

# DER STAHLBAU

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, 18. Mai 1928

Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

### Sägedach - Stahlbau von 12600 m<sup>2</sup> Grundfläche.

Von Ingenieur Richard Müller.

Eine der entwicklungsfähigsten Industrien in Deutschland ist die chemische. Sie kann daher auch bei der sonst so ungünstigen Wirtschaftslage größere Neubauprogramme abwickeln, und einem solchen entstammt

Binder zwangsläufig die Ausführung einer dreifachen Sägedachform. Da das Vorhandensein von Säuredämpfen die Wahl möglichst geschlossener Querschnitte nötig machte, und außerdem möglichst wenig Ablagerungsmöglichkeit für Staub vorhanden sein sollte, entschloß man sich, die mit Zwischenbelastung durch Dachhaut oder Oberlicht zwischen den Knoten versehenen Stäbe aus biegefesten Profilen, also INP oder IP herzustellen und jede fachwerkartige Ausfüllung fortzulassen. Allseitig frei im Innenraum liegt der Untergurt, der als genieteter Querschnitt aus einem

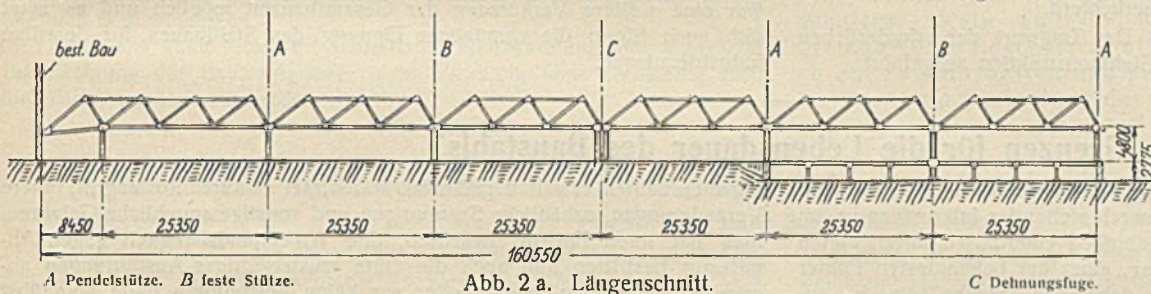
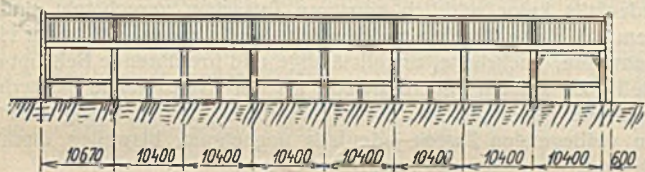


Abb. 2 b Querschnitt.



Schnitt a-a.

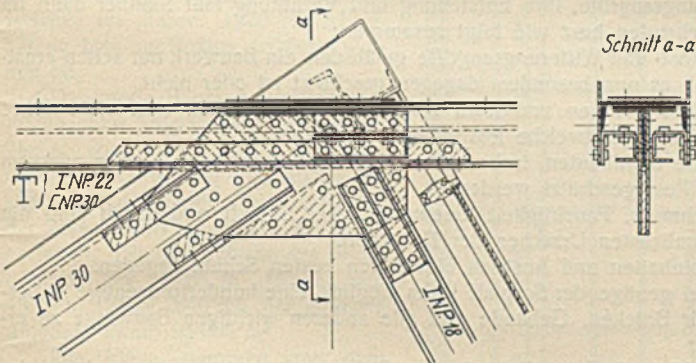
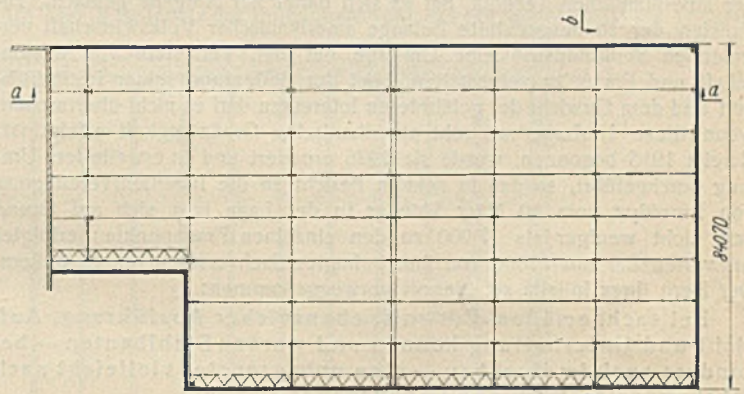


Abb. 1. Grundriß.



Steg mit zwei Winkeln ausgebildet ist; Obergurtstäbe und Diagonalen dagegen schmiegen sich, soweit es sich um die Innenansicht handelt, dicht den Dach- bzw. Oberlichtflächen an. Es zeigt sich hier die ausgezeichnete Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues auch an vom Üblichen abweichende Betriebsverhältnisse. Die Pfetten sind als sogenannte halb eingespannte Träger berechnet und ausgebildet. Sehr günstig erwies sich im Hinblick auf die Aufstellung der Maschinen insbesondere auch die Möglichkeit, die Stützen unter Verwendung von IP mit denkbar kleinstem Raumbedarf ausführen zu können. Abb. 4 zeigt eine Teilaufnahme der Halle und gibt einen Eindruck von der ruhigen Wirkung der gewählten Binderform. Abb. 5 zeigt eine Außengesamtansicht und läßt die Größe des Baues hervortreten.

der nachstehend beschriebene Flachbau aus dem Jahre 1927. Er erscheint recht bemerkenswert: Einmal wegen seiner großen Ausdehnung, sodann wegen der im nachstehenden näher behandelten nicht alltäglichen Form eines dreifachen Sheddaches ohne Fachwerkfüllung mit biegefesten Gurten und Diagonalen; endlich aber, weil es sich hier um eine Ausführung handelt, bei der an sich auch Eisenbeton hätte in Frage kommen können, aus wirtschaftlichen Gründen und wegen der allzulangen Bauzeit jedoch außer Wettbewerb bleiben mußte. Aus den Abb. 1 geht die Gestaltung der 12600 m<sup>2</sup> großen Grundfläche hervor, aus Abb. 2 a u. b die bedeutenden Stützenentfernungen mit 25,35 und 10,40 m in Längs- und Querrichtung. Aus betrieblichen Gründen war eine Sägedachform gewünscht, und bei der erwähnten weiten Stützenstellung ergab sich für die

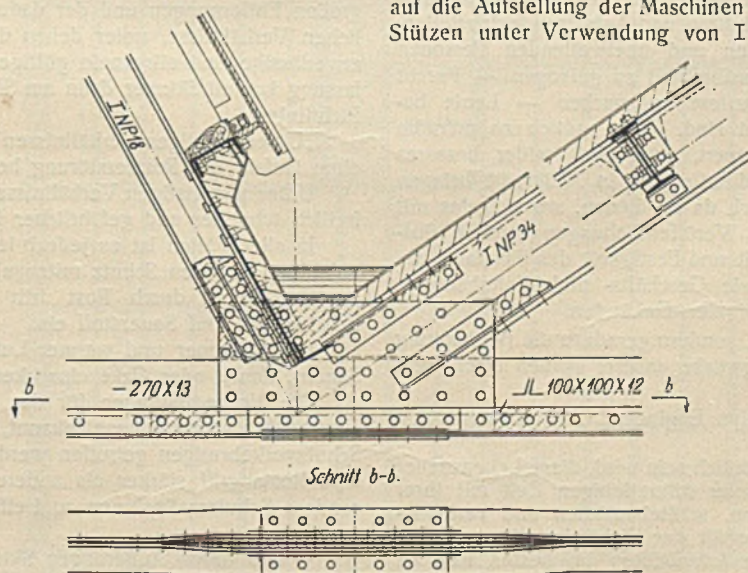


Abb. 3. Einzelheiten der Shed-Ausbildung.

Bei der konstruktiven Durchbildung der Binder ergaben sich einige neuartige Knotenpunktansbildungen, deren Ausführung in Abb. 3 dargestellt ist. Dank der glücklichen Anordnung derselben wie der gesamten Binderform war die Nietzahl bei dieser, bezogen auf das Quadratmeter der überdachten Fläche, etwa 20% geringer als bei fachwerkartiger Ausbildung.

Die Standsicherheit des Baues wurde in der einen Richtung durch biegefest ausgebildete Stützen, in der anderen Richtung durch ein-

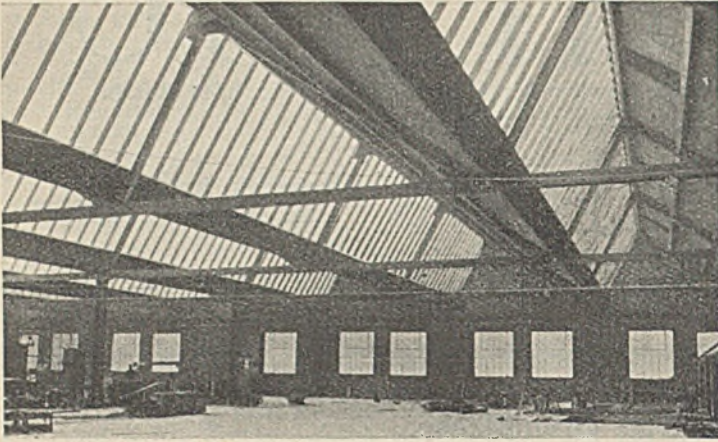


Abb. 4. Innenansicht.

gebauete Portale in Verbindung mit entsprechend angeordneten Verbänden erreicht. — Die Dacheindeckung besteht aus einer Eisenbetonplatte auf eisernen Platten bezw. aus kittlosen Oberlichtern.

Ein Teil der Halle ist unterkellert. Das Tragwerk der erforderlichen hoch belasteten Decke ist ebenfalls in Stahlkonstruktion ausgeführt.



Abb. 5. Außenansicht.

Die Montage mußte im Hinblick auf das Bauprogramm in kürzester Zeit erledigt werden. Durch entsprechende Maßnahmen war es möglich, die insgesamt 1264 t in nur zwei Monaten aufzustellen. Da die Dacheindeckung in den bereits fertiggestellten Hallenschiffen gleichzeitig mit der weiteren Montage der Stahlkonstruktion erfolgen konnte, war eine weitere Verkürzung der Gesamtbauteit möglich und es zeigt sich auch hierin die vorzügliche Eignung des Stahlbaues für derartige Industrieanlagen.

Alle Rechte vorbehalten.

### Grenzen für die Lebensdauer des Baustahls?

Wie anderswo hat auch in Amerika der Baustahl ebenso unter den grundlosen Verdächtigungen im Wettbewerb stehender Interessengruppen wie unter der Unkenntnis und Leichtgläubigkeit einer falsch unterrichteten Öffentlichkeit zu leiden. F. W. Skinner, einer der bekanntesten Führer der amerikanischen Technik, hat es sich daher zur Aufgabe gemacht, zugunsten der so ausgedehnte Belange amerikanischer Volkswirtschaft vertretenden Stahlindustrie eine Umfrage bei den Vertretern von Wissenschaft und Praxis zu veranstalten. Bei der Bedeutung seiner Persönlichkeit und dem Gewicht der gefährdeten Interessen darf es nicht überraschen, wenn diese Umfrage mit echt amerikanischer Großzügigkeit erfolgt ist: Bereits 1915 begonnen, wurde sie 1926 erneuert und in erweitertem Umfang durchgeführt, so daß in seinem Bericht an die Ingenieurvereinigung von Brooklyn vom 10. März Skinner in der Lage ist<sup>1)</sup>, sich auf Grund von nicht weniger als 17 000 zu den einzelnen Fragepunkten erfolgter Antworten der über 1000 von ihm befragten Sachverständigen zu äußern. Der Kern ihres Inhalts sei hiermit vorweggenommen:

Bei sachgemäßem Entwurf, ebensolcher Ausführung, Aufsicht und Unterhaltung können und werden Stahlbauten — besonders auch im Hochbau — eine unbegrenzte, vielleicht nach Jahrhunderten zählende Lebensdauer<sup>2)</sup> haben.

Es ist an dieser Stelle leider nicht möglich, auf die Unzahl der Antworten im einzelnen einzugehen, um so weniger als sie deutschen Ingenieuren in technischer Hinsicht kaum etwas Neues bringen, jedoch sei der Abschnitt von Skinners Ausführungen wiedergegeben, in dem er die Notwendigkeit seiner Umfrage begründet. Alsdann ist kurz der Inhalt der zu den einzelnen Fragen gegebenen Antworten zusammengefaßt und endlich sind die aus diesen Antworten sich ergebenden Schlüsse gezogen:

„Ab und zu, namentlich aber in der letzten Zeit, ist in der Großstadt-presse ein Ansteigen der Flut von Zuschriften und Aufsätzen festzustellen, die von unwissenden, übelunterrichteten und übelwollenden Personen stammen, welche — um zu billiger Berühmtheit zu gelangen — Furcht und Zweifel erregen oder — um Karriere zu machen — Leute beiseitigen wollen, denen sie verpflichtet sind. Die endlich zu privaten Zwecken unnötige Erhebungen vornehmen, womöglich wider besseres Wissen den Baustahl durch falsche Mitteilungen in Mißkredit bringen wollen, um gegnerischen Interessen auch da zu dienen, wo sich das mit der Wahrheit nicht verträgt. Solche Veröffentlichungen greifen insbesondere die Sicherheit, Zuverlässigkeit und Festigkeit des Baustahls an, zumal als Tragwerk bei Hochbauten wie Geschäfts- und Wohnhäusern, Hotels und anderen öffentlichen und privaten Gebäuden.“

Man hat nicht nur die Befürchtung, sondern geradezu die Behauptung ausgesprochen, daß die stählernen Tragwerke unserer großen Hoch- und

<sup>1)</sup> Vergl. Proceedings of the Brooklyn Engineers Club, Volume XXV Part II vom Januar 1927.

<sup>2)</sup> Daß es praktisch nicht immer möglich sein wird, diese Lebensdauer auch wirklich auszunutzen, ist in unserer schnelllebigen Zeit mit ihrer raschen Steigerung der Beanspruchungen, städtebaulichen und verkehrstechnischen Änderungen klar. Doch behält der Stahl dann immer noch seinen Materialwert, während z. B. Eisenbetonbauten im besten Fall als sprengtechnisches Versuchsprojekt dienen können; vergl. u. a. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11, S. 140.

Ingenieurbauten ernsthaft gefährdet wären, sei es durch Rostangriff, innere Veränderungen, schädliche Spannungen und sonstige angebliche Gefahren. Man hat ihren Entwurf bekrittelt, ihre Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung bestritten und auch die Güte mustergültiger Ausführungen angegriffen. Obschon wenige oder gar keine bestimmten Fälle angeführt und jedenfalls keine wirklich ernsteren Tatsachen vorgebracht sind, hat man dennoch beunruhigende und verdächtigende, wenn auch in der Hauptsache unwahre, unehrliche, unvollständige und irreführende Behauptungen aufgestellt: Zu keinem andern Zweck, als um rivalisierende Bauverfahren und Baustoffe zu empfehlen, die oft unerprobt, minderwertig oder doch für den vorliegenden Zweck jedenfalls ungeeignet, bisweilen direkt gefährlich sind.“

Den Inhalt seiner Umfrage über den gesamten Komplex der Rost- und Witterungsangriffe, ihre Entstehung und Verhütung faßt Skinner dann im nachstehenden kurz wie folgt zusammen:

„Rost- und Witterungsangriffe gefährden ein Bauwerk nur selten ernsthaft, ob es nun besonders dagegen geschützt ist oder nicht.“

Viele Brücken und noch zahlreichere Hochbauten sind viele Jahre lang ohne irgendwelche Rostschäden geblieben.

Alle Stahlbauten, insbesondere stählerne Fachwerke können wirksam gegen Rost geschützt werden.

Schmutz, Feuchtigkeit, Seewasser oder Seeluft und Rauch sind die vornehmlichsten Ursachen der Korrosion.

Reinhalten und Anstrich bieten den besten Schutz dagegen.

Bei genügender Sorgfalt ist es möglich, eine hundertprozentige Sicherheit für Brücken, Gebäude und alle anderen wichtigen Bauwerke zu erzielen.“

Zahl und Persönlichkeit der Befragten<sup>3)</sup> verbürgen angesichts der großen Entfernungen und der dadurch bedingten ganz verschiedenen örtlichen Verhältnisse, unter denen die Antworten zustande kamen, absolut zuverlässige und allgemein gültige Anhaltspunkte. In deren Zusammenfassung kommt Skinner dann am Schluß seines Berichtes zu den folgenden Richtlinien:

„Unter günstigen Verhältnissen können Stahlbauten durch Jahrhunderte ohne Gefahr der Rostzerstörung bestehen.“

Unter ungünstigen Verhältnissen sind sie ohne entsprechenden Schutz freilich schneller und gefährlicher Beschädigung ausgesetzt.

In allen Fällen ist es jedoch leicht möglich, Stahlbauten einen solchen unbedingt sicheren Schutz mitzugeben.

Zerstörung durch Rost tritt nur bei dauernder Einwirkung von Feuchtigkeit und Sauerstoff ein.

Bei trockener und warmer Luft besteht keine Rostgefahr, falls nicht Säuren, Rauch oder Gase einwirken.

Die Vorbedingungen für das Auftreten von Rost bei Brücken- und Hochbauten sind durchaus bekannt, sie können also beseitigt und geeignete Schutzvorkehrungen getroffen werden. Da gewisse Teile von Stahlbauten dem Rostangriff stärker als andere ausgesetzt sind, hat man für sie besondere Schutzmaßnahmen zu treffen.

<sup>3)</sup> Von deren Äußerungen Skinner eine erhebliche Anzahl der wichtigsten im Wortlaut wiedergibt. Vergl. dazu das Aprilheft der genannten Monatsschrift.

Die häufigsten Ursachen der Rostbildung bei Brücken und Hochbauten sind Feuchtigkeit, säurehaltige Dämpfe und Flüssigkeiten, wie sie meist nur in künstlichen Zusammensetzungen, kaum in der Natur vorkommen.

Feuchtigkeit und schädliche chemische Einflüsse treten vor allem bei ständiger Einwirkung infolge Ansammlung von Schmutz und Unreinigkeiten auf.

Der beste Schutz gegen Rost ist also Reinhalten, ein gut deckender Anstrich oder Ummantelung mit Beton.

Gerade mangelnde Sauberkeit ist als einer der größten Verstöße bei der Unterhaltung zu betrachten. Ebenso mangelhafte Anstrichmittel und -arbeit oder unregelmäßige Erneuerung des Anstrichs.

Bei Ummantelung mit Beton muß der Stahl gegen das Eindringen von Feuchtigkeit und Dämpfen durch Risse oder Fugen minderwertigen Betons geschützt werden und dessen Ausführung mit besonderer Sorgfalt erfolgen.

Die Verwendung von Schlackenbeton bei Ummantelungen steigert die Rostgefahr, statt sie zu verhüten.

Schon zweckmäßiger Entwurf kann eine Reihe der Ursachen des Rostangriffs ausschalten. Fehler dabei fördern den letzteren.

Wo der Angriff gewisser Dämpfe und Säuren zu erwarten steht, bedarf ein Stahlbau regelmäßiger Beaufsichtigung. Korrosion jeder Art an Stahlbauten ist stets äußerlich wahrnehmbar, auch bei sorgfältig ummanteltem Stahl sind Rosterscheinungen vermutlich durch die Ummantelung hindurch wahrzunehmen.

Jedenfalls kann selbst bei fehlerhafter Ummantelung eine ernsthafte Beschädigung der Baustahlglieder nicht eintreten, ohne rechtzeitig auch äußerlich kenntlich zu werden.

In den weitaus meisten Fällen wird man bei Stahlbauten Rostschäden also bemerken müssen, ehe sie gefährlich werden können. Stahl im Innern trockener, warmer und sauberer Räume rostet nie und benötigt nur selten eines Schutzanstriches.

Die Hauptursachen für gelegentlich mögliche Rostschäden bei Hochbauten sind mangelnde Sorgfalt bei der Ausführung und falsche Sparsamkeit, vor allem auch mangelndes Verständnis der Baufirmen, der Bauleitenden und der Bauherrschaft.

Eisenbahnbrücken sind, weil bei ihrer Unterhaltung eben die erforderliche Sorgfalt waltet, kaum je infolge Rostschäden unbrauchbar oder erneuerungsbedürftig geworden, ebensowenig Straßenbrücken: Beide erreichen, obschon sie doch recht schweren Beanspruchungen ausgesetzt sind, vielmehr häufig eine sehr lange Lebensdauer.

Nach der Meinung einer sehr großen Anzahl erfahrener und vorsichtiger Sachverständiger haben überhaupt bei sachverständiger Unterhaltung sowohl Brücken- wie Hochbauten eine praktisch unbegrenzte Lebensdauer.

Im allgemeinen läßt sich mit verhältnismäßig geringen Kosten bei angemessener Sorgfalt in Materialauswahl, Verarbeitung, Entwurf, Montage, Schutzanstrich und Unterhaltung die Gefahr der Beschädigung durch Rost völlig ausschalten. Kein anderer Baustoff besitzt die Festigkeit, gleichmäßige Beschaffenheit, Zuverlässigkeit und Dauer, ist so gut zu verarbeiten und so wirtschaftlich wie bei richtigem Entwurf und Rostschutz der Baustahl.“

### Das neue Kühlhaus der Firma Behr & Mathew im Hamburger Freihafen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Direktor Hans Schmuckler, Berlin.

Infolge der durch den Bolschewismus in Rußland verursachten Umwälzung hat die Einfuhr von russischen Eiern nach Deutschland fast vollständig aufgehört. Als Ersatz der billigeren russischen Eier kommen in erster Linie solche aus China in Betracht, welche von der Firma Behr & Mathew, Hamburg, in großen Mengen mit eigenen Kühldampfern eingeführt werden. Zur Einlagerung dieser leicht verderblichen Ware war die Anlage eines eigenen Kühlhauses im Hamburger Hafen erforderlich, welche im Jahre 1926 im Freihafengebiet am Roßkai errichtet worden ist.

Das große Bauwerk umfaßt mit seinen zehn Stockwerken eine Nutzfläche von etwa 22 500 m<sup>2</sup>, von welchen 2600 m<sup>2</sup> auf den Anbau für eigene und fremde Bureauzwecke, der Rest auf das eigentliche Kühlhaus entfallen. Die Grundfläche des Baues beträgt bei 48,65 m Länge und 48,15 m Breite 2340 m<sup>2</sup>, der gesamte umbaute Raum 95 000 m<sup>3</sup>.

Die Pläne stammen von dem Hamburger Architekten B. D. A. Otto Hoyer, dessen musterhafter Bauleitung die Ausführung des gesamten Rohbaues, trotz mancherlei unvorhergesehener Schwierigkeiten, in der kurzen Zeit von acht Monaten zu danken ist. Zehn Monate nach Beginn der Bauarbeiten konnten die ersten Einlagerungen vor sich gehen.

Die Architektur des Bauwerkes entspricht seinem Zweck. Da die Wände des Kühlhauses keine Fensteröffnungen aufweisen, haben die großen, glatten, mit Klinkern verkleideten Wandflächen eine einfache und straffe Gliederung durch senkrechte Pfeilerstreifen in scharriertem Vorsatzbeton erhalten. In gleicher Weise sind auch die Gebäudeecken betont. Ein Simsband faßt diese Pfeiler oben und über den Toröffnungen zusammen (Abb. 7 u. 8).

Das landseitig dem Kühlhaus vorgelagerte Bureaugebäude zeigt

wagerechte Gliederung und bildet mit seiner aufgelösten Fensterwand einen belebenden Gegensatz zu den großen, glatten Wandflächen des Kühlhauses. Auf Abb. 8 ist hinter der Bureauhausfront das polygonal gestaltete Treppen-

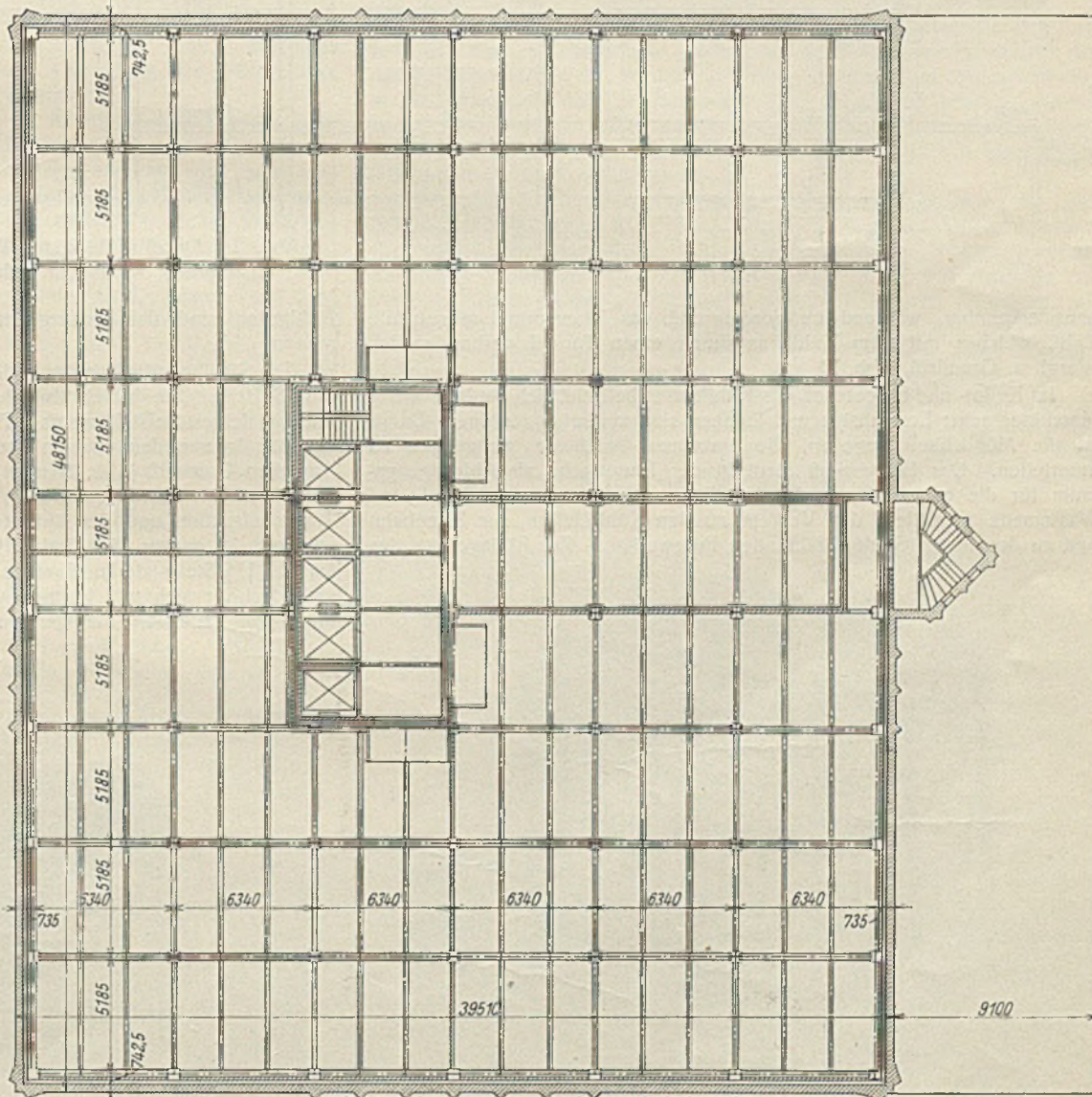


Abb. 1. Grundriß.

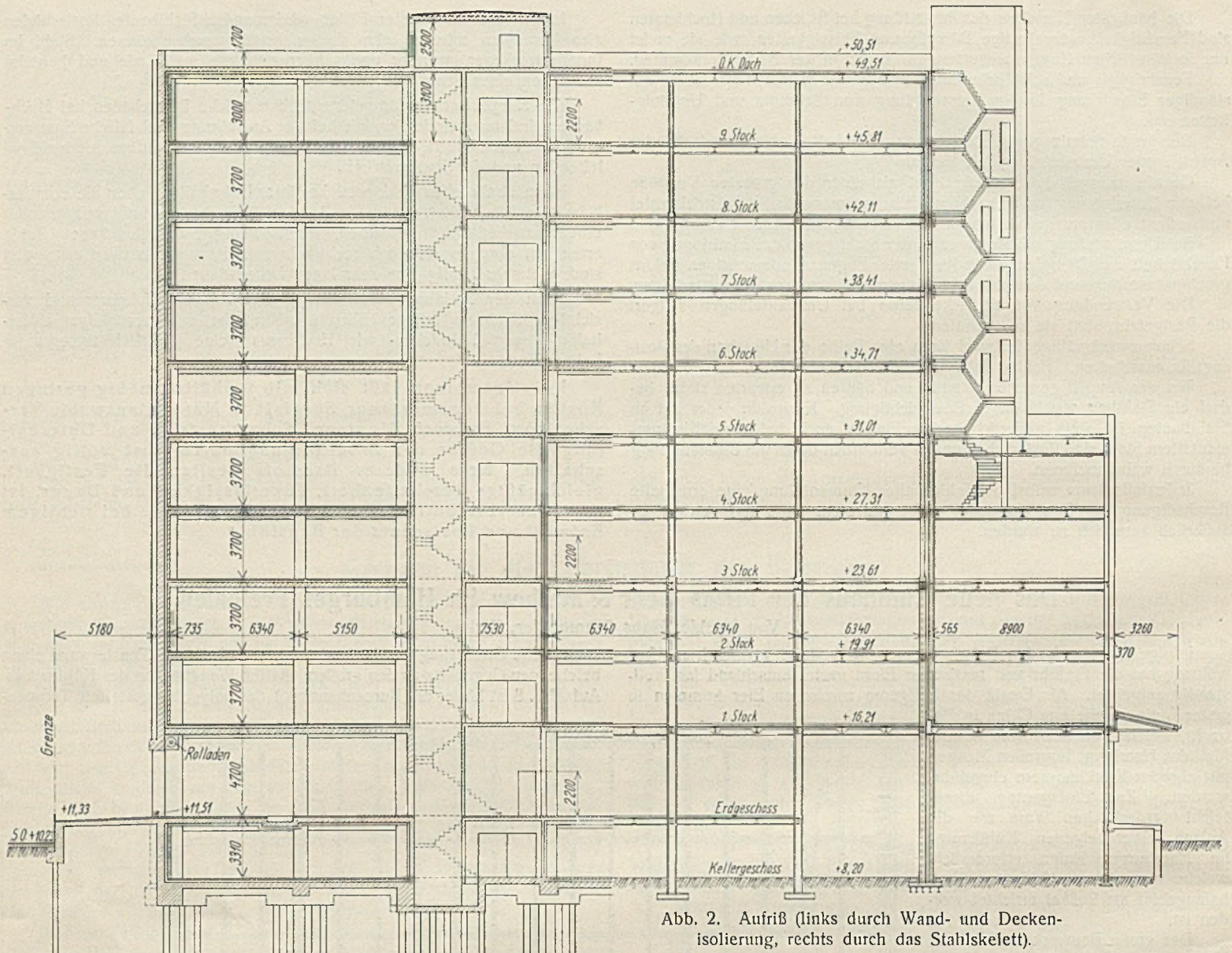


Abb. 2. Außriß (links durch Wand- und Decken-isolierung, rechts durch das Stahlskelett).

haus erkennbar, während im Vordergrund das Transformatorgebäude steht, welches mit dem Kühlhaus durch einen Tunnel verbunden ist. (Vergl. a. Grundriß, Abb. 1.)

Im Keller- und Erdgeschoß des Kühlhauses befindet sich ein besonderer Maschinenraum; Lastaufzüge und Treppen sind zentral angeordnet. Damit ist die Möglichkeit gegeben, die einzelnen Geschosse weitgehend zu unterteilen. Das Erdgeschoß dient in der Hauptsache als Abfertigungsraum für die ein- und ausgehenden Güter. Rampen an der Land- und Wasserseite vermitteln den Verkehr zu den Kühlschiffen, zur Eisenbahn und zu den in die Stadt abfahrenden Fuhrwerken. Zur Einlagerung des

Kühlgutes sind das Keller-geschoß und sämtliche Ober-geschosse bestimmt.

Die Stahlkonstruktion des Kühlhauses besteht aus Trägern, Unterzügen und Stützen. Sie bildet ähnlich den amerikanischen Hochhäusern ein Skelett, dessen Aufstellung nach Fertigstellung der Fundamente vollständig unabhängig von den übrigen Bauarbeiten vorgenommen werden konnte. Aus dem Grundriß (Abb. 1) und dem Außriß (Abb. 2) ist die Gliederung der tragenden Stahlkonstruktion ersichtlich. Zwischen der eigentlichen Tragkonstruktion und den äußeren Umfassungswänden wurde zu Isolierzwecken in ganzer Höhe ein 16 cm breiter Schlitz freigelassen. Die äußere 1 1/2 Stein starke Haut in Stahlfachwerk mit Klinkerverblendung steht frei für sich und ist nur durch gelenkig angeschlossene Flachstäbe mit dem tragenden Stahlgerippe des Kühlhauses verbunden, um die

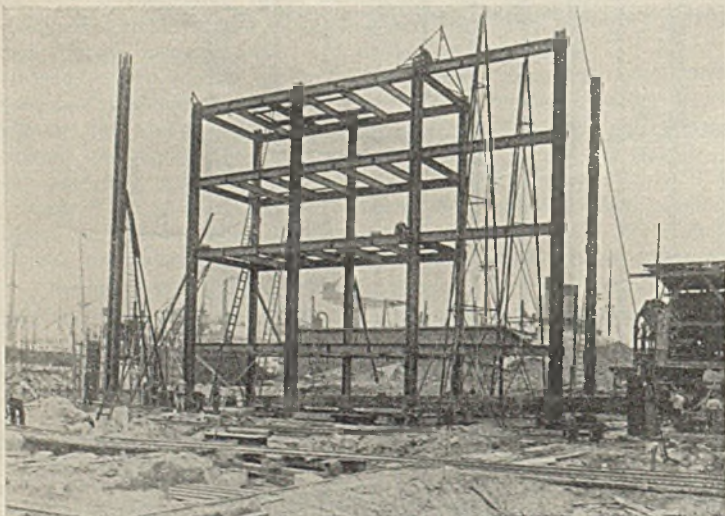


Abb. 4. Bauaufnahme am 14. 8. 1926.

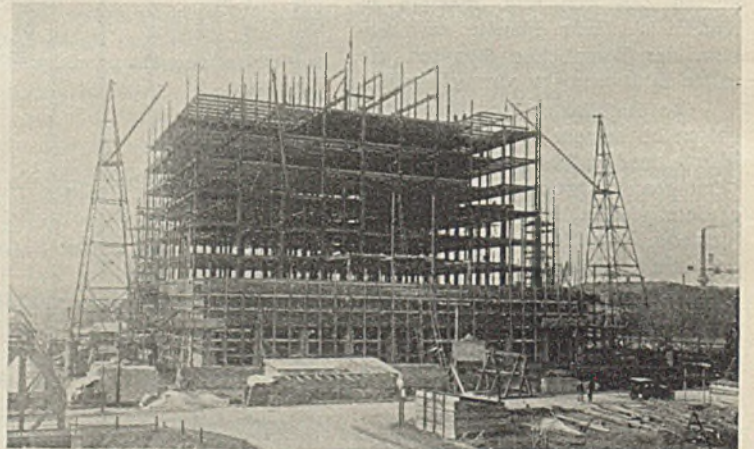


Abb. 5. Bauaufnahme am 7. 11. 1926.

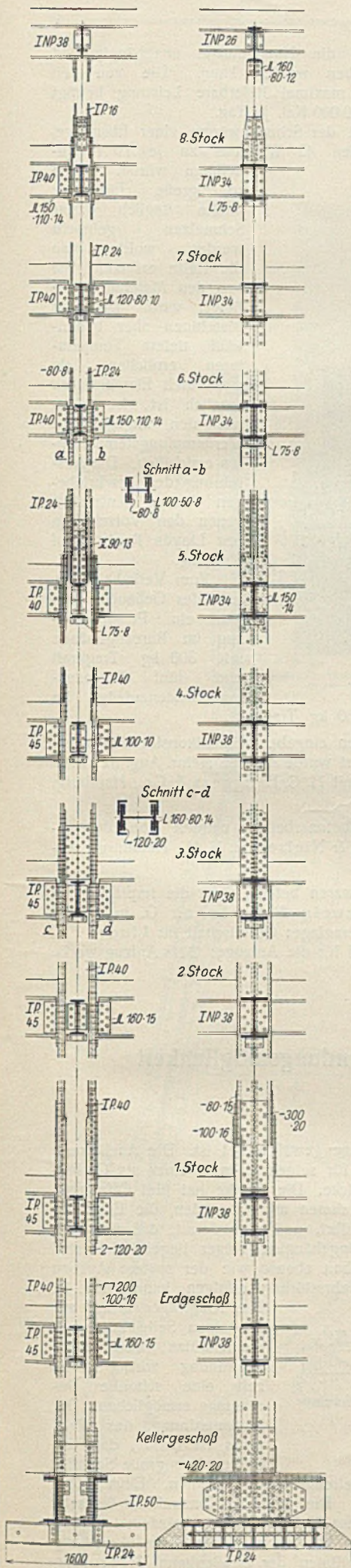


Abb. 3. Innerer Stützenzug mit etwa 600 t Belastung.

Isolierung so wenig wie irgend möglich zu durchbrechen. Durch entsprechende Abbetterung je zweier Geschosse konnte gleichzeitig an mehreren Decken und an der Ausmauerung der Wände gearbeitet werden. Die Deckenträger liegen in Abständen von 2,11 m und tragen armierte Hohlsteindecken. Die Höhenlage der Deckenträger wurde so getroffen, daß sie ohne Ausklüngen an die Unterzüge angeschlossen werden konnten. Die Unterzüge schließen an die Flansche der Breitflanschträger an, welche den Kern der Stützenzüge bilden. Die Stützen (Abb. 3) sind in ihrer Querschnittsbildung den nach unten zunehmenden Belastungen angepaßt. Die Verwendung von breitflanschnigen Trägern, insbesondere der parallelflanschnigen Peiner Profile, hat beträchtliche Vorteile. Sie ergeben mit den zur Flanschaussteifung und Vergrößerung der Trägheitsmomente nach der Y-Achse aufgesetzten Flach- und Winkelisen einheitlich wirkende Querschnitte, bei denen jedes Bindematerial entfällt und außerdem ist bei diesen Querschnitten die Werksausführung und Aufstellung verhältnismäßig einfach. Die Stützen stehen auf Rosten von I-Trägern, Abb. 3 läßt auch die Ausbildung des Stützenfußes erkennen.

Kräftige Anschlüsse der Deckenträger und Unterzüge an die Stützen ergeben eine gute Aussteifung des ganzen Gebäudes. Die dadurch erzielte Steifigkeit genügt für die Standsicherheit des Gebäudes während der Aufstellung. Große wagerechte Kräfte, insbesondere Windlasten, werden nach der Fertigstellung des ganzen Gebäudes durch die steifen Deckenplatten in die fensterlosen Wände abgeleitet.

Die Gründung des Gebäudes erfolgte auf rd. 1200 Eisenbetonpfählen von 13 bis 14 m Länge und 34 × 34 cm Querschnitt. Die Belastung der Pfähle wurde von der Baupolizeibehörde Hamburg auf 35 kg/cm<sup>2</sup> Pfahlquerschnitt begrenzt. Auch die Fundamente der Umfassungswände sind auf Eisenbetonpfählen gegründet. Während im allgemeinen die Stützen des tragenden Stahlgerippes bis zu den zu einzelnen Pfahlgruppen zusammengefaßten und mit einer Eisenbetonplatte

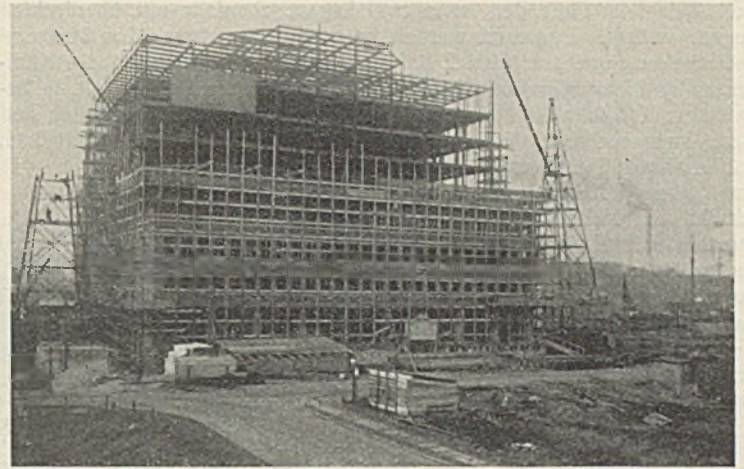


Abb. 6. Bauaufnahme am 30. 11. 26.

versehenen Pfahlfundamenten herunterreichen, wurden die stählernen Außenstützen teilweise aus besonderen Gründen nur bis zur Deckenhöhe des zweiten Obergeschosses herabgeführt. Den unteren Teil dieser Wände bildet eine Eisenbetonwand und Tragkonstruktion. Der Kellergeschoßfußboden ist als kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatte ausgeführt, welche zwischen den einzelnen Pfahlgruppen in besonderen Rippen fest eingespannt ist. Sämtliche oberen Decken des Kühlhauses und des Bureauanbaues einschließlich des Daches sind als durchlaufende armierte Hohlsteindecken mit 3 cm Betondruckschicht ausgebildet. Die Nutzlasten sind:

- für die Decke über dem Kellergeschoß . . . . . 1500 kg/m<sup>2</sup>
- für die Decken über dem Erdgeschoß, dem 1., 2. und 3. Obergeschoß . . . . . 1650 „
- für die Decken über dem 4. bis 8. Obergeschoß . . . . . 1100 „

Die etwa 22 500 m<sup>2</sup> Decken wurden trotz mancher Behinderung und Unterbrechung in 3 1/2 Monaten hergestellt. Das Hochmauern der Umfassungs- und Zwischenwände erfolgte fast durchweg nach Herstellung der darüberliegenden Decke, so daß der Rohbau einschließlich der Fundierung in den Monaten Mai bis Dezember 1926 ausgeführt werden konnte. Innerhalb dieses Zeitraumes wurden auch die Fundamente der Maschinen für die Kühlanlagen hergestellt, welche durch Fugen von den eigentlichen Kühlhausfundamenten getrennt sind.

Bezüglich des Wärmeschutzes waren bei diesem Kühlhaus sehr weitgehende Anforderungen zu erfüllen. Zunächst liegt, wie bereits erwähnt, die tragende Stahlkonstruktion vollständig innerhalb der Umfassungswände. Die inneren Stützen sind mittels Zellenbeton nach den Patenten der Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen m. b. H., Hamburg, ummantelt worden, damit ist ein guter Wärme-, Rost- und Feuerschutz erzielt. Außerdem wurden noch etwa 4000 m<sup>2</sup> Decken- und Fußbodenisolierung mit Zellenbeton ausgeführt, da in den in verschiedenen Stockwerken sich befindenden Luftkühlräumen eine Temperatur von -26° C zu halten war. Die Wände, welche die Luftkühlerräume von den Kühlräumen, in denen das Kühlgut lagert, abschließen, wurden in zwei Schichten mit überdeckten Fugen hochgemauert. Auch der Zellenbeton-

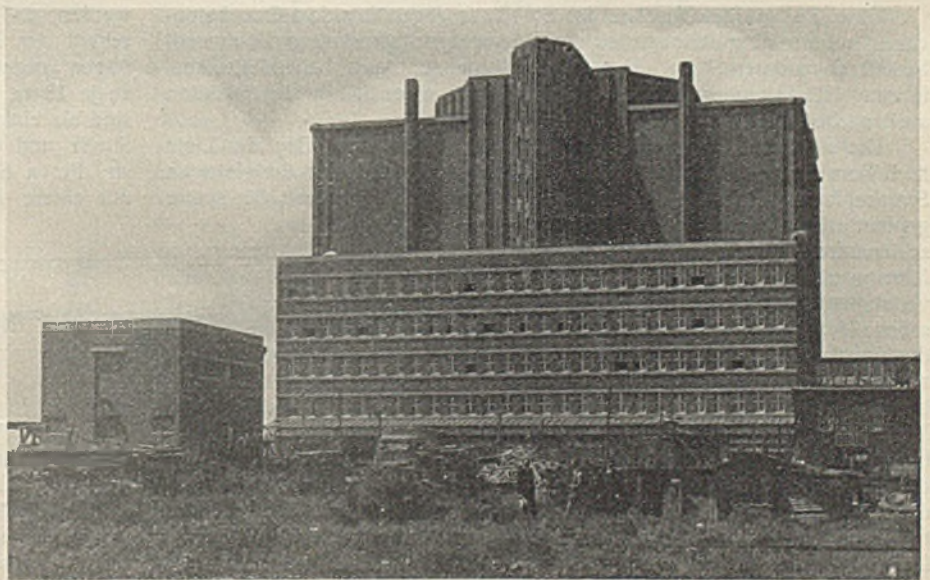


Abb. 7. Ansicht von der Landseite mit Transformatorengebäude.

Isolierbelag der Fußböden ist in zwei Lagen, ebenfalls mit überdeckten Fugen, verlegt. Insgesamt wurden bei dem Bau etwas über 1000 cm<sup>3</sup> Zellenbeton eingebaut (Abb. 2 links). Sämtliche Außenwände des Kühlhauses sind außerdem mit 8+8 cm-Korksteinplatten isoliert, die in besonderem Korksteinkitt verlegt wurden. Zum Schutz der Korkplatten sind diese innen nochmals durch 1/2 Stein starke Wände verkleidet. Schließlich sind auch die Fußböden und der Fahrstuhlschacht zu Isolierzwecken mit Korksteinplatten belegt worden. Beim Kellerfußboden kamen zwei Lagen von 8+6 cm Stärke, bei der obersten Decke zwei solche von je 8 cm Stärke, bei den übrigen Geschoßdecken eine Lage von 8 cm Stärke und beim Fahrstuhlschacht zwei von je 6 cm Stärke zur Verwendung.

Für die Aufstellung des rd. 45 m hohen Stahlgerüsts wurden zwei besondere Aufstellungstürme verwendet. Diese Türme waren mit besonderen elektrisch angetriebenen Schwenkkränen versehen und die Abb. 4 bis 6 geben einen Überblick über den schnellen Fortgang der Arbeiten.

Die Kühlanlage dient hauptsächlich der Konservierung von Eiern, ist aber so bemessen, daß sie auch zur Kühlung von Gefrierfleisch und anderen Kühlgütern benutzt werden kann. Außerdem sollen Brucheler in Büchsen möglichst rasch eingefroren und in diesem Zustand erhalten werden. Dementsprechend gliedert sich die Anlage in eine Kühlanlage für die oben angeführten Kühlgüter für das gesamte Kühlhaus mit einem Rohrleitungsnetz, welches das Arbeiten mit zwei verschiedenen Verdampfungstemperaturen, z. B. —10° C für frische Eier und —18° C für Gefrierfleisch gestattet, zur möglichst wirtschaftlichen Anpassung der Verdampfungstemperatur an die durch die verschiedenen Kühlgüter geforderten Raumtemperaturen, und davon getrennt in eine Gefrieranlage zum Ausfrieren von Bruchelern in Büchsen bei —30° C Verdampfungstemperatur, die ebenso voll-

ständig in sich geschlossen wie die Hauptanlage, unabhängig und auch parallel mit dieser betrieben werden kann. Die von den Kältemaschinen der Hauptanlage maximal lieferbare Leistung beträgt rund 1 400 000 Kal./Std. oder 33 600 000 Kal. je Tag.

Diese Tagesleistung entspricht der Schmelzwärme einer Eismenge, die in einem Güterzuge verladen 42 Waggons zu je 10 t einnehmen würde. Eine so große Eismenge müßte täglich zum Schmelzen gebracht werden, wollte man die Kälte ersetzen, die von den Maschinen geliefert wird. Daß die Maschinen aber bedeutend tiefere Temperaturen erreichen, als wie durch Eisschmelzen möglich ist, ist schon aus den angegebenen Verdampfungstemperaturen ersichtlich. Die Ausführung der beschriebenen Anlage entspricht genau den Vorschriften des Lloyds Register of Shipping.

Zum Verkehr innerhalb des Gebäudes dienen ein Personenaufzug im Bureaugebäude mit 300 kg Tragkraft und fünf Personen- und Lastenaufzüge im

eigentlichen Kühlhaus mit je 1250 kg Tragkraft.

Die gesamte in den Gebäuden eingebaute Stahlkonstruktion wiegt rd. 2500 t. Geliefert und ausgeführt wurde sie von Heinr. Aug. Schulte A.-G., Hamburg, in Gemeinschaft mit H. C. E. Eggers & Co., Hamburg, und Breest & Co., Berlin.

Die Fundierungs- und Eisenbetonarbeiten wurden von der Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen m. b. H., Hamburg, ausgeführt.

An den übrigen Lieferungen waren beteiligt: für die imprägnierten Expansit-Korksteinplatten: Grünzweig & Hartmann G. m. b. H., Hamburg; für die Kühl- und Gefrieranlage: Gesellschaft für Lindes Eismaschinen A.-G. in Wiesbaden und für die Aufzüge: Otis Aufzugswerke G. m. b. H., Hamburg,

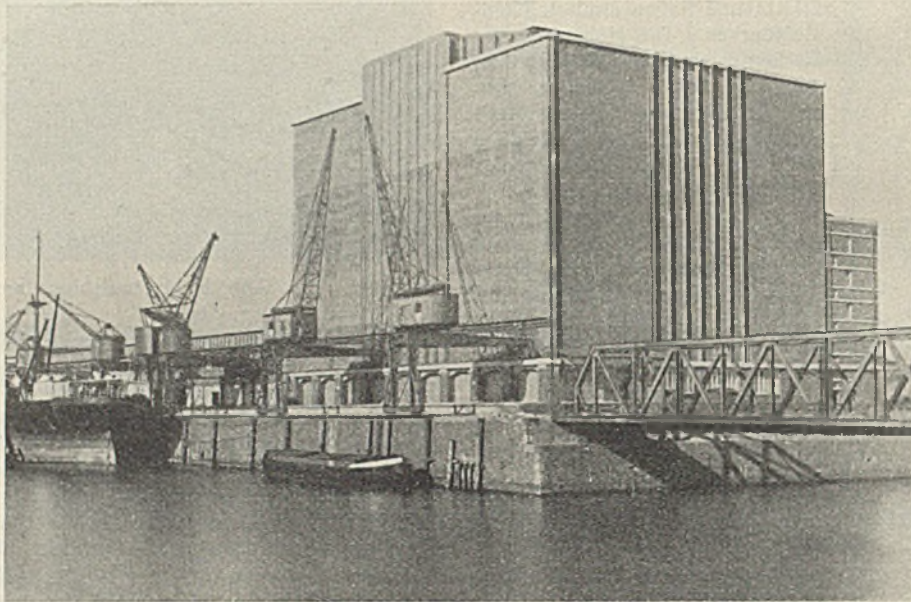


Abb. 8. Ansicht von der Wasserseite mit Ladeanlagen.

## Straßenbahnbrücke in Karlsruhe: Ein Beispiel für die Wiederverwendungsmöglichkeit von Stahlbauten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur Friedrich Desch, Eisenwerk Grötzingen.

Einer der größten Vorzüge des Stahlbaus gegenüber dem Eisenbetonbau ist unbestreitbar der eine leichte Demontagemöglichkeit und Verwendbarkeit an anderer Stelle. Die im nachfolgenden kurz behandelte Ausführung ist ein weiterer Beweis für die Vorteile einer Stahlbaukonstruktion auch nach dieser Richtung.

Die städtische Straßenbahn in Karlsruhe mußte beim Bau der Linie nach dem Strandbad Rappenwörth die Reichsbahn an einer dreigleisigen Strecke kreuzen. Da jedoch eine Verlegung dieser letzteren für später geplant ist oder doch schienenfreie Straßenüberführungen vorgesehen sind, verlangte die Reichsbahn schon jetzt, daß auch die Straßenbahn überführt werde. Auch die Stadt beabsichtigt ihrerseits bei Verlegung der Reichsbahnstrecke die Anlagen von Straßenüberführungen, über die dann auch die Straßenbahn zu leiten sein wird. Da aber nicht zu ersehen ist, ob diese Pläne sich in den nächsten Jahren verwirklichen lassen werden, mußte an eine zeitweilige Anlage gedacht werden, für die man folgende Lösung fand: Die Straßenbahn wird auf einer Stahlbrücke über die Hardtstraße und die Reichsbahn hinweg geführt. Um Kosten zu ersparen, sollte diese Brücke nur dem Straßenbahnverkehr dienen und derart ausgeführt

werden, daß ihre leichte Demontage gewährleistet ist. Die Ausführung erhielt das Eisenwerk Grötzingen für seinen Entwurf einer als Gerberträger ausgebildeten Blechträgerbrücke. Die Brücke hat fünf Öffnungen zu je 18 m, ihr Mittelteil ist als Rahmen mit Kragenden, die Endfelder sind als einfache Kragträger ausgeführt, und zwar derart, daß über der Straße und der Reichsbahn die eingehängten Träger liegen, daß also an diesen Stellen der Zusammenbau ebenso wie der spätere Ausbau mit einem Mindestmaß von Verkehrsstörung erfolgen kann (Abb. 1).

Die Kragträger ruhen auf der einen Seite auf einer Pendelstütze; auch diese Anordnung wird seinerzeit eine schnelle Demontage ermöglichen. Die Stoßanordnung des Rahmens ist derart, daß die Stiele ohne große Schwierigkeiten von den Hauptträgern getrennt werden können. Einzelheiten sind aus Abb. 2 u. 3 ersichtlich. Die gesamte Konstruktion ist sehr leicht gehalten und wiegt nur etwa 68,0 t. Sie ist trotzdem tragfähig genug, daß sie — wenn später die Brücke an dieser Stelle überflüssig wird — beim Ausbau neuer Vorortlinien der Straßenbahn Verwendung zur Überbrückung von kleinen Wasserläufen ohne allzu große Änderungen finden kann.

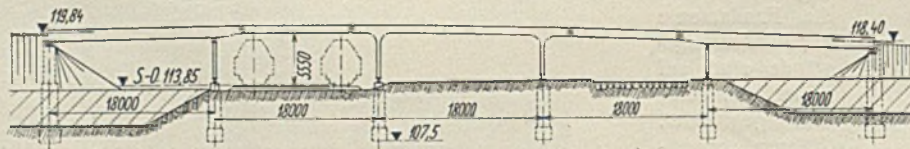


Abb. 1. Ansicht.

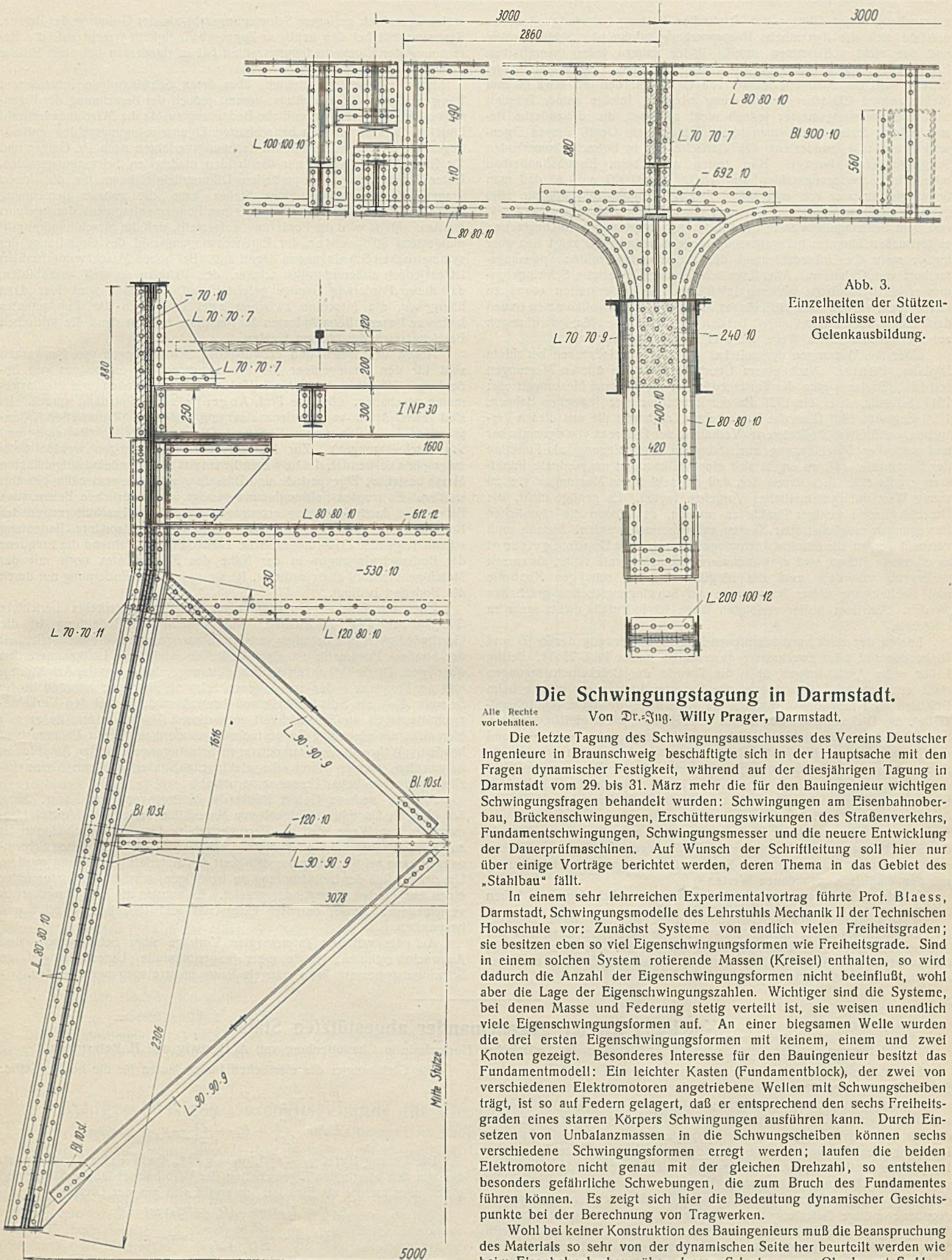


Abb. 2. Querschnitt.

Abb. 3. Einzelheiten der Stützenanschlüsse und der Gelenkbildung.

### Die Schwingungstagung in Darmstadt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Willy Prager, Darmstadt.

Die letzte Tagung des Schwingungsausschusses des Vereins Deutscher Ingenieure in Braunschweig beschäftigte sich in der Hauptsache mit den Fragen dynamischer Festigkeit, während auf der diesjährigen Tagung in Darmstadt vom 29. bis 31. März mehr die für den Bauingenieur wichtigen Schwingungsfragen behandelt wurden: Schwingungen am Eisenbahnoberbau, Brückenschwingungen, Erschütterungswirkungen des Straßenverkehrs, Fundamentalschwingungen, Schwingungsmesser und die neuere Entwicklung der Dauerprüfmaschinen. Auf Wunsch der Schriftleitung soll hier nur über einige Vorträge berichtet werden, deren Thema in das Gebiet des „Stahlbau“ fällt.

In einem sehr lehrreichen Experimentalvortrag führte Prof. Blaess, Darmstadt, Schwingungsmodelle des Lehrstuhls Mechanik II der Technischen Hochschule vor: Zunächst Systeme von endlich vielen Freiheitsgraden; sie besitzen eben so viel Eigenschwingungsformen wie Freiheitsgrade. Sind in einem solchen System rotierende Massen (Kreisel) enthalten, so wird dadurch die Anzahl der Eigenschwingungsformen nicht beeinflusst, wohl aber die Lage der Eigenschwingungszahlen. Wichtiger sind die Systeme, bei denen Masse und Federung stetig verteilt ist, sie weisen unendlich viele Eigenschwingungsformen auf. An einer biegsamen Welle wurden die drei ersten Eigenschwingungsformen mit keinem, einem und zwei Knoten gezeigt. Besonderes Interesse für den Bauingenieur besitzt das Fundamentmodell: Ein leichter Kasten (Fundamentblock), der zwei von verschiedenen Elektromotoren angetriebene Wellen mit Schwungscheiben trägt, ist so auf Federn gelagert, daß er entsprechend den sechs Freiheitsgraden eines starren Körpers Schwingungen ausführen kann. Durch Einsetzen von Unbalanzmassen in die Schwungscheiben können sechs verschiedene Schwingungsformen erregt werden; laufen die beiden Elektromotore nicht genau mit der gleichen Drehzahl, so entstehen besonders gefährliche Schwebungen, die zum Bruch des Fundamentes führen können. Es zeigt sich hier die Bedeutung dynamischer Gesichtspunkte bei der Berechnung von Tragwerken.

Wohl bei keiner Konstruktion des Bauingenieurs muß die Beanspruchung des Materials so sehr von der dynamischen Seite her beurteilt werden wie beim Eisenbahnoberbau, über dessen Schwingungen Oberbaurat Saller, Regensburg, sprach. Bereitet schon die Berechnung der statischen Be-

anspruchung eines Gleises auf elastischer Bettung Schwierigkeiten, so entzieht sich die dynamische Beanspruchung infolge der Schienenstöße und der nicht vollkommen runden Räder nahezu jeder theoretischen Erfassung. Man ist hier vor allem auf Messungen angewiesen. Viel benutzt wird der Spannungsmesser von Okhuizen, der mit etwa 60 mm Meßlänge und 400facher Vergrößerung arbeitet. Infolge seiner Trägheit ist dieser Spannungsmesser jedoch nicht geeignet, die dynamische Beanspruchung festzustellen, man benötigt hierzu ein Gerät, dessen Eigenschwingungszahl mindestens das vierfache der in Betracht kommenden Schwingungszahl beträgt. Nun treten aber beim Eisenbahnoberbau minutliche Schwingungszahlen von 15 000 bis 20 000 auf, so daß man Schwingungsmesser von sehr hoher Eigenschwingungszahl braucht. Bei geringer Zuggeschwindigkeit stimmen die mit dem Okhuizenschen Gerät und dem Schwingungsmesser von Dr. Geiger aufgenommenen Diagramme einigermaßen überein; bei wachsender Zuggeschwindigkeit zeigt sich aber immer mehr die Unbrauchbarkeit des statisch eingestellten Spannungsmessers von Okhuizen. Allerdings scheint der Geigersche Schwingungsmesser die dynamische Wirkung infolge von Schleuderkräften etwas zu übertreiben, so daß man auch diesen Messungen nicht vollkommen trauen darf. Es erscheint zweifelhaft, ob bei den unvermeidlichen Massenwirkungen auf rein mechanischem Wege das Ziel zu erreichen ist.

Über die Messungen dynamischer Wirkungen bei Brücken berichtete Dipl.-Ing. Bühler. Nach einem Überblick über die älteren Messungen seit 1849 (England) ging der Vortragende auf die neueren Messungen ein: 1917 Schweiz, 1917 bis 1921 Brückenkomitee der indischen Bahnen, 1920 England, 1921 Deutsche Reichsbahn. Trägt man die aus diesen Versuchen ermittelten Stoßbeiwerte (Verhältnis der Differenz von dynamischer und statischer Durchbiegung zur statischen Durchbiegung) als Funktion der Spannweite auf, so ergibt sich eine vollkommen ungeordnete Punktmenge. Es rührt dies davon her, daß die seitherigen Messungen viel zu wenig Wert auf systematisches Vorgehen legten. Es genügt nicht, die Durchbiegungen weniger Punkte zu messen, es müssen die räumlichen Bewegungen möglichst aller Knoten aufgenommen werden. Sodann muß versucht werden, die einzelnen schwingungserregenden Ursachen getrennt zu erfassen. Hierzu sind einwandfreie Meßinstrumente nötig, als zurzeit vorliegen, außerdem muß die Möglichkeit einer ständigen Kontrolle und Nachzeichnung dieser Instrumente auf Schwingungstischen geschaffen werden. Auf dem bisher verfolgten Wege ist jedenfalls nichts mehr zu erreichen.

Infolge der stark vorgeschrittenen Zeit — Begrenzung der Rede- und Diskussionszeit wäre zweckmäßig gewesen — mußte Prof. Hort, Berlin, leider seine Ausführungen über die Theorie der Brückenschwingungen stark einschränken. Die dynamische Beanspruchung einer Brücke beim Befahren wird hervorgerufen durch die Krümmung der Bahn (Zentrifugalkräfte), die Diskontinuität der Lasten (Einzellasten, nicht gleichmäßig verteilte Belastung), die Schleuderwirkung nicht ausgeglichener Massen und die Schienenstöße. Die ersten beiden Beanspruchungsarten werden als Zimmermann- und Timoschenko-Effekt bezeichnet (der Zimmermann-Effekt wurde allerdings schon von Stokes berechnet). Der durch diese beiden Effekte sowie durch den Rädereffekt bedingte Stoßbeiwert hängt nur von dem Verhältnis der Brückeneigenschwingungsdauer zur Überfahrzeit ab. Schwerer zu erfassen ist der Stoßeffect; addiert man die aus der Theorie der Stabschwingungen sich ergebenden Stoßbeiwerte für diese vier Effekte, so erhält man für Brücken größerer Spannweite recht gute Übereinstimmung mit den empirisch gefundenen Werten.<sup>1)</sup>

Die durch Befahren einer Brücke erzwungenen Schwingungen haben

<sup>1)</sup> Nach Ansicht des Referenten ist diese Addition nicht zulässig. Der Zimmermann-Effekt berücksichtigt nur die Masse der Last, und der Timoschenko-Effekt nur die Eigenmasse der Brücke. Es ist zweifelhaft, ob das Zusammenwirken von Zug- und Brückenmasse sich durch einfaches Addieren der Teilwirkungen erfassen läßt.

meist wesentlich geringere Schwingungszahl als der Grundton der Brücke. Resonanz tritt bei den heutigen Zuggeschwindigkeiten nicht auf, die Berechnung der Eigenschwingungszahlen hat infolgedessen bei einer Brücke geringere Bedeutung.

Bei Maschinenfundamenten, über deren Schwingungen Privatdozent Prager, Darmstadt, berichtete, kommt jedoch der Berechnung der Eigenschwingungszahl eine wesentliche Bedeutung zu, da die Maschinendrehzahl hinreichend weit von den benachbarten Eigenschwingungszahlen entfernt liegen muß. Die gebräuchlichen Rechenverfahren nach Dr. Geiger und Dr.-Ing. Rausch liefern nur die beiden niedrigsten Schwingungszahlen. Unter Verwendung der partiellen Differentialgleichung für die freien Transversalschwingungen eines Stabes kann die genaue Berechnung sämtlicher Eigenschwingungszahlen eines Fundamentrahmens durchgeführt werden. Meist wird die Forderung aufgestellt, daß die Maschinendrehzahl mindestens 30% unter der Eigenschwingungszahl des Grundtones der symmetrischen Schwingungen liegen soll. Bei hohen Maschinendrehzahlen ist es jedoch außerordentlich schwer, den Rahmen so steif auszubilden, daß dieser Forderung Genüge geleistet wird, und man wird hier dazu übergehen, die Maschine zwischen zwei Obertönen des Fundamentes laufen zu lassen. Beim Anlassen der Maschine müssen dann die kritischen Bereiche rasch durchlaufen werden.

Neben den freien und erzwungenen Schwingungen von Bauwerken sind für den Bauingenieur die Schwingungen des Erdbodens von Bedeutung. Hier hat die Seismik Untersuchungsmethoden und Meßinstrumente geschaffen, über die Prof. Angenheister, Potsdam, sprach. Es sind zwei Arten von Wellenausbreitung möglich: Raumwellen (Kompressions- und Scherungswellen) und Oberflächenwellen (Rayleigh- und Schichtschwingungen). Zur Messung der Schwingungen werden Seismographen verwendet, die im wesentlichen aus einer pendelnd aufgehängten Masse bestehen, Eigenperiode und Dämpfung müssen zweckmäßig gewählt werden. Es wurden Seismogramme gezeigt von natürlichen Beben, von Beben, die durch Sprengung erzeugt waren, und von Erschütterungen des Bodens durch Fahrzeuge und Maschinen. Ganz besondere Bedeutung scheint folgender Erfahrungstatsache zuzukommen: Während die Frequenz der Bodenschwingungen in der Nähe des Fundamentes noch mit der Maschinendrehzahl übereinstimmt, ist sie in größerer Entfernung nur durch die Bodenart bedingt.

Über die Erschütterungswirkungen des Straßenverkehrs berichtete Dr.-Ing. Menges, Buchschlag. Von wesentlicher Bedeutung ist die Geschwindigkeit und Bereifungsart der Fahrzeuge, sowie die Beschaffenheit der Straße. Pneumatik ist dem Vollreifen und dem Luftkammerreifen überlegen. Die Schädlichkeit der Erschütterungen hängt von der Amplitude  $a$  und der Frequenz  $\omega$  der erzwungenen Schwingungen ab; während in der Seismik  $A\omega^2$  als Schädlichkeitsmaß benutzt wird, ist bei den Verkehrserschütterungen die Schädlichkeit proportional  $A^2\omega$  zu setzen, da es sich hier nicht um einmalige Beanspruchung, sondern um einen Dauerzustand handelt. Während die Lastkraftwagen Schwingungen großer Amplituden hervorrufen, werden durch die elektrische Straßenbahn nur kleine Erschütterungen von hoher Frequenz verursacht.

Auf ein anderes Gebiet führte der Vortrag von Prof. Esau, Jena, der über die Dämpfungsfähigkeit von Materialien berichtete. Auf elektromagnetischem Wege wird ein Versuchsstab zu Longitudinalschwingungen angeregt, die dann frei ausklingen. Aus dem Dekrement dieser Schwingungen kann auf die Dämpfungsfähigkeit des Materials geschlossen werden. Um den Einfluß der Luftdämpfung zu beseitigen, wird die Apparatur unter einen evakuierten Glaszylinder gesetzt. Es wurden die Dämpfungskurven verschiedener Stoffe, darunter auch Glas und Porzellan, gezeigt und besprochen.

Auf die weiteren interessanten Vorträge über Schwingungs- und Auswuchtmaschinen, sowie über experimentelle Untersuchungen an Schwingungsmessern kann mangels Raum nicht eingegangen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Knickung zweier gegeneinander abgestützten Stäbe.

Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Statik an der Technischen Hochschule in Charlottenburg von A. Hertwig und H. Petermann.

Im Brücken- und Stahlhochbau werden häufig auf Druck beanspruchte Stäbe, die, mit ihrer ganzen Länge in Rechnung gestellt, nicht knicksicher sind, gegen benachbarte Stäbe mit günstigeren Belastungen und Querschnitten abgestützt. Die beiden Stäbe sind durch Querstäbe verbunden, die als gelenkartig angeschlossen betrachtet werden dürfen. Für die Rechnung denken wir uns die Verbindung über die ganze Länge der Hauptstäbe stetig verteilt. Dieser Doppelstab unterscheidet sich vom mehrteiligen Druckstab mit einer Belastung  $P$  in seiner Achse dadurch, daß seine beiden Einzelstäbe dauernd jeder für sich eine bestimmte gegebene mittige Belastung tragen. Für die Ausknickung soll nur die Verbiegung in der Ebene der beiden Stäbe in Frage kommen. Beim Stab 1 der Abb. 1, der die kleinere Knicksicherheit besitzen soll, wirkt die Kraft in den Verbindungsstäben gegen die Ausbiegung, beim Stab 2 in der Richtung der Ausbiegung.

Die Gleichungen der elastischen Linien lauten für die beiden Stäbe:

$$E J_1 \cdot \frac{d^4 y_1}{dx^4} + P_1 \cdot \frac{d^2 y_1}{dx^2} + p_x = 0$$

$$E J_2 \cdot \frac{d^4 y_2}{dx^4} + P_2 \cdot \frac{d^2 y_2}{dx^2} - p_x = 0.$$

Die Lösung lautet  $y_1 = e^{w x}$ ,  $y_2 = \kappa e^{w x}$ , worin  $\kappa$  eine Konstante ist, die von den elastischen Eigenschaften der Verbindungsstäbe abhängig und gleich oder kleiner als Eins ist.  $w$  ergibt sich aus der Gleichung

$$E (J_1 + J_2 \kappa) w^4 + (P_1 + P_2 \kappa) w^2 = 0$$

$$w^2 = - \frac{P_1 + P_2 \kappa}{E (J_1 + J_2 \kappa)} = - \alpha^2$$

$$y_1 = A_1 \sin \alpha x + B_1 \cos \alpha x$$

$$y_2 = \kappa (A_2 \sin \alpha x + B_2 \cos \alpha x).$$



Aus den Grenzbedingungen  $x=0$ ,  $y_1=y_2=0$  folgt  $B_1=B_2=0$ , aus  $x=l$ ,  $y_1=y_2=0$  folgt  $\sin \alpha l=0$  oder  $\alpha l=n\pi$ .

Der kleinste Knickwert ist also

$$P_1 + P_2 \alpha = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot E(J_1 + J_2 \alpha).$$

Der Wert  $\alpha$  läßt sich nur errechnen, wenn man mit der genaueren Gleichung der elastischen Linie arbeitet, denn bei der ungenaueren Gleichung werden bekanntlich die Ausbiegungen unbestimmt.

Ist  $\alpha=1$ , wird also  $y_1=y_2$  gesetzt, d. h. wird die Elastizität der Querstäbe vernachlässigt, dann ist

$$P_1 + P_2 = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot E(J_1 + J_2).$$

Ist  $P_2=0$ , d. h. der Stützstab unbelastet, so ist

$$P_1 = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot E(J_1 + J_2).$$

Diesen letzten Fall wollen wir experimentell prüfen, da er am einfachsten verwirklicht werden kann.

Es wurden zwei gleiche Doppelstäbe, die Stäbe 31 a und 31 b, die in Abb. 2 dargestellt sind, in der stehenden 500-t-Maschine der Versuchsanstalt dem Knickversuch unterworfen.

Den Hauptstab (Stab 1) bildete ein I NP 34 mit  $J_1=674 \text{ cm}^4$  und  $F=86,8 \text{ cm}^2$ , den Nebenstab (Stab 2) ein aus 2  $\square$  NP 14 bestehender Rahmenstab mit  $J_2=2 \cdot 605=1210 \text{ cm}^4$ . Die Knicklänge zwischen den Schneiden der Maschine betrug 5,0 m.

Die Knicklast ist danach:

$$P_K = \frac{\pi^2 E}{l^2} (J_1 + J_2)$$

$$P_K = \frac{9,87 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot (674 + 1210)}{500}$$

$$P_K = 156 \text{ t.}$$

Der Einbau der Stäbe geschah in der Weise, daß der Hauptstab mit der Stegachse in die Schneidenebene eingestellt wurde, wobei eine geringe Abweichung von der Geraden von 1,1 bzw. 0,85 mm in der Weise berücksichtigt wurde, daß die Druckachse gegen die Stabsehne soweit verschoben wurde, so daß ein Ausgleich der Momente eintrat. Der Nebenstab war in der Mitte lotrecht gestützt durch ein parallel zu den Schneiden auf hölzerner Unterlage verlegtes schwaches Rundisen und war an seinen Enden etwa in Schneidenhöhe seitlich gestützt durch je einen Rahmen aus Winkel- und Flacheisen, der am Schneidenlager angeschlossen war. Der Stab selbst wurde nach Anbringen der Querstäbe in den beiden Rahmen durch Keile seitlich festgelegt. Die sieben Paar von Querstäben waren beiderseits durch genau passende gedrehte Schraubenbolzen angeschlossen.

Die Belastung, die nur auf den Hauptstab wirkte, erfolgte in Stufen von 12,5 t. Gemessen wurden in der Mitte des Hauptstabes die Randspannungen an zwei gleichliegenden Kanten beider Flanschen, die eine sehr gute Uebereinstimmung und damit eine gleichmäßige Druckverteilung in der Schneidenrichtung zeigten, ferner bei Stab 31 a auch die Randspannung an beiden  $\square$  14 in der Mitte des Nebenstabes und schließlich die Durchbiegungen aller Knotenpunkte. Die der Stabmitten betrug unter der Last von 100 t bei Stab 31 a 2,7 mm, bei Stab 31 b 3,2 mm. Beide Stäbe bogen sich nach links durch.

Die erreichten Höchstlasten waren:

bei 31 a: 146 t, bei 31 b: 148 t.

Die Übereinstimmung bei beiden Versuchen war hiernach gut, und die Abweichung von dem rechnerischen Wert von 156 t nur gering.

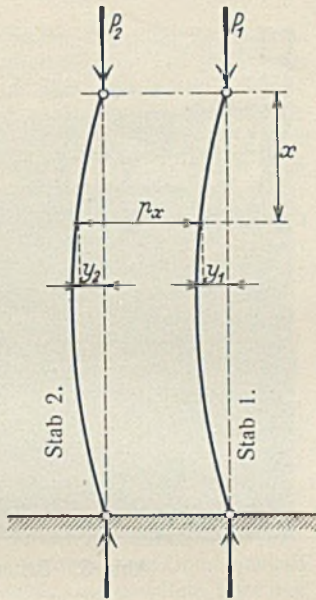


Abb. 1. Belastungsschema.

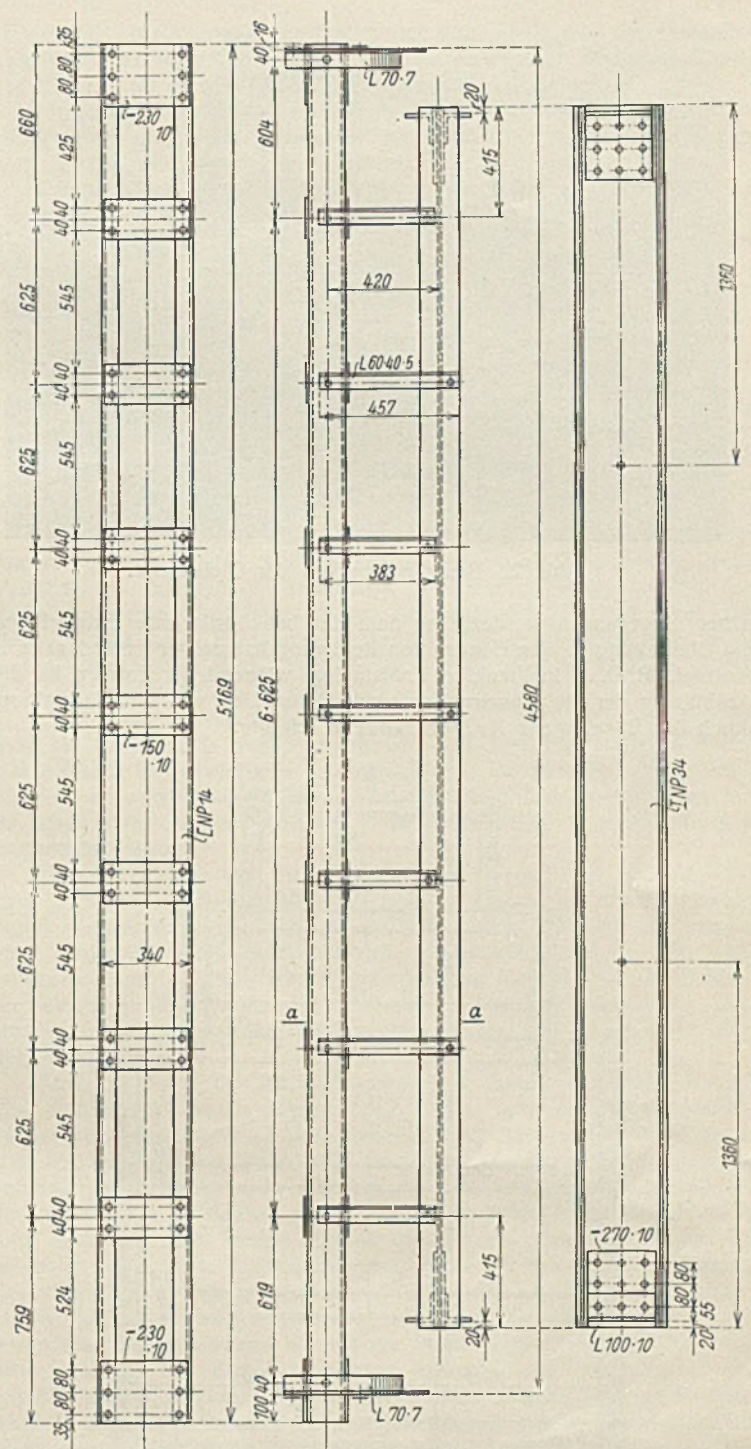


Abb. 2a. Ansicht.

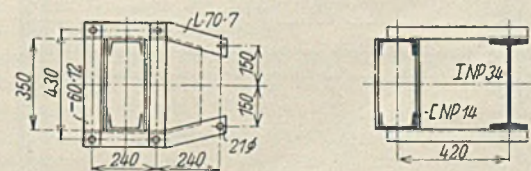


Abb. 2b. Grundriß.

Abb. 2a u. b. Darstellung der Versuchsstätte.

## Achtgeschossiges Geschäftsgebäude für die Firma Samt & Seide G. m. b. H., Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Ludwig Wolff, Kaiserslautern.

Im Gegensatz zum Industriebau, in dem der Stahl wohl überall weitgehende Anwendung gefunden hat, werden seine Möglichkeiten für den Bau von Geschäfts- und Bureauhäusern noch nicht entfernt nach Gebühr ausgenutzt: In weiten Bezirken Deutschlands findet der Baustahl Verwendung nur für die Ausführung von Stützen und Unterzügen bei beschränkten Raumverhältnissen, während für die übrige Tragkonstruktion Mauerwerk oder Eisenbeton verwendet wird. Die Zahl der Bureau- und Geschäftsgebäude, bei denen die gesamte Tragkonstruktion in Stahl und nur die Ausfüllung der Wände und Decken in Mauerwerk bzw. in Beton

ausgeführt wurde, ist bis jetzt gerade in den Großstädten Süddeutschlands im Vergleich zu Norddeutschland auffallend gering. Die Gründe für diese Erscheinung sind wohl mehr in den persönlichen Anschauungen der Architekten und Bauherrschaften zu suchen, als in technischen und wirtschaftlichen Vorteilen anderer Bauweisen. Erst in letzter Zeit läßt sich ein erhöhtes Interesse der bauenden Kreise für die Stahlbauweise feststellen, das sich auch in einer steigenden Anzahl von Ausführungen auswirkt.

Im folgenden soll auf die vor kurzem erfolgte Erstellung eines großen Geschäftsgebäudes in Mannheim für die Firma Samt & Seide G. m. b. H.

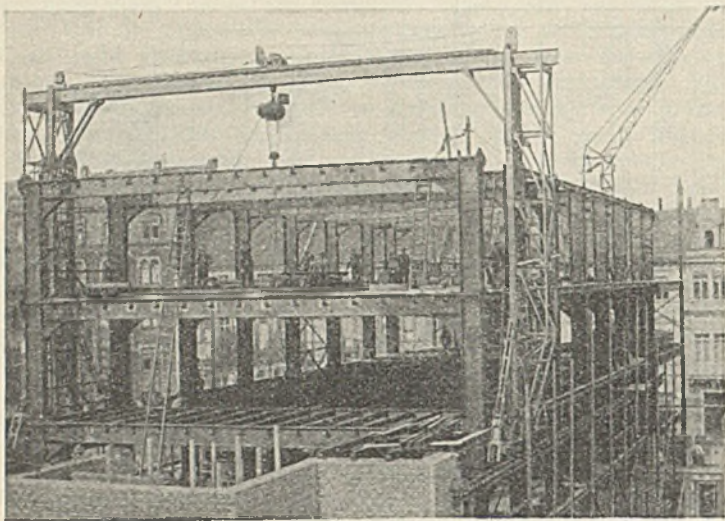


Abb. 2. Bauaufnahme von der Giebelseite.

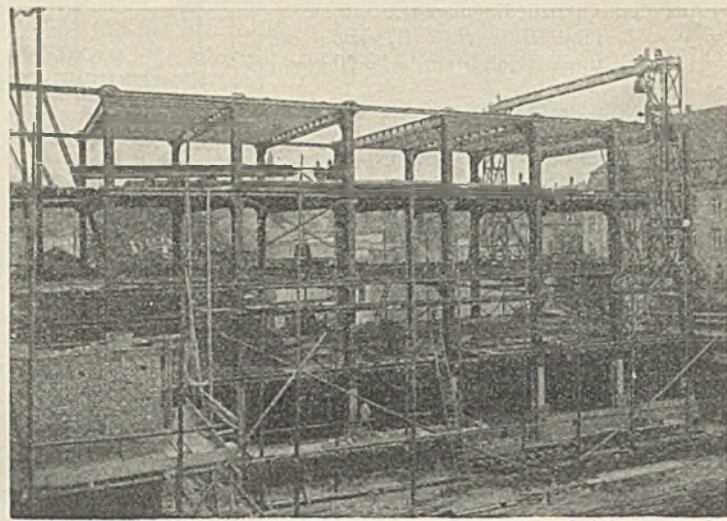


Abb. 3. Bauaufnahme von der Langseite.

näher eingegangen werden, bei dem der baukünstlerische Entwurf und die Oberleitung in den Händen von Regierungsbaumeister Fritz Nathan, Architekt B. D. A. in Frankfurt a. Main lag, während der Entwurf für die Ausbildung der Stahlkonstruktion sowie deren Lieferung und Aufstellung durch das Eisenwerk Kaiserslautern erfolgte.

Abmessungen der Unterzüge und Stützen, sowie durch die Ausbildung der Wände in nur ein Stein starkem Ziegelmauerwerk ergab. Als weiterer Grund sei noch auf die bei vollständiger Unabhängigkeit von der Witterung erzielte geringe Bauzeit verwiesen, worauf bei Besprechung der Montage noch näher eingegangen werden soll. Unter Berücksichtigung aller für den Vergleich in Betracht kommenden Umstände bot die Ausführung in Baustahl gegenüber anderen Bauweisen auch wirtschaftliche Vorteile.

Der Frontbau ist in Stützen- und Trägerkonstruktion ausgeführt und sei, da er keine bemerkenswerten Besonderheiten aufweist, nicht weiter besprochen.

Der Flügelbau mußte mit Rücksicht auf die hier besonders zu beachtenden Bedingungen in Rahmenkonstruktion ausgeführt werden und sei im folgenden eingehender behandelt: Bestimmend für die Wahl der Rahmenkonstruktion war

1. Die geforderte geringe Höhe der Unterzüge bei gleichzeitiger großer Stützweite — 16 m —, wobei auch auf die Einhaltung einer Durchbiegung von etwa  $1/500$  der Stützweite geachtet werden mußte. Besonders schwere Belastungen erhielten die oberen Rahmen durch die zurückspringende Anordnung der oberen Stockwerke.
2. Die Aufnahme der Windkräfte, die bei der großen Höhe des Gebäudes besondere Beachtung beanspruchte, da bei der Ausführung der Decken in Hourdisbauweise mit einer Übertragung der Windkräfte auf die Giebelmauern nicht gerechnet werden konnte und die Windkräfte in jedem Feld abzuleiten waren.

Das statische System der Rahmenkonstruktion besteht aus einer Reihe übereinander angeordneter Zweigelenrahmen, wobei jeweils der Riegel des unteren Rahmens das Zugband für den darüberliegenden bildet. Die Trägheitsmomente für die Pfosten wurden so groß gewählt, daß durch die Einspannung der Riegel an diese die Verwendung von Normalprofilen für die Riegel noch möglich war.

Die Ausbildung der Rahmenkonstruktion (Abb. 1) erfolgte in der Weise, daß die Stützen aus Winkeln und Platten in I-förmigen Querschnitten zusammengenietet wurden; für die Riegel wurden I NP 60 verwendet, die bei den oberen Rahmen mit Rücksicht auf die Belastung durch die Rahmenstiele mit aufgenieteten Lamellen verstärkt wurden. Abb. 2 und 3 zeigen den Zusammenbau von der Giebel- und einer Längsseite her: Die genannten Einzelheiten sind gut erkennbar, doch war es leider nicht möglich, den achtgeschossigen Bau in seiner Gesamtheit wirken zu lassen, da die Ausmauerung unmittelbar im Anschluß an die Montage folgte und auch die Enge der Straße bei der Aufnahme hinderlich war.

Die Ausbildung der Rahmenecken erfolgte so, daß ein einwandfreier Anschluß des Walzträger-Riegels an den zusammengenieteten Pfosten gewährleistet ist. Ebenso wurde auf sorgfältige Übertragung der Eckmomente besonderer Wert gelegt. Beim Fußpunkt des Zweigelenrahmens wurde für zentrische Auflagerung und freie Drehbarkeit im Sinne der Berechnungsannahmen Sorge getragen.

Die Decken wurden mit Rücksicht auf geringes Gewicht und die leichte und schnelle Herstellungsmöglichkeit als Hourdis-Leichtsteindecken gewählt. Die besonders geformten Tonsteine wurden zwischen die Walzträger, die mit einem Abstand von etwa 1 m vorgesehen waren, verlegt, und darüber zum Ausgleich eine Leichtbetonschicht auf diesen Zementestrich aufgebracht. Das Eigengewicht der Decke betrug ohne die Walzträger einschließlich einer Linoleumabdeckung und des unteren Putzes  $370 \text{ kg/m}^2$ , die Nutzlast  $500 \text{ kg/m}^2$ .

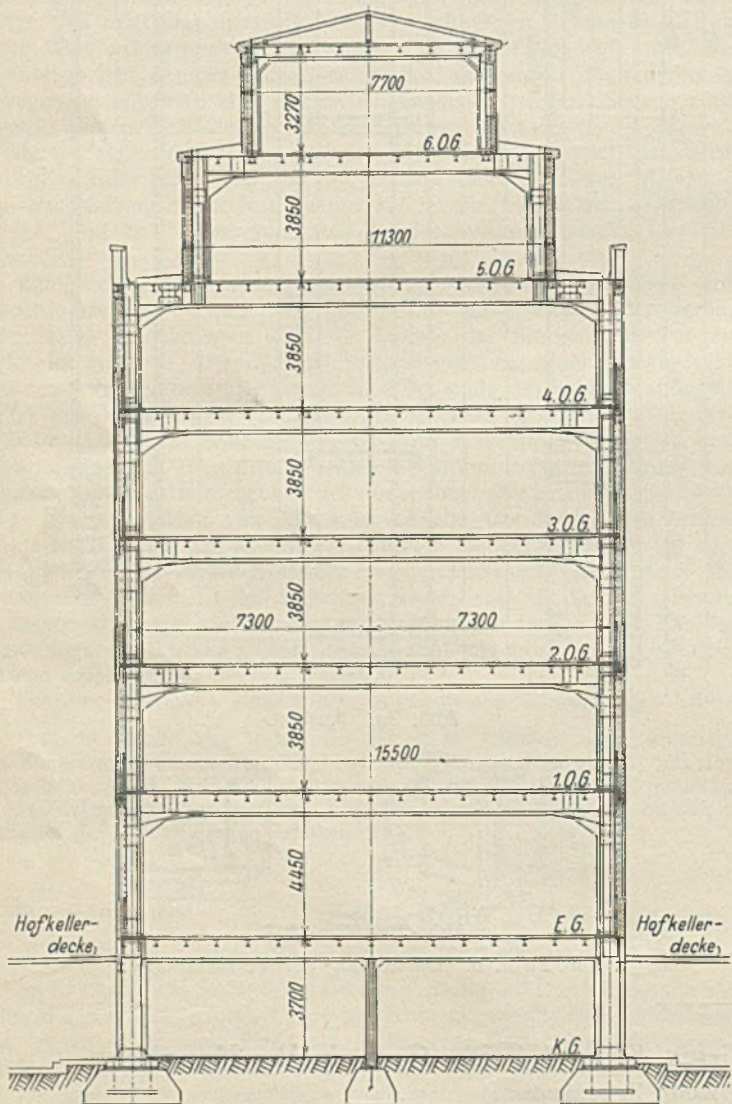


Abb. 1. Querschnitt des Flügelbaues.

Das Gebäude besteht aus einem Frontbau von etwa 32 m Länge und 10 m Tiefe sowie einem Flügelbau von etwa 45 m Länge und 16 m Tiefe, die beide achtgeschossig ausgebildet sind (vergl. Abb. 1). Die oberen Geschosse sind mit Rücksicht auf den besseren Lichteinfall in die Straße und die seitlichen Höfe zurückspringend angeordnet.

Für die Ausbildung der Tragkonstruktion in Stahl war in erster Linie die bessere Raumaussnutzung ausschlaggebend, die sich durch die geringen

Mit Rücksicht darauf, daß auf beiden Seiten des Flügelbaues umfangreiche Ausschachtungsarbeiten für die Unterkellerung des Hofes vorgenommen wurden, konnte eine Kranbahn für einen das ganze Gebäude überspannenden Portalkran auf Terrainhöhe nicht vorgesehen werden. Erst nach Aufstellung sämtlicher Rahmen des Erdgeschosses konnte etwa in Fußbodenhöhe des ersten Obergeschosses eine Laufbahn für den Montagekran angebaut werden. Dieser Kran war als Portalkran ausgebildet und diente jeweils zur Montage zweier Geschosse des Flügelbaues. Nach Fertigstellung dieser Geschosse wurde die Kranbahn entsprechend höher verlegt, der Kran gehoben und zur Montage zweier weiterer Geschosse

verwendet. Zur Montage des Frontbaues konnte ein vor der Gebäudefront laufender Turmdrehkran der Baufirma Verwendung finden, der auch das Material für den Flügelbau dem Portalkran zubrachte.

Mit Hilfe dieser Montageeinrichtungen konnte der Bau, dessen Gesamteisengewicht über 800 t beträgt, in knapp zwei Monaten — September und Oktober 1927 — aufgestellt werden.

Entsprechend dem Montagefortgang wurden von der Baufirma Leonhard Hanbuch Söhne in Mannheim die Decken eingebracht sowie die Wandausmauerung vorgenommen, so daß noch vor Eintritt des Winters die gesamten Rohbauarbeiten zu Ende gebracht werden konnten.

Alle Rechte vorbehalten.

## Kanalbrücken im Wechsel der Verkehrsanforderungen.

Die mannigfachen, infolge wachsender Anforderungen und Erhöhung der Betriebslasten entstandenen brückenbautechnischen Aufgaben sind vom deutschen Stahlbrückenbau, namentlich bei Eisenbahnen restlos und in der Regel ohne erhebliche Schwierigkeiten gelöst worden.

Wie mannigfach sich diese Anforderungen aber auch bei anderen Verkehrsanlagen gestalten können, dafür bietet sich in Deutschland neuerdings ein ganz eigenartiges Beispiel, welches wiederum die Überlegenheit des Stahlbrückenbaues über den Massivbrückenbau, insbesondere über den Eisenbetonbrückenbau, unter Beweis stellen dürfte. Bei einem großen norddeutschen Kanalnetz hat sich schon nach verhältnismäßig kurzer Betriebsdauer infolge zunehmenden Verkehrs das Bedürfnis herausgestellt, durch Hebung des Wasserspiegels um 80 cm einen größeren Tiefgang für Kanalschiffe zu erreichen. Dadurch wird eine Hebung der zahlreichen, die Kanäle überspannenden Eisenbahn- und Straßenbrücken um das gleiche Maß erforderlich. Für die Hebung der Brücken ist nur eine ein- bis zweitägige Unterbrechung der Schifffahrt zulässig, ferner ist bei den Eisenbahnbrücken auf geordnete Durchführung des Bahnverkehrs Rücksicht zu nehmen. Bei den nach hunderten zählenden Stahlbrücken wird sich diese Hebung ohne besondere Schwierigkeiten und ohne große Kosten durchführen lassen; nicht aber bei den ebenfalls vorhandenen Eisenbetonbrücken. Hier muß voraussichtlich Ersatz durch neue Stahlbrücken geschaffen werden.

Die zuständige Behörde steht mithin vor der gewiß ernsten Entscheidung, den Abbruch, das Abräumen und den Ersatz der erst wenige Jahre alten Eisenbetonbrücken mit einem zweifellos sehr erheblichen Kostenaufwand in Aussicht zu nehmen. Ob diese Arbeiten ohne empfindliche Störungen des Schifffahrtbetriebes überhaupt durchführbar sind, bleibt zum mindesten sehr fraglich. Sie werden auf alle Fälle die Lösung interessanter technischer Probleme ergeben, und wir behalten uns vor, später darüber eingehender zu berichten, wenn nicht die Absicht der Verkehrserweiterung an den durch die vorhandenen Eisenbetonbrücken bedingten hohen Kosten zum Schaden der deutschen Binnenschifffahrt scheitert.

Viel ist schon über die Bewährung und Zweckmäßigkeit der beim Brückenbau im Wettbewerb stehenden Baustoffe geschrieben worden und vielfach wird hierbei immer und immer wieder auf die angeblich begrenzte Lebensdauer der Stahlbrücken hingewiesen. Zwei als Autoritäten auf dem Gebiet des Brückenbaues bekannte Fachleute, Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr. Schaper, Berlin,<sup>1)</sup> und Reichsbahnoberrat Dr. Schaechterle, Stuttgart,<sup>2)</sup> können für sich das Verdienst in Anspruch nehmen, sowohl die Frage der Unterhaltungskosten als auch der Lebensdauer von Brücken auf Grund langjähriger und überzeugender Erfahrungen in umfassender Weise geklärt zu haben. Beide kommen übereinstimmend zu dem Schluß, daß nicht nur Stahlbrücken, sondern auch Massivbrücken und insbesondere Eisenbetonbrücken der Unterhaltung bedürfen und daß allzu große Unterschiede zwischen den verschiedenen zur Anwendung kommenden Baustoffen nicht bestehen. Schaper bezeichnet ferner die Annahme, daß Eisenbetonbrücken eine längere Lebensdauer als eiserne Brücken haben werden, als falsch, weil die Erfahrung gezeigt habe, daß nicht Alterschwäche den Abbruch einer Brücke bedingt, sondern entweder die Ver-

legung des Verkehrsweges, in dessen Zug die Brücke liegt, oder die Zunahme der Belastung. Da aber Stahlbrücken im letzteren Falle verstärkt werden können, Eisenbetonbrücken jedoch nicht, so folgert Schaper weiter, daß Stahlbrücken hinsichtlich der Lebensdauer sogar günstiger dastehen als Eisenbetonbrücken.

In ähnlicher Weise äußert sich Schaechterle, welcher dem Vorzug der Anpassungsfähigkeit der Stahlbrücken an wechselnde Bedürfnisse, ihren Verstärkungs-, leichten Abbruchs- und Wiederverwendungsmöglichkeiten die geringe Anpassungsfähigkeit der Eisenbetonbrücken und damit die Beschränkung ihrer Verwendungsmöglichkeit gegenüberstellt. Auch in seinem vorzüglichen Buch „Verstärkung, Umbau und Auswechslung von Eisenbahnbrücken“<sup>3)</sup> sagt Schaechterle auf S. 46/47:

„Die Eisenbetonbauten müssen mit besonderer Vorsicht gebaut werden weil sie nachträglich weder abgeändert noch verstärkt werden können. Der Abbruch ist schwierig und teuer. Wegen der geringen Anpassungsfähigkeit an wechselnde Bedürfnisse kommt die Eisenbetonausführung nur für solche Bauwerke in Frage, bei denen Änderungen in absehbarer Zeit ausgeschlossen sind.“

Die Geschichte des Stahlbrückenbaues verzeichnet in der Tat eine große Zahl von Verstärkungsbeispielen, sogar von solchen wiederholter Verstärkungen. Auch Schaechterle bringt darüber in seinem eben erwähnten Buch beachtenswerte, statistische Angaben, die auch erkennen lassen, in welchem riesigen Umfang die Deutsche Reichsbahn ihr durch Erhöhung der Betriebslasten notwendig gewordenen Verstärkungsprogramm in den letzten acht Jahren auf Stahlbrücken ausdehnen konnte.

Auch im Falle der Auswechslung von Eisenbahnbrücken können alte Stahlüberbauten an anderer Stelle, u. a. auch als Straßenbrücken, wieder verwendet werden. Über derartige Fälle hat das Schrifttum mehrfach berichtet. Wie einfach sich die Auswechslung von Stahlbrücken vollzieht, beschreibt u. a. Dr. Fischmann in einem Aufsatz „Der Abbruch der Alsenbrücke in Berlin“.<sup>4)</sup> Als besondere Vorteile der Stahlbrücken führt auch Fischmann hierbei an, daß der Abbruch ohne Behinderung der Schifffahrt durch feste Rüstungen mit geringen Kosten und in kürzester Zeit möglich war, daß ferner keinerlei Sprengungen oder Schneidarbeiten erforderlich waren und schließlich, daß die abgebrochene Brücke ohne besonderen Kostenaufwand an anderer Stelle wieder verwendet werden kann. Massiv- und Eisenbetonbrücken können diesen erheblichen wirtschaftlichen Vorteil keineswegs für sich geltend machen und erst kürzlich wurde wieder über einen Fall berichtet, demzufolge eine in den Vereinigten Staaten erst vor fünf bis sechs Jahren erbaute große Eisenbetonstraßenbrücke durch eine vollständig neue Brücke ersetzt werden mußte, weil die Anlage eines Stausees die Verlegung des Straßenzuges, in welchem die Brücke liegt, erforderlich machte.<sup>4)</sup>

Ob danach die vielfach für gewisse Baustoffe in Anspruch genommenen, bisher nichts weniger als erwiesenen Ewigkeitswerte bei Verkehrsbauten überhaupt jemals praktische Vorteile bieten, muß bei den durch die Entwicklung des Verkehrswesens bedingten ständig wechselnden Anforderungen bezweifelt werden. Die angeführten Vorgänge und Beispiele dürften aber für die Ausführungen Schapers und Schaechterles neue und überzeugende Beweise erbringen.

<sup>1)</sup> Eisen und Eisenbeton im Brückenbau. „Der Eisenbau“ 1919, S. 176/79.

<sup>2)</sup> Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Eisenbeton- und Eisenbauten. „Schweizerische Bauzeitung“ 1926, Nr. 14.

<sup>3)</sup> Berlin 1926, V. D. I.-Verlag G. m. b. H.

<sup>4)</sup> „Der Bauingenieur“ 1928, S. 4/5.

## Verschiedenes.

**Die Verwendung hochwertiger Baustähle.** Der durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1924 eingeführte hochwertige Baustahl St 48 mit 48 bis 58 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit und 30 kg/mm<sup>2</sup> Streckgrenze ist von den deutschen Konstruktionswerken bereits in ansehnlichem Umfange für Stahlbauten des In- und Auslandes verwendet worden. In den Jahren 1924 bis 1927 dürften rd. 100 000 t dieses Baustoffes in Deutschland verarbeitet worden sein. Der vor etwa zwei Jahren ebenfalls durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft eingeführte Silizium-Baustahl St Si übertrifft St 48 an Güte noch erheblich, da er bei ungefähr gleicher Festigkeit

eine bedeutend höhere Streckgrenze besitzt als St 48, nämlich 36 kg/mm<sup>2</sup>. Dieser hochwertige Silizium-Baustahl ist bereits vereinzelt im Jahre 1926, in größerem Umfange aber erst im vergangenen Jahre verwendet worden. Das gesamte bisher verarbeitete Gewicht dürfte ungefähr auf 25 000 bis 35 000 t zu veranschlagen sein.

Der größte Teil dieser hochwertigen Baustähle hat bei Brückenbauten, namentlich solchen der Deutschen Reichsbahn, jedoch auch bei neuen Straßenbrücken wie den Rheinbrücken in Köln-Mülheim, Düsseldorf und bei einer Reihe anderer Straßenbrücken mit gutem Erfolg Anwendung

gefunden. Die hochwertigen Baustähle haben sich jedoch auch bei Stahlhochbauten bereits Eingang verschafft dank der Vorteile, welche sie durch Materialersparnis bei großen Stützweiten und Lasten sowie bei schwierigen konstruktiven Verhältnissen bieten.

Die Weiterentwicklung in Deutschland wird vielleicht dahin gehen, daß künftig ausschließlich der Silizium-Baustahl St Si als hochwertiger Baustoff angewendet wird.

**Baustahl, Bank- und Geschäftshausbau.**<sup>1)</sup> Alexander B. Trowbridge, beratender Architekt der General Reserve Board in New York und vermöge dieser Eigenschaft wohl wie wenige berufen, in Fragen des Bank- und Geschäftshausbaues zu urteilen, spricht sich zu diesem Gegenstand wie folgt aus:

„Der Begriff des „Veraltens“ von Geschäftsgebäuden ist richtig zu verstehen. Gelegentlich ist man geneigt, damit die Vorstellung des baulichen Verfalls zu verbinden, während er in Wahrheit doch so gut wie stets nur die Wertminderung infolge unmodern gewordener Anlage, Verschiebung des Verkehrs und Veränderung des Charakters der Gegend bedeuten kann.“

Selbstverständlich lehnt Trowbridge die bekannnten, gegen den Stahlbau erhobenen Einwände der Rostgefahr und dergl. ab, auf die an dieser Stelle nochmals einzugehen daher verzichtet werden kann. Dagegen führt er eingehend aus, warum gerade das — richtig zu verstehende — „Veralten“ durch die Anwendung der Stahlbauweise auszuschalten ist, bzw. seine nachteiligen Folgen ganz oder zum großen Teil aufzuheben sind.

Das „Veralten“ eines Bank- oder Geschäftsgebäudes, d. h. seine geminderte Verwendbarkeit bei den sich heute stetig steigenden Ansprüchen kann überwunden werden zunächst durch Aufstockung, durch Anbau oder Einbeziehung eines Nachbargebäudes. Ferner durch Überführen des Gebäudes zu anderer Verwendung, gegebenenfalls unter entsprechendem Umbau, etwa für Läden, Lager Räume und dergl. Endlich durch Abbruch und Bereitstellen des Grundstücks für einen zweckentsprechenden Neubau.

All diese mehr oder weniger durchgreifenden Heilmittel lassen sich offenbar am schnellsten und billigsten dann vornehmen, wenn das Gebäude in Stahlfachwerk ausgeführt war, dessen wertvoller Baustoff selbst im Fall eines Abbruches zum großen Teil noch weiter nutzbar gemacht werden kann. Man vergleiche dazu die Zeit und die Kosten, die der Abbruch und der Abraum eines Eisenbetonfachwerkbaues erfordert.

Man rede nicht von dem Ewigkeitswert einer solchen „monolithischen“ Konstruktion: Gerade diese Eigenschaft — ob man davon in Wahrheit überhaupt sprechen kann, steht auf einem andern Blatt — muß sie für den Bank- und Geschäftshausbau<sup>2)</sup> von vornherein ausschließen. Die Unabwendbarkeit des „Veraltens“ aller Gebäude dieser Art sollte in unserer schnelllebigen Zeit die Aufmerksamkeit der beteiligten Bauherren-, Geldgeber- und Architektenkreise in ganz anderem Maße erwecken, als es bislang geschieht. In seinem Vorstandsbericht vor der 19. Jahresversammlung der National Association amerikanischer Hauseigentümer und Verwalter im Jahre 1926 sagt der Vorsitzende dieser Gesellschaft, Lee Thompson Smith, daß das „Veralten“ eines Gebäudes beginnt mit dem Tage, da seine Türen zum erstenmal geöffnet werden. Schon nach vergleichsweise kurzer Zeit wird sich — zumal bei zu vermietenden Geschäftsräumen — das Bedürfnis nach Einziehen oder Durchbrechen von Zwischenwänden, Verlegen und Einbau von Verbindungstreppe, Aufzügen, Sicherheitsgewölben, Toiletten-, Ventilations- und anderen Sonderanlagen herausstellen. Das erfordert Änderungen der Deckenträger und Unterzüge, Versetzen und Verstärken der Säulen: Maßnahmen, die in Stahl ohne weiteres, in Eisenbeton kaum ausführbar sind.

Für einzelne, gerade bei Banken immer wiederkehrende Aufgaben ist man auf den Baustahl übrigens geradezu angewiesen: In erster Linie für die Überspannung der stets in möglichst großen Abmessungen gewünschten Hauptschalterhalle, die durch Zwischenstützen nicht eingeengt werden soll und über der meist eine größere Anzahl von Geschossen mit weit engerer Raunteilung und Stützenstellung liegen, die also die weitgespannten Träger über diesem Hauptraum meist recht ungünstig belasten. Wie weit man mit den Abmessungen solcher Haupthallen in Amerika geht, zeigt die Bowery Savings Bank in New York, deren in Stahl ausgeführte Hauptschalterhalle — vielleicht die schönste in Amerika — 24,40 · 48,80 m Grundfläche sowie eine Höhe von 19,80 m aufweist und über sich noch 14 weitere Geschosse hat.

Dann aber, und das muß in seinen Folgen für jeden rechnenden Bauherrn und Baugeldgeber ausschlaggebend sein, werden Neubauten der in Rede stehenden Zweckbestimmung wohl immer in Gegenden liegen, die den Brennpunkt des Geschäftsverkehrs bilden und bei denen der Wert jedes Quadratzentimeters sich in Gold errechnet. Es wird nun auch von den unentwegtesten Anhängern des Eisenbetons nicht bestritten werden, daß dieser erheblich größere Abmessungen bedingt als der Stahlbau, also einen namhaft größeren Teil der teuren Bodenfläche für die Tragkonstruktion erfordert und so wirtschaftlicher Ausnutzung entzieht.<sup>3)</sup> Der sehr angesehene amerikanische Spezialist für Bank- und Geschäftshausbauten J. Kenny Johnson äußert sich zu diesem Punkt wie folgt:

<sup>1)</sup> Vergl. den Aufsatz von North „Baustoffe für Bankbauten“ The Bankers Monthly, New York, Februar 1927. Ferner „Baustoffwahl und Baugeldverzinsung“ Stahlbau 1928, Heft 3, S. 35.

<sup>2)</sup> Für Geschoßbauten anderer Bestimmung dürfte natürlich das gleiche zutreffen. Die Schriftleitung.

<sup>3)</sup> Vergl. hierzu Spiegel, „Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ein wirtschaftlicher Vergleich“. Berlin 1928, Verlag von Julius Springer.

„Die Verwendung von Baustahl für Bankbauten hat zunächst den Vorteil, die Höhe weitgespannter Träger zu vermindern und damit architektonische Möglichkeiten zu geben, die beim Eisenbeton fehlen. Ferner wird durch die geringere Stärke der Außenmauern, der Wand- und Zwischenstützen die nutzbare Fläche jedes einzelnen Geschosses vermehrt. Endlich ist bei Stahlskelettbauten die Herstellung der Geschoßdecken auf einmal und unabhängig von den anderen Arbeiten möglich. Für Bauten dieser Art stellt sich der Stahl also als der wirtschaftlichste Baustoff dar, wenn nicht schon bei der Herstellung, dann jedenfalls doch bei der Nutzung und Verzinsung.“

**Die Landbaumotorenhalle der Firma Lanz in Mannheim.** Die Halle überdeckt eine Grundfläche von 4144 m<sup>2</sup> und war zunächst als Ausstellungshalle für die im Jahre 1915 geplante Jubiläumsausstellung der Stadt Karlsruhe gebaut. Die Montage begann am 1. Juli 1914, bei Kriegsausbruch war bereits ein Teil der Halle aufgestellt. Die Stadt Karlsruhe mußte, nachdem sie zuerst die Ausstellung auf das Jahr 1916 verschoben hatte, Ende 1915 endgültig auf die Durchführung ihrer Ausstellungspläne verzichten. Das bereits fertiggestellte und im Zusammenbau begriffene Bauwerk war also nutzlos gewesen. Glücklicherweise hatte die Firma Heinrich Lanz in Mannheim die Möglichkeit einer neuen Verwendung, so daß die Erbauerin nach kurzen Verhandlungen die gesamte Konstruktion an sie verkaufen konnte. Dazu war zunächst nichts geringeres notwendig, als das gesamte Tragwerk vom Ausstellungsplatz in Karlsruhe nach dem Fabrikgelände der Firma Lanz in Mannheim zu bringen. Außerdem erforderte die Verwendung einer für Ausstellungszwecke entworfenen Halle als Montagehalle für Landbaumotoren und Schlepper naturgemäß eine ganze Reihe von Abänderungen.



Die Leichtigkeit, mit der beides gelingen konnte, ist ein Beweis für die Anpassungsfähigkeit des Baustahls und für die großen Wiederverwendungs- und Umbaumöglichkeiten stählerner Konstruktionen.<sup>1)</sup> Für die Ausstellungshalle war als Dachdeckung nur einfache Schalung mit Dachpappendeckung vorgesehen, während die Firma Lanz Bimsbetonplatten System Remy mit doppelter Papplage wünschte. Weiterhin sollten größere Flächen mit Oberlicht versehen werden: die hierdurch notwendigen Pfettenverstärkungen konnten sehr einfach durch Aufnieten von Flacheisen und Winkeln ausgeführt werden; an Neumaterial wurden hierfür 10 850 kg benötigt. Ferner sollten die beiden äußeren Anbauten, die als Wandelhallen projektiert waren, in halber Höhe eine Arbeitsbühne erhalten; das Gewicht dieser Neukonstruktion war 64 300 kg. Für Verlade- und Montagezwecke sollte sowohl ein 10-t- als auch ein 5-t-Kran in die Halle eingebaut werden; das Gewicht der beiden Kranbahnen betrug 32 800 kg. Kleine Abänderungen der Riegelwände, unter anderem die Anordnung einer großen Toröffnung für den Gleisanschluß, erforderten etwa 2300 kg Neukonstruktion. Für Verankerungsteile, Geländer und sonstige kleine Änderungen wurden weitere 8500 kg benötigt, für die Säulen zur Arbeitsbühne und für Verstärkungen an vorhandenen Stützen 37 800 kg, so daß sich das Gewicht der Gesamtkonstruktion um 157,0 t erhöhte. Die nebenstehende Abbildung zeigt eine Innenansicht der für ihren neuen Zweck in Betrieb genommenen Halle, deren Aufstellung auf ihrem neuen Platz in Mannheim im Jahre 1916 vollendet wurde.

Desch, Grötzingen.

<sup>1)</sup> Vergl. auch den Bericht des Verfassers über die gleichfalls vom Eisenwerk Grötzingen ausgeführte Straßenbahnbrücke in Karlsruhe auf S. 42/43 dieses Heftes.

**INHALT:** Sägedach-Stahlbau von 12 600 m<sup>2</sup> Grundfläche. — Grenzen für die Lebensdauer des Baustahls? — Das neue Kühlhaus der Firma Behr & Mathew im Hamburger Freihafen. — Straßenbahnbrücke in Karlsruhe: Ein Beispiel für die Wiederverwendungsmöglichkeit von Stahlbauten. — Die Schwingungstagung in Darmstadt. — Knickung zweier gegeneinander abgestützten Stäbe. — Achtgeschossiges Geschäftsgebäude für die Firma Samt & Seide G. m. b. H., Mannheim. — Kanalbrücken im Wechsel der Verkehrsanforderungen. — Verschiedenes: Verwendung hochwertiger Baustähle. — Baustahl, Bank- und Geschäftshausbau. — Landbaumotorenhalle der Firma Lanz in Mannheim.