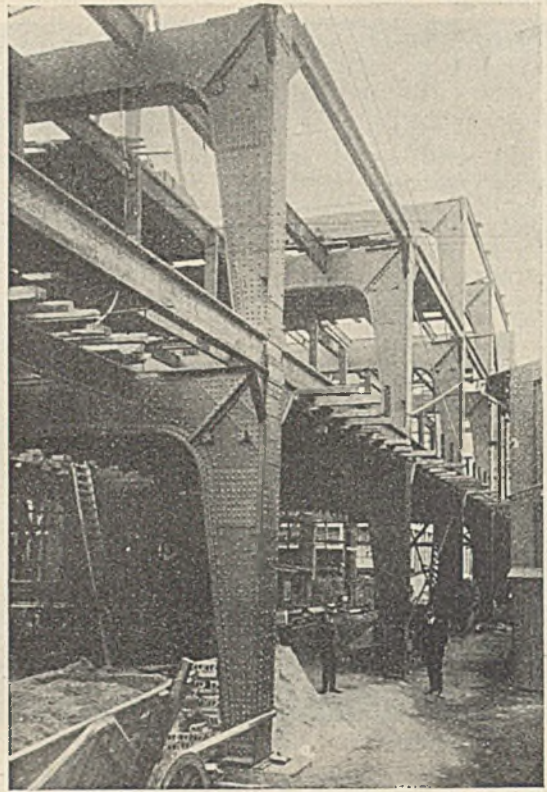


Abb. 3. Fabrikgebäude in Kiel, Ansicht des Steifrahmen- Tragwerkes.

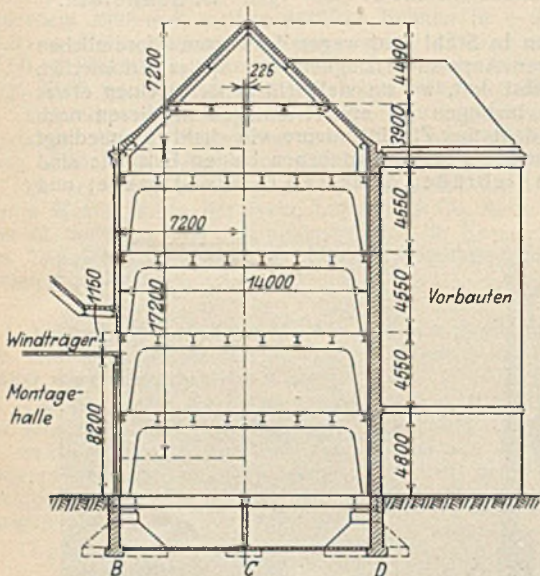


Abb. 4. Fabrikgebäude in Kiel. Querschnitt.

Die Konstruktion besteht aus einwandigen Steifrahmen von 3 m Abstand und 13,1 m Stützweite.

Zwischen den Riegeln liegen die Trägerlagen zur Aufnahme der Eisenbetondecke: Vorhanden sind außer Keller, Erd- und Zwischengeschoss noch fünf weitere Obergeschosse und das Dachgeschoss, die Geschoßhöhe beträgt rd. 3,65 m für die oberen Geschosse, die gesamte Höhe des Gebäudes einschließlich des Dachgeschosses 31 m. Das gesamte Tragwerk ruht auf schweren Gitterträgern, die wiederum auf Betonfundamenten aufgelagert sind. Die Höhe dieser Träger beträgt bei einer Stützweite von 13,1 m

schub H vorhanden. Die Füße der Rahmen ruhen auf einer Zentrierplatte von $150 \cdot 45$ cm, welche wiederum seitlich durch Knaggen $160 \cdot 30$ cm, welche auf den Auflagerplatten der unteren Rahmen aufgenietet sind, begrenzt sind. Stiele sowohl wie Riegel sind doppelwandig ausgebildet; während sich die Stiele nach unten verjüngen, geht der Riegel in gleicher Höhe durch. Die Stehblechhöhe beträgt 760 mm. Zwischen den oberen Riegeln der Rahmen liegen die Trägerlagen zur Aufnahme der Hohlsteindecken. Die Träger der Kellerdecke laufen quer zum Gebäude in einem Abstand von 2,6 m, die Träger der oberen Decke hingegen in der Längsachse des Gebäudes und in 2 m Entfernung.

Die Decke selbst ist als eisenbewehrte Hohlsteindecke von 18,5 cm Stärke ausgeführt, das Dach ist — soweit es nicht als Oberlicht ausgebildet ist — als Pfannendach auf Pappe und Bimsbetonplatten eingedeckt. Als Nutzlasten waren nachstehende Werte gegeben:

im Erdgeschoss	1500 kg/m ²
„ 1. Obergeschoss	1200 „
„ 2. „	1000 „
„ Dachgeschoss	1000 „
„ Dachboden	300 „

Außerdem waren an weiteren Lasten vorhanden im Erd- und 1. Obergeschoss eine Laufkatze von 4 t Tragfähigkeit und im 2. und 3. Obergeschoss eine solche von 3 t.

W. Schneider.

Deckenkonstruktionen für den Stahlskelettbau. In der vom Stahlwerksverband zum 10. Juli d. J. in Düsseldorf einberufenen Besprechung über Decken- und Dachkonstruktionen für den Stahlskelettbau wurden als wertvollste und geeignetste Deckenkonstruktionen die von Remy, Sperle und die neuen Houdisdecken erkannt, während als Dachdeckungs-material Eternit, Fulgurit, Siegener Pfannenbleche und Dachpappe erörtert wurden.

In der Sitzung fehlten offenbar eine ganze Reihe von Repräsentanten von Decken- und Dachkonstruktionen, deshalb ist eine zweite Sitzung in Aussicht genommen worden und es werden hiermit alle diejenigen, welche für den Skelettbau geeignete Decken- und Dachkonstruktionen, Dacheindeckungen usw. herstellen (auch wenn diese Konstruktionen bisher noch wenig bekannt sind), aufgefordert, geeignete Mitteilungen an die Propaganda-Abteilung des Stahlwerksverbandes (Düsseldorf, Stahlhof, Postschließfach 159) zu richten. Das Resultat der Besprechung im Stahlwerksverband soll nach Sichtung dann der Reichsforschung zur Verfügung gestellt werden.

INHALT: Die stählerne Rippenkuppel des Wiesbadener Staatstheaters. — Braunkohlen-Brikettlagerhalle Karlsruhe-Rheinhafen. — Über Berechnung und Ausbildung versteifter Blechwände. — Fördergerüst für die Großschachtanlage „Robert Müser“ der Harpener Bergbau-Aktiengesellschaft in Werne, Kreis Bochum. — Montagemaß für 50 m hohe Leitungsmaste. — Verschiedenes: Deutscher Stahl in Amerika. — Deutscher Stahlbau in London. — Ausbau der Leipziger Messe. — Die Bautätigkeit in der ersten Hälfte des Jahres 1928. — Stählerne Gittermaste und -Türme. — Geschäftshausbauten in Stahl. — Deckenkonstruktionen für den Stahlskelettbau.

= 900 mm, die Gurte bestehen aus zwei Gurtwinkeln $160 \cdot 160 \cdot 17$ und vier Lamellen $380 \cdot 15$.

Die Montage erfolgte auf die Weise, daß zunächst die Stützen für je zwei Geschosse mit den Abschlüssen für die Riegel der betreffenden Geschosse gestellt wurden, alsdann wurden die mittleren Stücke der Riegel von etwa 10 m dazwischengebaut.

Das Gesamtgewicht der für den bekannten Warenhauskonzern in Kiel, Hamburg und Stettin von der Firma Andersen gelieferten Stahlkonstruktionen beträgt rd. 5200 t.

Abb. 3 u. 4 zeigen die Steifrahmen für ein Fabrikgebäude in Kiel. Das Tragwerk des Hauptgebäudes besteht aus vier rechteckigen aufeinandergesetzten Zweigelenrahmen von rd. 13,54 m Stützweite. Die Dachkonstruktion wird aus einem abgeschrägten Zweigelenbogen und einem dreieckförmigen Dreigelenbogen gebildet, wie in Abb. 3 veranschaulicht ist. Die Gesamtlieferung betrug gegen 950 t.

Die Entfernung der Portalrahmen in der Längsrichtung beträgt 7,8 m, die Kellerdecke ruht auf den Umfassungsmauern und einem mittleren, durch Säulen gestützten Unterzug, die Kellersäulen haben ebenfalls einen Abstand von 7,8 m. Der Horizontalschub der Zweigelenrahmen wird jeweils durch den oberen Riegel der darunterliegenden Rahmen aufgenommen. Die Rahmen haben zwei Fußgelenke und sind daher einfach statisch unbestimmt; als statisch unbestimmbare Größe ist der Horizontal-