

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule  
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011  
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 1. April 1932

Heft 7

### Der konstruktive Aufbau des Verwaltungs- und Geschäftshaus-Neubaues für den Württ. Sparkassen- und Giroverband, Stuttgart. Zeppelinbau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Werner Ilg, Stuttgart.

An hervorragender Stelle im Stadtbild Stuttgarts wurde im Jahre 1929 mit den Arbeiten für den Zeppelinbau begonnen. Am 14. März 1931 hat die Eröffnung des einen Bauteils stattgefunden und am 27. Juni ist das ganze Bauwerk der Öffentlichkeit übergeben worden (Abb. 1).

Die nachstehenden Ausführungen mögen einen kurzen Überblick über die konstruktive Gestaltung und die technischen Maßnahmen bei der Erstellung des Gebäudes geben.

Nachdem auf Grund eines Wettbewerbes Prof. P. Bonatz und Architekt F. E. Scholer mit der Planbearbeitung beauftragt worden waren, wurde der im März 1930 verstorbene Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Jackson und als dessen Stellvertreter und Nachfolger der Verfasser mit der Aufstellung der statischen Berechnung, der konstruktiven Beratung und der Oberbauleitung für den konstruktiven Rohbau beauftragt.

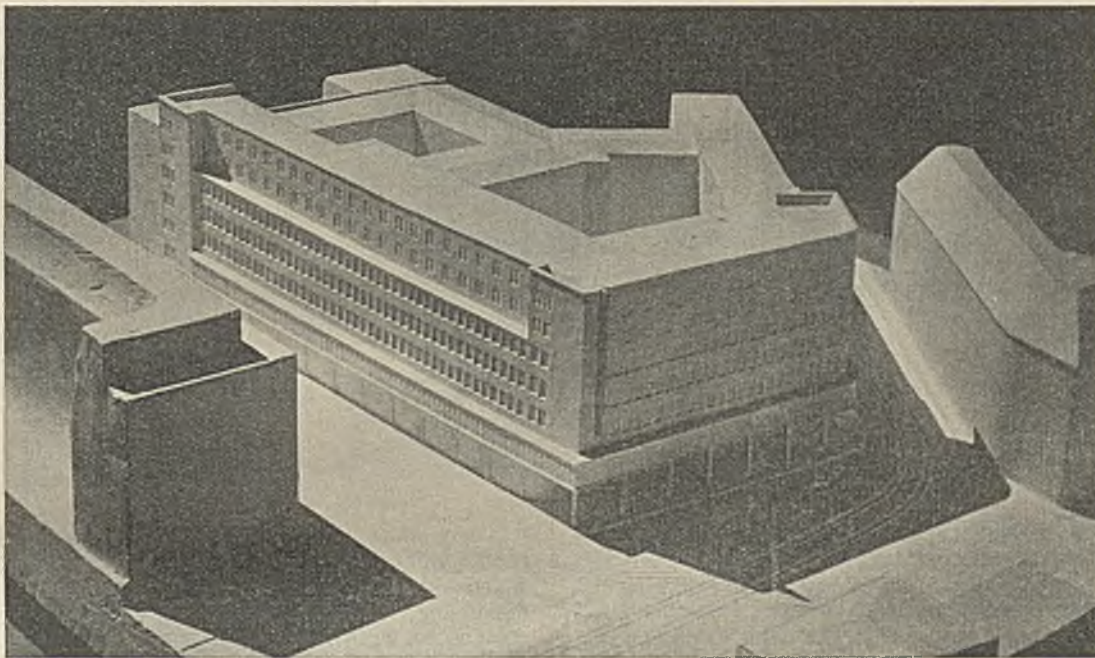


Abb. 1. Modellaufnahme des Zeppelinbaues in Stuttgart.

#### Baugrund, Absprißung der Baugrube und Erdaushub.

Von der Erstellung des der Baustelle benachbarten Hindenburgbaues, bei dem die vorgenannten Ingenieure beratend tätig waren, sowie von den Untersuchungen im übrigen Bahnhofgelände war bekannt, daß mit einem verhältnismäßig schlechten Baugrund zu rechnen war. Zunächst wurde deshalb eine größere Anzahl von Bohrungen vorgenommen, die einen systematischen Aufschluß über die Tiefe des tragfähigen Grundes erbringen sollten. Schon früher hatte sich ein Gutachten von Prof. Dr. Moersch und Baumeister Emil Kübler an Hand von Ausschachtungen mit dem Zustand des Untergrundes befaßt. Durch eine teilweise bis zu 8 m mächtige, diluviale, zähe Schlickschicht hindurch wurde in einer Tiefe von 3 bis 7 m unter der Oberkante Kellerfußboden ein mit 2 bis 3 kg/cm<sup>2</sup> belastbarer, fester Gipskeuper ( $K_m$ ) gefunden. Bei diesen Untersuchungen, zu denen Landesgeologe Dr. Kranz zugezogen war, konnte gleichzeitig die Höhe des artesisch gespannten Grundwasserspiegels ermittelt werden, der sich etwa 2,60 bzw. 1,80 m über Kellerfußboden befand.

Schon beim Erdaushub, mit dem am 20. Juni 1929 begonnen wurde, traten die ungünstigen Grenzverhältnisse in Erscheinung. Mit Rücksicht auf die lebhaft befahrene Lautenschlagerstraße und den Hindenburgplatz, sowie die unmittelbar auf der Grenze stehenden Nachbargebäude und

im Hinblick auf die spätere Gründung waren besondere Maßnahmen für die Baugrubenabsteifung nötig. Kleinere Rutschungen der verhältnismäßig jungen Auffüllung der oberen Schichten veranlaßten weiter mit besonderer Vorsicht zu Werke zu gehen. Zur Erreichung einer von Sprüßen möglichst freien Baugrube wurden entlang der Straßenfront im Abstand von rd. 1,50 m Holzpfähle eingerammt, die nach Abb. 2 befestigt wurden.

Die Querschnittsermittlung der Rundpfähle erfolgte unter Zugrundelegung einer Einspannung im Erdreich und Anlagerung im Punkt B. Mittels gekrümmter Schrauben mit Widerhaken und kurzen C-Profilstücken wurde eine sachgemäße Befestigung der Dielen erreicht (Einzelheit A, Abb. 2). Entlang dem Hindenburgplatz wurde daselbe System der Baugrubenabsteifung angewendet mit der Abänderung, daß statt Holzpfählen entsprechende I-Profile zur Verwendung kamen. Für

die Bodeneinspannung wurden die vorgebohrten Löcher nach Einbringen der Träger mit Beton ausgestampft. Obgleich diese Art der Sprüßung sich als durchaus zweckmäßig und standsicher erwies, konnte sie an der Südwestgrenze nicht verwendet werden, da eine Rammung von der Außenseite mit Rücksicht auf die Nachbargebäude, von der Baugrube her aus Gründen des vorgeschrittenen Erdaushubes nicht möglich war.

Inzwischen war die Bearbeitung der Gründung soweit gediehen, daß an Hand wirtschaftlicher Überlegungen einer Pfahlrammung als der zweckmäßigsten Fundierungsart der Vorzug gegeben werden mußte. Der Pfahlungsplan zeigt an der Südwestgrenze eine Aufteilung in einzelne, zusammengebundene Pfahlbankette. Um trotz Absprißung mit der 4 t-Menck-Hambrock-Ramme bis zu den äußersten Pfählen gelangen zu können, mußte ein System gewählt werden, das sich ebenfalls gut bewährte (Abb. 3). Mit besonderer Vorsicht war an den Nachbargrenzen der Rückfront vorzugehen. Die Gebäude, die sich teilweise in nicht durchaus erfreulichem Bauzustand befanden, wurden mit Klinkermauerwerk unterfangen bis auf die Tiefe der jeweiligen Fundamentsohle des Neubaues. Die Ausführung erfolgte in Stücken von 1,50 bis 2 m im Schachtbetrieb. Ein großer Teil der Fundamentmauern der Nachbargebäude wurde durch Zementeinpressungen mittels Kompressor gesichert. Sobald ein Teil der Baugrube ausgebaggert war, konnte mit der Rammung begonnen werden.

**Gründung.**

Da die chemische Analyse des Grundwassers starken Gipsgehalt ergeben hatte, wurden die Pfähle mit ungarischem Tonerdezement (Citadur)

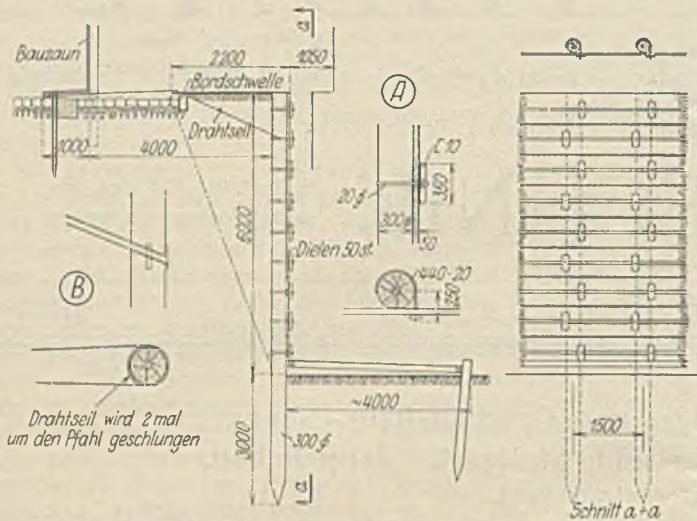


Abb. 2. Befestigung der Holzpfähle.

auf einem jenseits der Lautenschlagerstraße gelegenen Platz in Längen von 5,5 bis 14 m hergestellt. Durch einen Wolf-Schwenk-Kran wurden sie von den Fuhrwerken übernommen und der Ramme weitergegeben. Im allgemeinen konnten die Pfahlängen an Hand der Voruntersuchungen im voraus bestimmt werden. Da jedoch einige Verwerfungen und Spalten

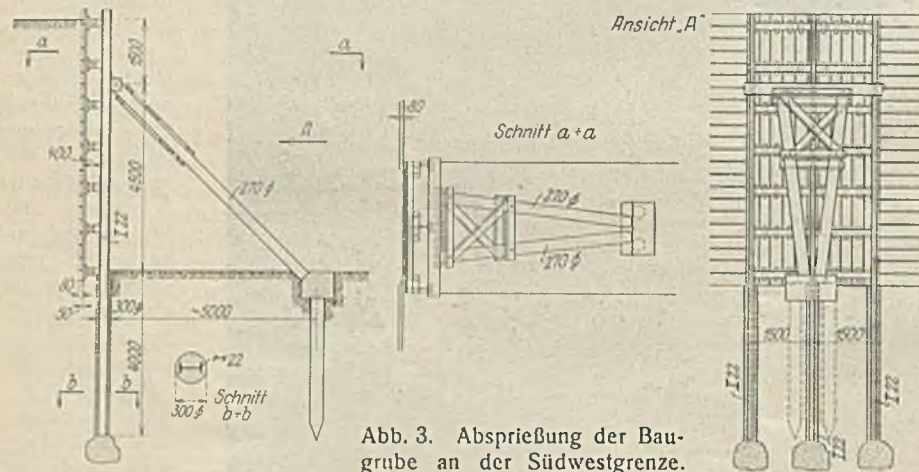


Abb. 3. Absprießung der Baugrube an der Südwestgrenze.

das Gelände durchzogen, mußten bei einigen Pfahlbündeln Zusatzpfähle geschlagen werden. Die maximale Tragfähigkeit der im Querschnitt 35/35 cm starken, mit Längs- und Umschnürungsbügelbewehrung versehenen Pfähle war mit 45 t pro Pfahl festgelegt. Die tatsächliche Tragkraft wurde mit Hilfe der Brixschen Rammformel unter Zugrundelegung einer 2,5 fachen Sicherheit ermittelt. Grundsätzlich mußten die Pfahlbündel den nachstehenden Formeln genügen:

$$\sum T = 2,5 R \text{ und } T_{\min} = \frac{1,5 R}{n}$$

wobei  $T$  die Tragfähigkeit eines Pfahles (nach Brix)

$$T = \frac{h}{e} \frac{Q^2 \times G}{(Q + G)^2}$$

- $R$  die Belastung des Bündels,
- $n$  die Pfahlanzahl,
- $h$  die Hubhöhe,
- $e$  die Eindringungstiefe beim letzten Schlag als Mittel aus der letzten Hütte von zehn Schlägen,
- $Q$  das Bürgewicht,
- $G$  das Pfahleigengewicht bedeuten.

Für ein Pfahlbündel ergab sich die Notwendigkeit, es mit den vier benachbarten mittels Eisenbetonurten zusammenzuknüpfen.

Um für die Nachbarhäuser die Gefahrenquelle der Pfählung auf ein Minimum zu bringen, wurden entlang der Grenze an der Rückfront in erster Linie Bohrpfähle verwendet, die mit hochwertigem Eisenportlandzement hergestellt wurden. Insgesamt wurden etwa 80 Bohrpfähle mit einer Gesamtlänge von rd. 400 lfdm. und etwa 820 Rammfähle mit einer Gesamtlänge von rd. 7500 lfdm. zur Fundierung benötigt.

**Stützwände und Pfahlkopfplatten.**

Das rasche Fortschreiten des Erdaushutes und der Pfählung ergab eine sofortige Inangriffnahme der Baugrubenumschließung mit den vorgesehenen Eisenbetonstützwänden. Die Wasserhaltung während der Bauzeit, die mit etwa 90 000 m<sup>3</sup> rund den vierfachen Betrag des Erdaushutes darstellt, wurde durch drei bis fünf Pumpen bewerkstelligt und mußte solange fortgesetzt werden, bis die erforderliche Gegenlast gegen den Wasserdruck mit der Decke über Untergeschoß erreicht war.

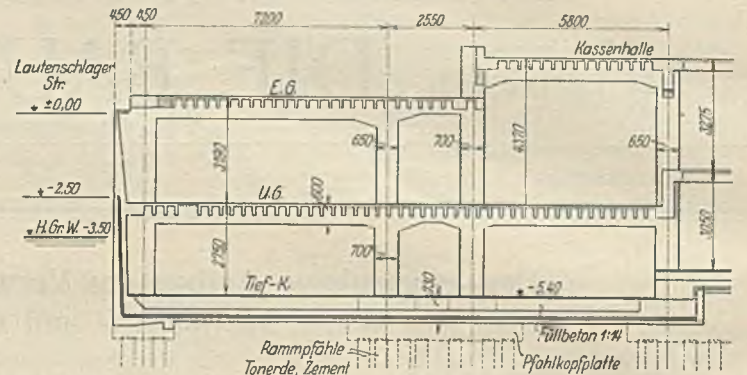


Abb. 4. Querschnitt durch die beiden Kellergeschosse.

Die Pfahlkopfplatten und Gurte in Hochofenzement waren für die auftretenden Momente und Querkräfte bei einer Eisenspannung von 1200 kg/cm<sup>2</sup> und einer Betonbeanspruchung von 40 kg/cm<sup>2</sup> zu bemessen. Für die annähernd quadratischen Platten wurden Momente und Querkräfte aus den Pfahleinzelasten je zur Hälfte nach jeder Richtung unter Ein-

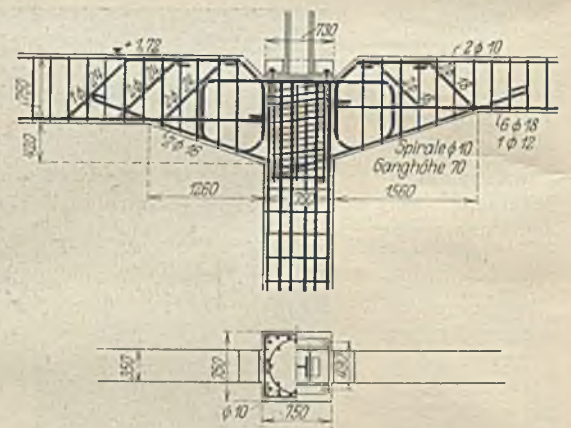


Abb. 5. Auflagerung der Stahlstützen auf den Eisenbetontrageteilen der Kellergeschosse.

rechnung einer gleichmäßig verteilten Gegenlast aus Stützendrücken ermittelt. Für die gekoppelten Bankette wurde beiderseitige Kraftwirkung ausgeschlossen und neben der dem Momentenverlauf angepaßten Längsbewehrung eine angemessene Querbewehrung eingelegt.

Die Stützwände wurden aus zwei Teilen hergestellt. Grundsätzlich wurden die Kräfte so geteilt, daß die äußere Stützwand den vorhandenen Erddruck in voller Höhe aufzunehmen hatte und die innere den vollen Wasserdruck. Obgleich davon ausgegangen werden könnte, daß der Wasserdruck beim Durchgang durch den Beton der Erddruckwand erheblich vermindert wird, so ist andererseits, insbesondere bei großem Wasserandrang, diejenige Fläche als belastet anzusehen, durch die dem Wasser infolge der Dichtung Halt geboten wird. Die Außenwände wurden untersucht erstens für den Bauzustand als freistehende bzw. in den Pfahlkopfplatten eingespannte Eisenbetonwände für einen Böschungswinkel von  $\varphi = 50^\circ$  und einen Reibungswinkel  $\delta = 20^\circ$  und zweitens für den endgültigen Zustand als im Fuß eingespannte und an den Geschoßdecken angelagerte Stützwände für  $\varphi = 40^\circ$  und  $\delta = 20^\circ$ . Die jeweils maximalen Kräfte ergaben die Bemessung bei  $\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_b = 40$  bzw.  $50 \text{ kg/cm}^2$ . Die Wasserdruckwände wurden mit der Bodenkonstruktion ausgeführt und in dieselbe eingespannt.

**Grundwasserisolierung.**

Nachdem zwischen die Pfahlkopfplatten ein etwa 10 cm starker Vorbeton in Hochofenzement eingebracht war, konnte mit den Isolierungsarbeiten begonnen werden. Nach eingehenden Versuchen bezüglich der Druckfestigkeiten der Isolierungsmaterialien wurde die Dichtungsart folgendermaßen gewählt: Grundanstrich mit dünnflüssigem, bituminösen Isolierlack, Aufkleben zweier Lagen gut übergreifender, miteinander durch Bitumen verklebter Isolierbitumenpappe von 60 kg pro 20 m<sup>2</sup>, vollständig

Deckanstrich mit Bitumen. Wegen erheblicher Witterungsschwierigkeiten mußte der größte Teil der Baugrube mit Planen abgedeckt und der Betonboden mit Flammenwerfern getrocknet werden. Sowohl Bodendichtung als Stützwanddichtung wurde darauf mit einem 5 bzw. 3 cm starken Mörtel mit Trikosalzusatz überzogen, auf den die Bodenkonstruktion bzw. die Wasserdruckstützwände gelegt werden konnten.

#### Bodenkonstruktion.

Von einer Aufteilung der Bodenfläche in umgekehrte Tonnengewölbe oder Pilzkonstruktionen mußte infolge der unregelmäßigen Stützenstellung und der verschiedenen Bodenhöhen Abstand genommen werden. Ebenso wurde eine Schwergewichtskonstruktion wegen des größeren Erdaushubes und des dadurch vermehrten Wasserdrucks ausgeschaltet. Eine umgekehrte Plattenbalkenkonstruktion in hochwertigem Zement erwies sich hier als zweckmäßig. Die erforderliche Entwässerung des Kellergeschosses konnte mit den notwendigen Minimalgefällen in der Bodenplatte von 45 bzw. 55 cm Höhe untergebracht werden. Als Auftrieb wurde der Berechnung die Höhendifferenz zwischen höchstem Grundwasserspiegel und Unterkante Isolierschicht zugrunde gelegt. Nach Abzug der Gegenlast ergab sich für den höher gelegenen Teil des Kellers ein wirksamer Auftrieb von 850 kg/m<sup>2</sup>, für den tiefer gelegenen Teil ein Auftrieb von 1500 kg/m<sup>2</sup>. Hierbei wurde eine evtl. Nutzlast nicht in Rechnung gestellt.

Die Stützenfüße für die Eisenbetonstützen wurden unter Zugrundelegung einer Pressung von 10 kg/cm<sup>2</sup> in der Bodenkonstruktion untergebracht. Die zwei unter der Straßenhöhe liegenden Geschosse wurden zweckmäßigerweise in Eisenbeton hergestellt (Abb. 4), da eine Reihe von Stützen, besonders an der Südwestgrenze, außerhalb der Dichtung liegen und außerdem ein ordnungsmäßiger Verbund zwischen Stützwänden und Decken einerseits und Stützenfüßen und Bodenkonstruktion andererseits erreicht werden konnte. Die Stützenlasten liegen im Mittel ungefähr bei 270 t. Die maximale Last wird erreicht mit 390 t in Stütze 85.

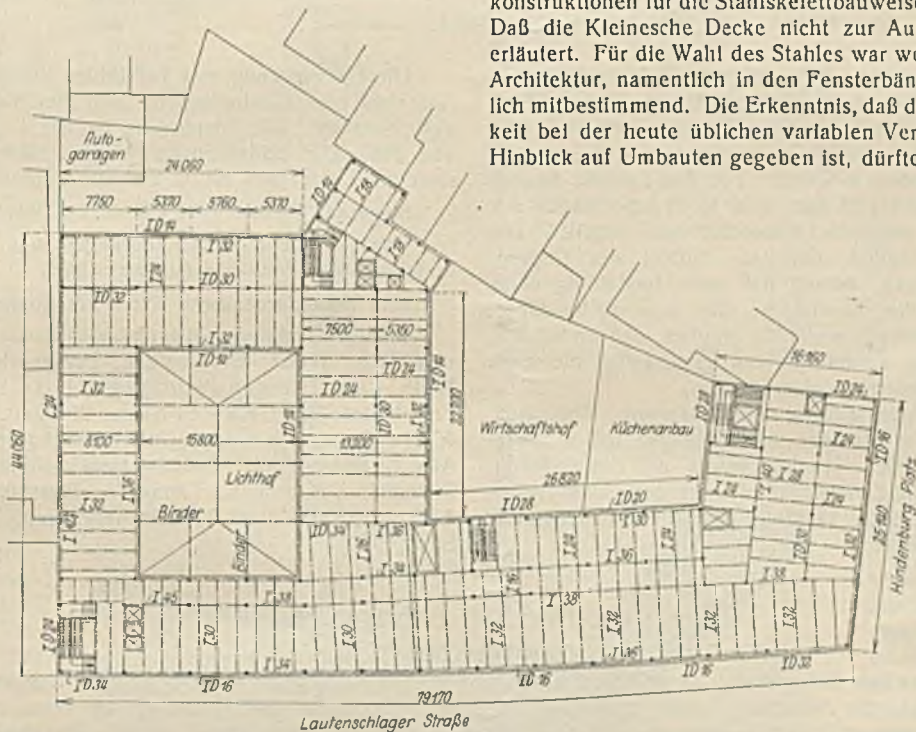


Abb. 6. Grundriß und Trägerlagen im Erdgeschoß.

#### Untergeschosse.

Der in den Untergeschossen liegende zweistöckige Tresor mit einem lichten Ausmaß von 13,20/9,65 m und einer gesamten lichten Höhe von 5,55 m erhielt in Wänden, Boden und Decke außer Längs-, Quer- und Diagonalbewehrung eine starke, sich dreifach überkreuzende Ringarmierung. Die obere Decke als Fußboden der Kassenhalle wurde als Pilzdecke konstruiert. Die Zwischendecke besteht zur Erreichung geringstmöglicher Konstruktionshöhen aus Stahlkonstruktion mit Eisenbetonplattendecke. Im wesentlichen wurde für die Tresorwände Schmelzzement verwendet. Außer den konstruktiven Sicherungen sind eine Reihe mechanischer und elektrischer Schutzmaßnahmen getroffen worden, auf die nicht weiter eingegangen sei.

Sämtliche Decken über den Untergeschoßräumen wurden als Eisenbetonrippendecken in hochwertigem Zement mit einer Konstruktionshöhe von etwa 32 cm ausgeführt. Für die Auflagerung der Stahlkonstruktionsstützenfüße für den Hochbau, die im Erdgeschoß nicht in Erscheinung treten durften, wurde bei einer Druckbeanspruchung in den Stützen von  $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$  eine etwa 1 m lange Rundeisenspirale, Durchmesser 10 mm, mit einer Ganghöhe von 70 mm eingebracht (Abb. 5). Trotz der Einschnürung des Eisenbetonquerschnittes am Träger wurde durch Vergrößerung der Vouten und durch Einlegen von brillenförmigen Rundeseisen die Kontinuität aufrecht erhalten.

Infolge der natürlichen Teilung des Gebäudes in zwei Bauteile wurde an der Grenze der beiden eine Trennfuge in der Eisenbetonkonstruktion durchgeführt, die sich auch auf die hochgehenden Stützwände ausdehnt. Im weiteren Bauverlauf wurden die beiden Teile jeweils unabhängig voneinander erstellt, wobei mit maßgebend war, daß die Zweckbestimmung des einen Bauteils feststand, dagegen die des anderen Bauteils erst später erfolgen und für diesen mehr Bauzeit zur Verfügung gestellt werden konnte.

Bei der Verwendung der Untergeschosse als Lagerräume war eine Nutzlast von 500 kg/m<sup>2</sup> maßgebend, die nur bei der Decke über dem Heiz- und Kohlenkeller überschritten wurde, da diese einen Teil der Hoffläche bildet. Zu der Nutzlast von 1000 kg/m<sup>2</sup> kam hier jeweils eine Alternativbelastung aus Einzellast mit 5 t Raddruck in der Feldmitte sämtlicher Konstruktionsglieder. Diese Last ergibt sich aus der Annahme von ausgezogenen Feuerleitern im ungünstigsten Fall.

Obgleich später ein geringer Teil der Eisenbetondecke infolge der Anforderung für eine Nutzlast von 2500 kg/m<sup>2</sup> verstärkt werden mußte, so erscheint es doch wirtschaftlicher unter Voraussetzung von Verstärkungsmöglichkeit, bei Gebäuden vorliegender Art nicht die gesamten Flächen für größere Nutzlasten als 500 kg/m<sup>2</sup> zu bemessen. Die verwendete Unterkonstruktion wurde in Stahl hergestellt.

#### Stahlskelett.

Das einschließlich Untergeschosse acht bzw. neun Stockwerke hohe Gebäude wurde nach eingehenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen vom Erdgeschoßfußboden ab in Stahlkonstruktion durchgeführt. Vergleichende Lastenermittlungen ergaben eine rd. 12 bis 15 prozentige Lastenersparnis, wobei allerdings in der Kleineschen Decke eine der leichtesten Deckenkonstruktionen für die Stahlskelettbauweise zugrunde gelegt werden konnte. Daß die Kleinesche Decke nicht zur Ausführung kam, ist weiter unten erläutert. Für die Wahl des Stahles war weiterhin die feine Gliederung der Architektur, namentlich in den Fensterbändern der Straßenfronten, wesentlich mitbestimmend. Die Erkenntnis, daß durch Stahl eine größere Freizügigkeit bei der heute üblichen variablen Verwendung derartiger Gebäude im Hinblick auf Umbauten gegeben ist, dürfte allgemein durchgedrungen sein.

Die Anlage des Grundrisses (Abb. 6) berechtigte zu der Auffassung, daß eine besondere konstruktive Maßnahme zur Windaussteifung nur während der Montage notwendig war. Die Erstellung der vier Treppenhäuser bestärkte dies um so mehr, da diese durch ihre Lage und Ausführung besonders geeignet waren, als aussteifende Türme mit natürlichem Diagonalverband in den Treppenläufen zu wirken.

Als Nutzlasten waren vorgesehen:

Für die Untergeschoßdecken, die drei anschließenden Decken, Terrassen und Treppen 500 kg/m<sup>2</sup>, für die restlichen Geschoßdecken 200 kg/m<sup>2</sup> zuzüglich

150 kg/m<sup>2</sup> für Bimssteinzwischenwände; die Dachdecken wurden für 250 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast berechnet, um eine spätere Benutzbarkeit nicht auszuschließen. Zunächst wurde jedoch als Dachdeckung Tekuta auf Holzschalung mit einer Zwischenlage aus einfacher Pappe aufgebracht. Die Beläge, die teils aus Sandschüttung und Diaragipsestrich mit Linoleum, teils aus Steinplatten in Asphalt hergestellt wurden, hatten Eigengewichte von 115 bzw. 220 kg/m<sup>2</sup>.

Unter Ausnutzung der behördlichen Bestimmungen wurde die Beanspruchung der Träger mit 1400 kg/cm<sup>2</sup> begrenzt. Für die Stützen war unter Einrechnung der Biegebeanspruchung von anschließenden Trägern aus Eigenlast + Nutzlast eine Spannung von 1200 kg/cm<sup>2</sup> maßgebend.

Bei der endgültigen Bearbeitung des Stahlskeletts war die Erreichung einer ebenen Deckenunterseite, soweit irgend möglich, eine wesentliche Forderung des Architekten. Außerdem mußten die Stützen auf zwei Seiten frei von Trägeranschlüssen sein. Dies veranlaßte bei einer grundsätzlichen Deckenträgerentfernung von rd. 2 m die Anordnung derselben in  $\frac{1}{6}$  und  $\frac{1}{2}$ . Die Decke zwischen den Trägern wurde als Bimsbetonrippendecke in Höhe von 28 bis 40 cm hergestellt. Diese Ausführung war geeignet, die Ansprüche des Architekten, des Schall- und Wärmefachmanns sowie des Statikers zu befriedigen. Wie aus dem Grundriß (Abb. 6) ersichtlich, ist jeweils an den Stützen durch die vorgenannte Trägereinteilung die Möglichkeit für Rohrfahrten gegeben, andererseits war eine Herstellung rahmenartiger Konstruktionsglieder in der Querrichtung des Baues ausgeschaltet. Die Anschlüsse der Hauptträger an den Stützen erfolgten daher in der Weise, daß außer der Scherplatte und dem Auflagerwinkel ein Winkel an der Stütze über dem Profil angebracht wurde, wobei die Fuge zwischen Trägeroberflansch und Winkel mit Stahlkeilen ausgefüllt und damit eine gewisse Einspannung, die rechnungsmäßig außer Betracht blieb, hergestellt wurde.

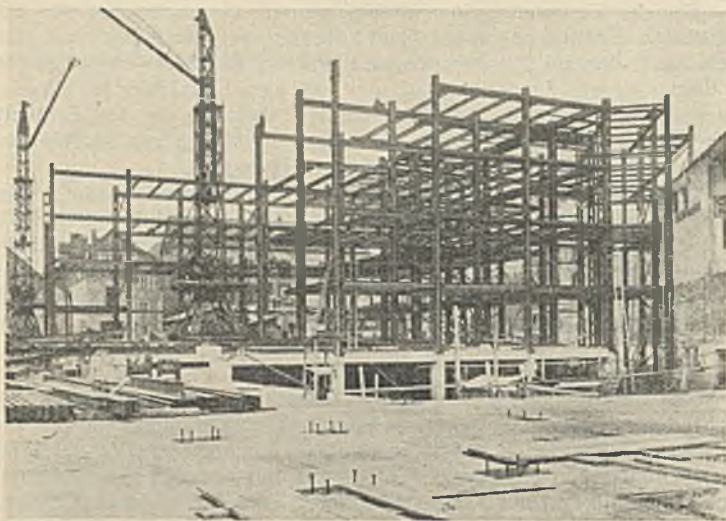


Abb. 7.

Verschiedene Montagezustände.

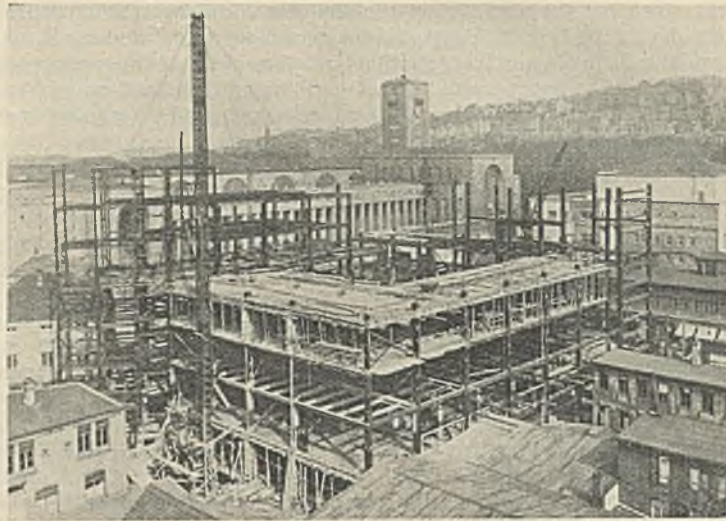


Abb. 8.

Die Montage erfolgte teils mittels Schwenkkranen, die auf der abgebolzten Untergeschoßdecke liefen, teils mittels Aufzugsböcken in Stahl. Am 1. März 1930 wurden die ersten Stützen im Bauteil 1 aufgestellt und am 30. April waren die Arbeiten dort so weit gefördert, daß nur noch unwichtige Konstruktionen einzubauen waren. Für den zweiten Bauteil waren in der Zeit vom 11. April bis 30. Mai, d. h. in 40 Arbeitstagen mit Ausnahme der Treppenträger sämtliche Konstruktionen erstellt. Die Montage des ersten Bauteils mußte mit dem Einbau der Deckenkonstruktion Hand in Hand gehen, derart, daß nach Herstellung eines Teils des Stahlskeletts (Abb. 7) die Rippendecke über dem dritten Obergeschoß eingebracht wurde. Dadurch wurde es möglich, daß im Schutze dieser Decke sämtliche übrigen ausgeführt und gleichzeitig die zwei obersten Geschosse montiert werden konnten (Abb. 8.)

Die Ummantelung der Stützen erfolgte in Bimsbeton, Mischungsverhältnis 1 : 6, wobei der für das Einlegen von Leitungen usf. erforderliche Querschnitt ausgespart wurde. Hierbei wurde auf das zulässige Maß an Überdeckung bezüglich der Feuersicherheit gegangen. Unmittelbar vor Einbringen der Decken wurden sämtliche Konstruktionsteile mit einer Zementschlempe angestrichen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Eine geschweißte Bahnsteighalle.

Von Dipl.-Ing. E. Teichmann, Oberingenieur, Duisburg.

Der Anwendung der elektrischen Schweißung im Stahlbau werden besonders ihre Wirtschaftlichkeit, die Schaffung neuer Konstruktionsmöglichkeiten und das gute Aussehen geschweißter Bauwerke nachgerühmt. Während die beiden letzten Vorzüge ohne Einschränkung anerkannt werden können, ist die Wirtschaftlichkeit in hohem Maße von der Art der Konstruktion abhängig. Man kann sie in erster Linie dann als gegeben ansehen, wenn von den beiden die Gesamtkosten bildenden Faktoren, Gewicht und Einheitspreis, der erste durch die Anwendung des Schweißverfahrens erheblich vermindert wird. Das ist nicht immer der Fall. Lassen sich auch bei schweren Konstruktionen Gewichtersparnisse bis zu 20% erzielen, so darf man doch nicht übersehen, daß bei leichten Bauwerken, die wie die nachstehend beschriebene Bahnsteighalle bei verhältnismäßig großen Stützweiten nur geringe Belastungen aufzunehmen haben, die Rücksicht auf die zulässige Durchbiegung und eine gewisse Mindeststärke der Bauteile die volle Ausnutzung häufig nicht zuläßt. Immerhin kann man den Unterschied im Gewicht der geschweißten und der genieteten Konstruktion durch eine Vergleichsberechnung ziemlich genau feststellen. Schwieriger ist die Ermittlung des Unterschiedes in den Herstellungskosten. Es wäre verfehlt, die heute von den Stahlbauunternehmen geforderten Preise als Maßstab zu nehmen; denn einerseits handelt es sich hierbei noch vielfach um Einführungspreise, andererseits fehlt der Kalkulation eine einwandfreie Vergleichsbasis, solange die allgemeine Wirtschaftslage eine einigermaßen gleichmäßige Beschäftigung der Schweißwerkstatt unterbindet. Eine Ersparnis bei den Herstellungskosten darf man vom Schweißverfahren mit Sicherheit dort erwarten, wo viele Verschiedenheiten der Werkstücke die Aufwendungen für Zeichner- und Vorzeichnerarbeiten in die Höhe treiben und eine schablonenmäßige Bearbeitung einer Nietkonstruktion wie auch das paketweise Bohren vieler gleicher Bleche unmöglich machen würden. Gerade unter diesem Gesichtspunkte war die Anwendung des Schweißverfahrens bei der Halle für den Postbahnsteig des neuen Duisburger Hauptbahnhofes berechtigt; denn hier wurde durch den Gleisplan die in Abb. 1 wiedergegebene ganz unregelmäßige Grundrißform bedingt, welche die Verschiedenheit aller Binder und Unterzüge zur Folge hatte.

Die Überdeckung des Lichthofes erfolgte mit Dreiecksbindern zur Aufnahme der Glasbedachung und der Staubdecken samt Schnee- und evtl. Nutzlast. Die Spannweite beträgt  $l = 15,50$  m bei einer Pfeilhöhe von 2 m. Die Binderkonstruktionen erhielten einen Bleimennigeanstrich, soweit sie nicht von Beton umhüllt wurden.

Insgesamt kamen 1300 t Stahl zur Montage.

Trotz des erheblichen Umfanges war kein Bauunfall während der Erstellung des Rohbaues zu verzeichnen.

Von Bauunternehmern waren am Rohbau vor allem beteiligt:

Stahlkonstruktion: Maschinenfabrik Eßlingen A.-G., Eßlingen und Gebr. Wöhr, Eisenwerk, Unterkochen (Lieferung und Montage), Wilh. Luig, Illingen (Württ.) und I. Haller, Schwennigen (Lieferung). Erdarbeiten: Karl Kübler A.-G., Stuttgart. Pfahlgründung: Ed. Züblin & Cie A.-G., Stuttgart. Untergeschoßdecken: Vorgenannte Firmen in Arbeitsgemeinschaft. Grundwasser-Isolierung: Ed. Züblin & Cie. A.-G., Stuttgart, I. A. Braun, Cannstatt. Bimsbetondecken: Ed. Züblin & Cie, A.-G. und Karl Kübler A.-G. in Arbeitsgemeinschaft und Ludwig Bauer, Stuttgart.

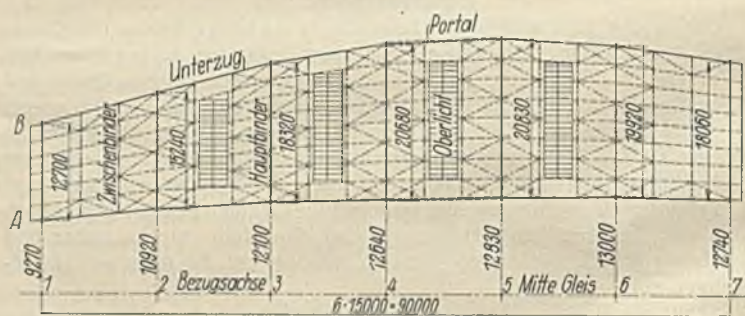


Abb. 1. Grundriß.

daß die auf den Haupt- und Zwischenbindern aufliegenden Pfetten 5 m Stützweite haben. Als Eindeckung ist Pappe auf Holzschalung und hölzernen Sparren vorgesehen. Da die Firstlinie sowie die beiden Traufkanten waagrecht gehalten wurden, ergaben sich bei der stark wechselnden Breite des Daches windschiefe Dachflächen. Vier Oberlichter mit Drahtglas auf Kittsprossen dienen dem Lichteinfall in den mittleren Teil der allseitig offenen Halle. Für die Aufnahme der in der Längsrichtung wirkenden Windkräfte wurden in beiden Stützenreihen in einem mittleren Felde Portalrahmen eingebaut.

Abb. 2 zeigt die konstruktiven Einzelheiten der Binder. Diese sowohl wie auch die Unterzüge sind aus 8 mm starken Stehblechen mit Flachstahlaussteifungen und ebenso starken Gurtplatten von 220 bis 260 mm Breite zusammengesetzt. Die 5,6 mm starken Schweißnähte sind in der Abbildung durch Sinnbilder kenntlich gemacht. Im Bereich der Zug-

zone der Gurtungen wie auch bei den Aussteifungen wurden unterbrochene Nähte angewendet. Dagegen mußten sie auf ausdrücklichen Wunsch des Auftraggebers überall dort, wo die Gurte Druckspannungen aufzunehmen haben, ununterbrochen durchgeführt werden. Durch diese Sondervorschrift erhöhte sich die Nahtlänge im Bereich der Druckzone um rund 30%. Im allgemeinen dürfte gegen die Verwendung unterbrochener Schweißnähte auch in der Druckzone nichts einzuwenden sein. Bei Beachtung der zulässigen Druckspannung und der in DIN 4100 (für Brücken) angegebenen größten Strichabstände ist ausreichende Sicherheit gegen Ausknicken des Stehbleches und der Gurtplatten gewährleistet. Allenfalls läßt sich durch schachbrettartiges Versetzen der beiderseitigen Nahtstücke eine durchlaufende Verbindung zwischen Steg und Gurt ohne Vergrößerung der Nahtlänge und der Kosten erreichen.

Der Stoß der Gurtplatten wurde durch eine V-Naht zwischen den Plattenenden und durch aufgeschweißte Laschen gedeckt. Das Stehblech ist an der Stoßstelle stumpf gegen einen durchschießenden Aussteifungsflachstab von 16 mm Stärke geführt und durch 8,5 mm starke Schweißnähte angeschlossen.

Die konstruktiven Vereinfachungen durch das Schweißverfahren kommen besonders bei der Ausbildung der Rahmenecken, der Stützenfüße und des Portalanschlusses zur Geltung. Genietete Rahmenecken erfordern meistens eine unangenehme Häufung von Eckblechen, Stoßlaschen, Stoß- und Aussteifungswinkeln. Wie ungezwungen sich die geschweißte Rahmenecke ausführen und der Überleitung der Kräfte vom Riegel zum Pfosten anpassen läßt, ist aus der Abb. 3 ersichtlich. Den Stützenfuß bildet eine untergeschweißte Platte, die durch dreieckige Blechrippen zum Stützensteg hin versteift ist. Daß man für die Lagerplatte keine Gußteile verwendete, ist wohl selbstverständlich. Durch Aufschweißen von Flachstücken auf Flußstahlplatten wurden einfache und zweck-

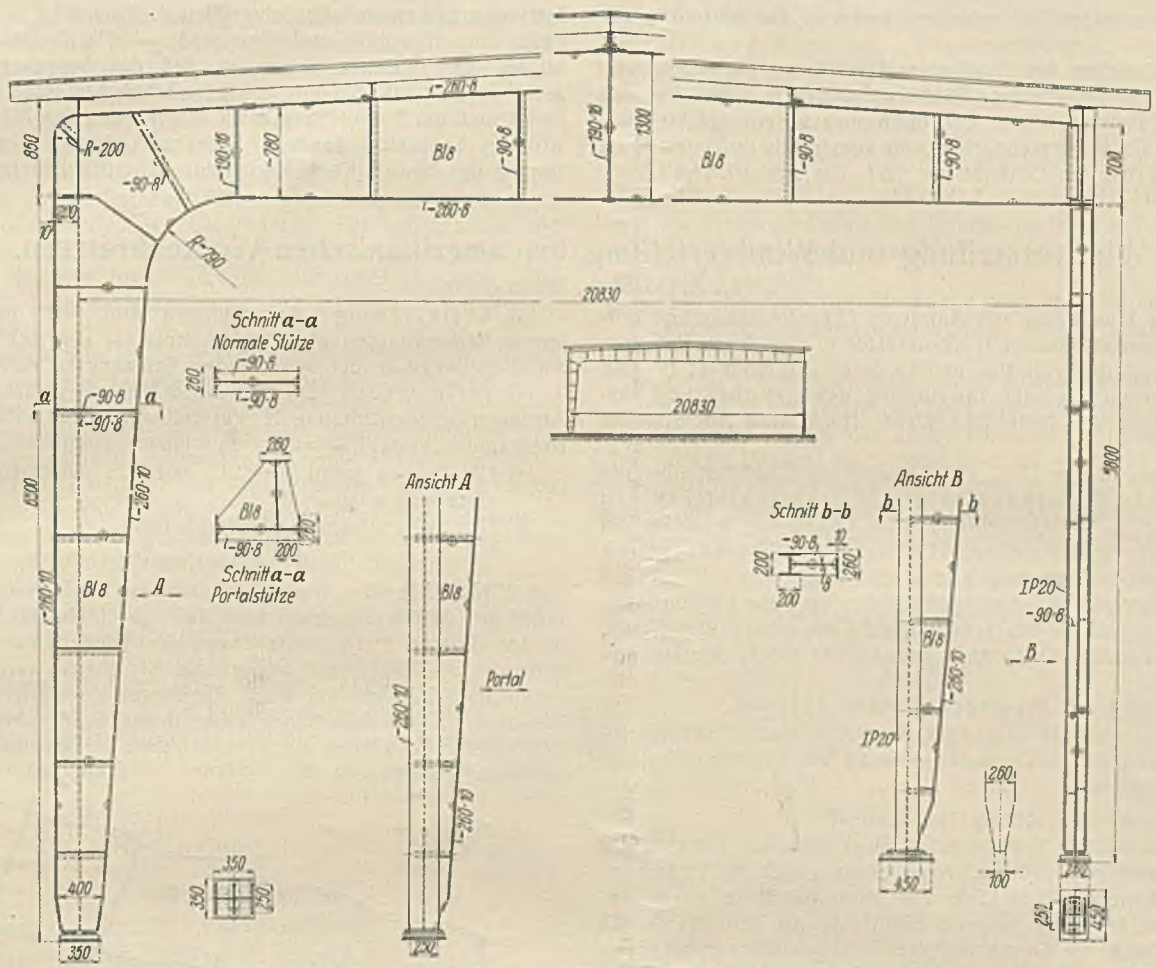


Abb. 2. Hauptbinder und Stützen mit Portalanschluß.

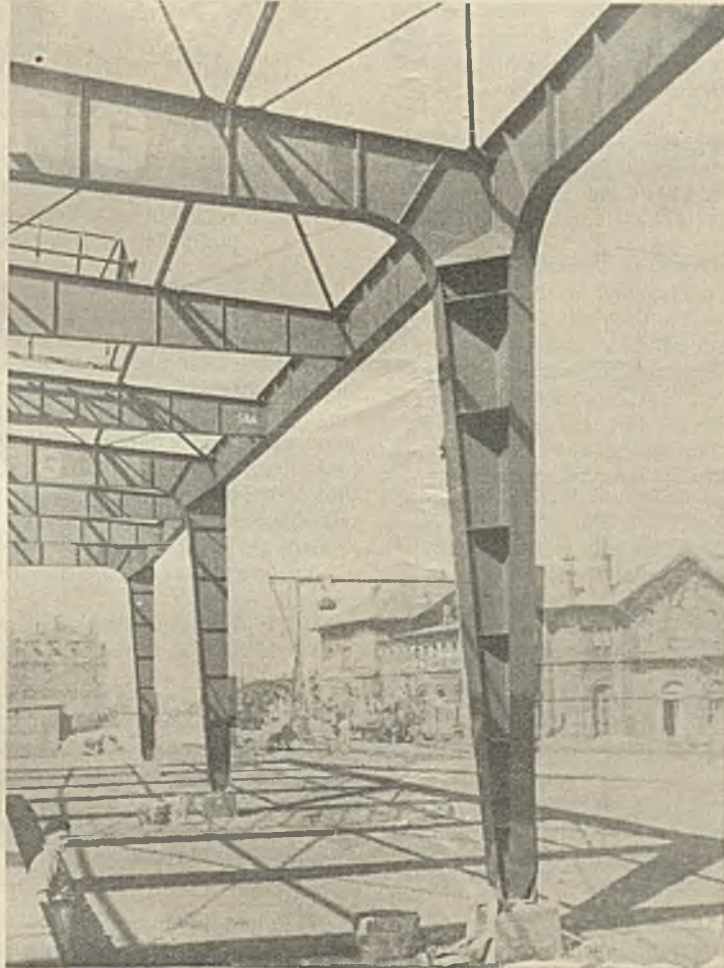


Abb. 3. Binderstütze mit Portalanschluß.

mäßige Linienkipplager hergestellt. Ankerschrauben und aufgeschweißte Knaggen sichern die Stützenfüße gegen Abheben und Verschieben. Die einfache Verbindung des Portalrahmens mit der Binderstütze läßt die Abb. 3 ebenfalls erkennen. Das Stehblech des Portals ist stumpf gegen den Stützensteg gestoßen und mit ihm verschweißt; auch bei der Pendelstütze, die aus einem Breitflanschträger I P 18 besteht, konnte das Portal auf diese Weise angeschlossen werden. Bei einer genieteten Konstruktion wäre es unmöglich gewesen, der Verbindung von Stütze und Portal eine so gedrängte Form zu geben, wie sie hier besonders in der Nähe des Fußes ausgeführt wurde.

Das Zusammenbauen und Schweißen der einzelnen Stücke in der Werkstatt bot keine Schwierigkeiten. Mit besonderer Sorgfalt wurde dem Schrumpfen der Nähte und den dadurch hervorgerufenen Formänderungen Rechnung getragen. Stehblech und Gurtplatten der Träger wurden nur so lange miteinander verspannt, bis sie durch Heftschweißungen in einigen Punkten verbunden waren. Alle weiteren Schweißarbeiten wurden an den frei auf der Zulage liegenden Trägern vorgenommen, so daß man die Wirkung der Schrumpfung beobachten und durch zweckmäßige Reihenfolge beim Schweißen der Nahtstücke ausgleichen konnte. Der Erfolg war, daß Verwindungen vermieden wurden und die Konstruktion allen Ansprüchen durchaus entsprach.

Von der Aufstellung ist nur zu erwähnen, daß der bei der festen Stütze liegende Binderstoß, die Anschlüsse der Unterzüge an die Stützen wie auch die Verbindung zwischen Unterzügen und Zwischenbindern auf der Baustelle geschweißt wurden; hierbei ließen sich Überkopfschweißungen nicht ganz vermeiden. Pfetten, Oberlichter und Dachverbände wurden geschraubt. Bei der Planung ähnlicher Bauten dürfte es sich in den meisten Fällen empfehlen, für die wenigen Montageverbindungen statt der Schweißnähte Verschraubungen vor-

zusehen, weil diese weniger Zeit erfordern und von der Witterung unabhängig sind.

Die Hallenkonstruktion des Duisburger Postbahnsteiges wurde von Herrn Oberbaurat Krabbe von der Reichsbahndirektion Essen im Einvernehmen mit der Postverwaltung entworfen und seitens der Gesellschaft Harkort in Duisburg rechnerisch und konstruktiv durchgearbeitet und ausgeführt. Sie hat ein Gewicht von 76 t, das sind rd. 44,8 kg/m<sup>2</sup>;

hiervon entfallen auf die Schweißkonstruktion 61,3 t, worin die Schweißnähte mit etwa 1,3 t enthalten sind. — Die beigelegten Abbildungen dürften den Eindruck vermitteln, daß das Aussehen des geschweißten Stahlbaues, verglichen mit den gewohnten Nietkonstruktionen, durch die Einfachheit der Formgebung sowie durch die ruhige Flächen- und Schattenswirkung bedeutend gewinnt. Unsere Architekten werden sich diesen Vorzug des neuzeitlichen Verfahrens sicherlich zunutze machen.

## Windversteifung und Windverteilung bei amerikanischen Wolkenkratzern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von A. Dürbeck, Berlin-Pankow.

Im Anschluß an eine Reihe von Aufsätzen über die zukünftige Entwicklung beim Bau amerikanischer Wolkenkratzer in Eng. News-Rec. vom 19. Februar 1931<sup>1)</sup> sind drei Aufsätze in Eng. News-Rec. vom 4., 11. und 18. Juni 1931 erschienen, die eine Erweiterung des statischen und konstruktiven Fragenkomplexes beim Bau dieser Hoch- und Höchsthäuser bringen.

In den Ausführungen von D. C. Coyle wird ein Überblick über die gegenwärtigen Theorien der Windaufnahme in Stahlskeletthäusern in Amerika gegeben; A. Smith schreibt über Größe der Windlasten und Materialbeanspruchungen und H. V. Spurr über Durchbiegung und Aussteifung von Turmhochhäusern.

Auch für den deutschen Stahlbauingenieur werden diese Ausführungen von Interesse sein, obwohl er bei seinen Bauten oft andere Wege geht, die ihm die große Anzahl vorzüglicher Arbeiten deutscher Statiker vorzeichnen.

### I. Überblick auf die gegenwärtigen Theorien.

Im ersten Aufsatz stellt D. C. Coyle die Portaltheorien bei der angenäherten Berechnung von Skelettkonstruktionen den Theorien über die Auslegermethoden gegenüber.

#### A. Portaltheorien (Abb. 1).

Nach der Portaltheorie<sup>2)</sup> besteht jedes Stockwerk aus Portalen mit je einem Unterzug und zwei Stützen, deren Länge gleich der Entfernung der Wendepunkte der elastischen Linie von Mitte bis Mitte zweier benachbarter Geschosse ist. Die gesamte Scherkraft aus dem Winddruck wird gleichmäßig durch die Decke auf die Einzelportale verteilt. Das Biegemoment aus dem Wind ist für jeden Trägeranschluß das gleiche und zwar gleich dem Gesamtmoment dividiert durch die Anzahl der Verbindungen. Die senkrechte Belastung einer Stütze ist gleich dem Moment jedes Einzelportales dividiert durch den Stützenabstand. Innere Stützen gehören zwei Portalen an, haben daher das doppelte Biegemoment und die doppelte Scherkraft aufzunehmen wie die äußeren Stützen und erhalten bei gleicher Feldweite keine senkrechten Lasten.

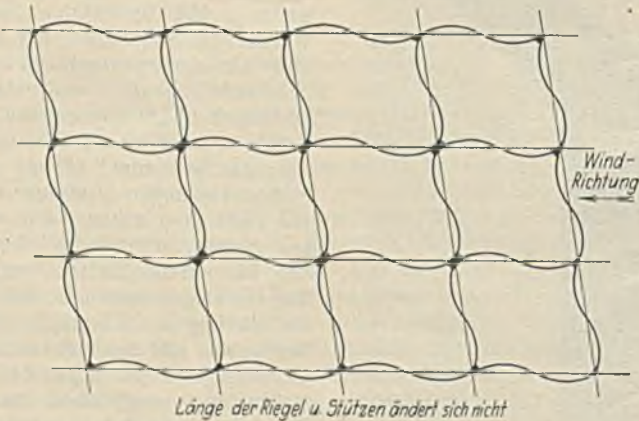


Abb. 1. Verbiegungen der Windjoche unter den Voraussetzungen der Portaltheorie.

1. Verfeinerung der vorhergehenden Theorie. Angenommen wird, daß Stützen mit Flanschen in der Windrichtung nur das halbe Biegemoment aufnehmen wie Stützen mit Flanschen senkrecht zur Windrichtung. Im gleichen Verhältnis werden die Stärken der Verbindungen ausgeführt und die Scherkräfte verteilt. Die senkrechte Belastung jeder Stütze ist gleich der algebraischen Summe der Scherkräfte in den Verbindungsriegeln.

2. Verfeinerung. Angenommen wird, daß die Stützen ihre anfallenden Scherkräfte und Momente im Verhältnis ihrer Trägheitsmomente zur Windrichtung übertragen. Die Verbindungen an jeder Stütze werden nach dem auftretenden Biegemoment ausgeführt, die senkrechten Lasten nach 1. berechnet.

<sup>1)</sup> Stahlbau 1931, S. 236 u. f.: A. Dürbeck, Bauliche Fragen bei der Weiterentwicklung amerikanischer Wolkenkratzer.

<sup>2)</sup> Anmerkung: Der Ausdruck „Portaltheorie“ ist irreführend, da die in Betracht kommenden Skelettkonstruktionen — auf die Erdscheibe bezogen — statisch als eingespannte Freitragler zu werten sind.

3. Verfeinerung. Angenommen wird, daß die Scherkräfte nach jedem Verbindungspunkte im Verhältnis der  $I:L$  des Stützenquerschnitts zur Riegeillänge an der betreffenden Rahmenecke verteilt werden.

4. Verfeinerung. Die Morris-Roß-Methode ergänzt die vorhergehende Art durch Berücksichtigung der Verdrehungen an den Rahmenecken. — Alle sogenannten Portaltheorien haben folgende Voraussetzungen (vgl. Abb. 1):

- a) Die Decken (nicht identisch mit den einzelnen Riegeln!) bleiben eben und waagrecht.
- b) Die Systemlängen ändern sich nicht.

#### B. Kragarmtheorie (Abb. 2).

1. Nach Fleming<sup>3)</sup> wird angenommen, daß sich der Stockwerkrahmen unter der Windlast verbiegt und daß die Größe der senkrechten Lasten in den Stützen ihrem Abstand von der Schwerachse unter Berücksichtigung des  $\pm$ -Vorzeichens proportional ist; ebenso verhält es sich mit dem senkrechten Zuwachs der durch die Riegel eingeleiteten Scherkräfte. Die Wendepunkte der elastischen Linie liegen in der Mitte aller Glieder<sup>4)</sup>. Die Scherkräfte werden aus dem Zuwachs der senkrechten Lasten in den Endfeldern berechnet.

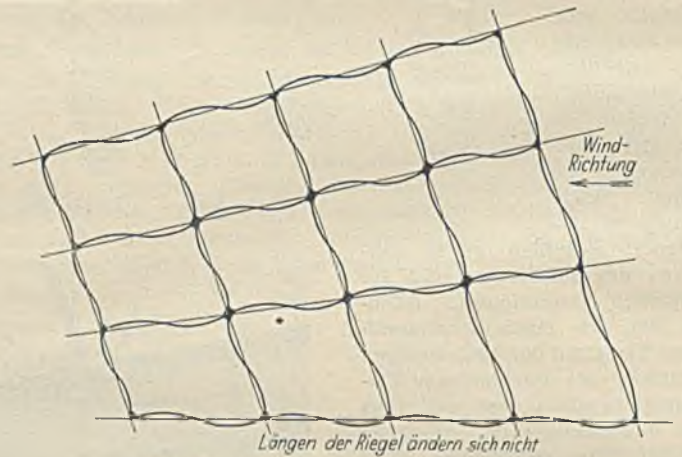


Abb. 2. Verbiegungen der Windjoche unter den Voraussetzungen der Auslegertheorie.

2. Nach Spurr's Theorie<sup>5)</sup> wird die gesamte Windlast nach den verschiedenen Jochen im Verhältnis ihrer Steifigkeit verteilt. Die Steifigkeit wird nach dem Querschnitt der Stützen und deren Abstand von der Schwerachse bestimmt. Aus den senkrechten Lasten in den Stützen wird die Durchbiegung an der Spitze des Gebäudes (infolge der Längenänderung in den Stützen) bestimmt. Aus dem Unterschied zwischen der zulässigen Gesamtausbiegung, die für alle Joche gleich ist, und der vorgenannten errechnet sich die Ausbiegung infolge der Steifecken-Wirkung allein. Wenn in einem Felde daher die waagerechte Scherkraft und die zulässige Ausbiegung je Stockwerk bekannt sind, wird die Eckversteifung so stark gemacht, daß sie die Scherkräfte aufnehmen kann.

Im Gegensatz zur ersten Theorie werden folgende Voraussetzungen gemacht (vgl. Abb. 2):

- a) Die Decken bleiben wohl eben, aber nicht waagrecht.
- b) Die Stützen ändern ihre Länge, die Träger jedoch nicht.

#### C. Zukunftsmöglichkeiten.

Coyle teilt die in Betracht kommenden Bauwerke in drei Klassen ein:

1. Klasse: Kleinere oder leichtere Bauwerke, wie Wohnhäuser, Funktürme, Flugzeughallen, Fabrikgebäude, die eine Windversteifung gegen Einsturz brauchen und bei denen eine der Portalmethoden je nach Größe und Art des Gebäudes in Betracht kommt.

2. Klasse: Hierzu gehören Gebäude mit Wänden aus Mauerwerk, feuersicheren Zwischenwänden und nicht zu großen Innenräumen, so daß

<sup>3)</sup> Robins Fleming, Wind Stresses in Buildings.

<sup>4)</sup> Anmerkung: Strenge Untersuchungen von Rahmenwerken mit allerdings gegenüber amerikanischen Wolkenkratzern verhältnismäßig wenig Geschossen zeigen, daß die Verteilung nicht so regelmäßig erfolgt und auch die Wendepunkte nicht in Stützenmitte liegen.

<sup>5)</sup> Henry V. Spurr, Wind Bracing.

keine oder nur geringe Windaussteifung erforderlich ist und eine Berechnung nach A1 oder A2 die gesetzlich geforderte Sicherheit in praxi reichlich ergibt. Gebäude, die nicht zu groß sind, aber unten große, stützenlose Räume haben, erhalten eine hinreichende Windsteifigkeit, wenn sie mit 146 kg/m<sup>2</sup> berechnet werden.

3. Klasse: Hierzu gehören alle Hochhäuser und Wolkenkratzer, in denen sich Menschen aufhalten und wo Schwingungserscheinungen eine Rolle spielen. Die meisten großen Türme dieser Gebäude sind nach Portalmethode A1 oder einer Abart berechnet<sup>6)</sup>. Bei bedeutenden und wichtigen Bauwerken empfiehlt sich die Anwendung der Theorie nach B2 durch hervorragend tüchtige Ingenieure, da hier außerdem infolge der beschränkten Durchbiegung die Beanspruchungen niedrig und die Decken eben bleiben müssen.

Für Gebäude nach Klasse 1 muß mit dem größtmöglichen Winddruck gerechnet werden unter Berücksichtigung der zulässigen Spannungen.

Für Gebäude nach Klasse 2 kommt der gesetzlich anzunehmende Winddruck in Frage, der in den erforderlichen Windversteifungen und sonstigen Bauteilen geringere Beanspruchungen ergibt als zulässig.

Bei Gebäuden der Klasse 3 soll der Winddruck im Verhältnis zu der angenommenen statischen Durchbiegung einen Wert für die Steifigkeit bilden. Die Größe der bisher vorgeschlagenen Windlasten sei hoch genug, um Zerstörungen durch rein statische Wirkung auszuschließen.

Beobachtungen der Schwingungserscheinungen aus Winddruck auf Wolkenkratzer im Zusammenhang mit Feststellung der ruhenden Lasten ermöglichen das Feststellen eines Steifigkeitsgrades.

## II. Windlasten und zulässige Beanspruchungen.<sup>7)</sup>

Da Stützen in Wolkenkratzern erhebliche Knicklasten aus den Windkräften bekommen, untersucht A. Smith im obengenannten Aufsatz zunächst verschiedene amerikanische Formeln für die zulässige Knickbeanspruchung.

### A. Beanspruchungen.

Im Schaubild der Abb. 3 ist der Verlauf für die in Chicago gültige Formel

$$1) \quad \sigma_{zul} = 1262 - 4,92(l:i) \quad (\text{in kg/cm}^2),$$

die der Amerikanischen Gesellschaft für Zivilingenieure

$$2) \quad \sigma_{zul} = 1402 - 5,62(l:i) \quad (\text{in kg/cm}^2)$$

und die der jetzt immer mehr in Gebrauch kommenden Formel des Amerikanischen Stahlbau-Verbandes

$$3) \quad \sigma_{zul} = \frac{1688}{1 + \left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (\text{in kg/cm}^2)$$

ersichtlich.

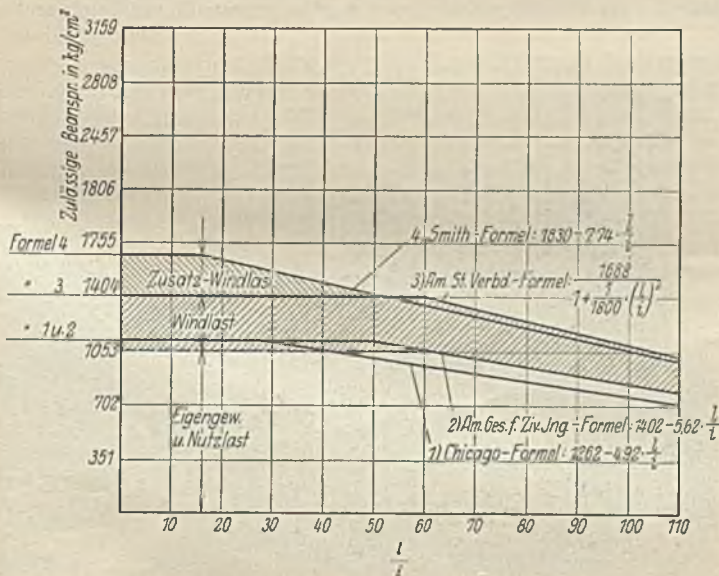


Abb. 3. Vergleich amerikanischer Knickformeln.

Da das Schlankheitsverhältnis bei Stützen in Wolkenkratzern mit hoher Windbelastung meist zwischen 30 und 12 liegt und da dafür bisher wenig Versuche an dementsprechend großen Stützen ausgeführt sind, liegt höchstwahrscheinlich die Knickfestigkeit dieser Stützen nahe an der Bruchfestigkeit des Materials. Smith schlägt auf Grund seiner kritischen Untersuchungen und von Versuchsergebnissen an Stützen mit  $l:i$  zwischen 40 und 20 eine neue Formel

$$4) \quad \sigma_{zul} = 1830 - 7,74(l:i) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

<sup>6)</sup> Anmerkung des Verfassers: Doch sind gerade einige der größten Wolkenkratzer der Neuzeit nach der Ausleger- oder Kragarmmethode berechnet. Siehe Bemerkung unter 1).

<sup>7)</sup> Stahlbau 1930, S. 214, Prof. Maier-Leibnitz, Über die Bemessungsgrundlagen des amerikanischen Stahl-Hochbaues.

mit einer Höchstbeanspruchung von 1688 kg/cm<sup>2</sup> aus Eigengewicht, Nutzlast und Wind vor. Windversteifungen, die nicht durch große Eigengewichts- und Nutzlasten beansprucht werden, können bei ihrem üblichen  $l:i$  nach Formel 3) oder 4) mit Vorteil bei nicht zu hoher Beanspruchung gerechnet werden.

### B. Windlasten.

Bezüglich der Windlasten sind nach Smith zu untersuchen:

1. die Geschwindigkeit des Hauptluftstromes bei Orkanen,
2. die Verminderung derselben von einer bestimmten Höhe ab bis zum Fußboden,
3. der Charakter der Windstöße und ihre Wirkung auf die durchschnittliche Windgeschwindigkeit, um die größte Wirkung hervorzubringen,
4. die den Windgeschwindigkeiten entsprechenden Drücke.

Zu 1. ist zu bemerken, daß jahrelange Beobachtungen in nordamerikanischen Städten östlich der Rocky Mountains eine durchschnittliche Geschwindigkeit von 106 km/h bzw. 30 m/sec von je 5 min Dauer ergeben haben. Dabei sind in etwa 140 m Höhe über Erde Windstöße festgestellt worden, die diese Geschwindigkeit um 50% überschritten.

Über die Zunahme der Windgeschwindigkeit (Punkt 2) in Höhen von 30,5 bis 366 m gibt Abb. 4 auf Grund der empirischen Formel:  $v = v_0 \left(\frac{h}{h_0}\right)^{1/5}$  von Hellmann, auf eine größte Geschwindigkeit von 45 m/sec angewandt Auskunft.

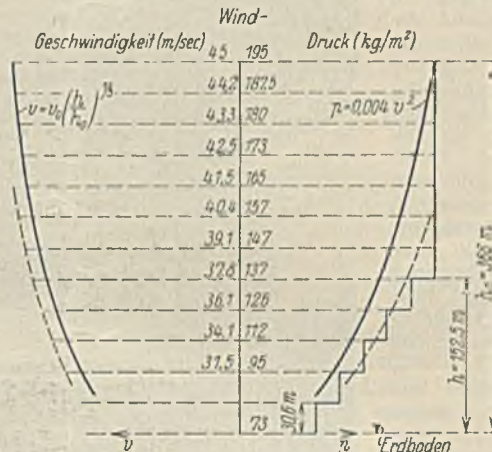


Abb. 4. Windgeschwindigkeits- und Druckabfall zwischen 366 m Höhe und dem Erdboden.

Beobachtungen zu Punkt 3 haben ergeben, daß die Windstöße bis 50 m über Erdboden die gesamte Fläche gewöhnlicher Gebäude bedecken. Man muß jedoch annehmen, daß Windstöße zwischen 150 und 300 m Höhe über Erdboden etwa 50 bis 100 m breit und tief wirken, so daß hier die gestrichelte Linie der Abb. 4 maßgebend ist.

Den vorstehend erläuterten Windgeschwindigkeiten sollen die Winddrücke auf der rechten Hälfte der Abb. 4 bei einem Verhältnis von Höhe zur Weite von etwa 4:1 entsprechen. Für Höhen unter 150 m schlägt Smith die dargestellte Abstufung vor und tritt dafür ein, daß im allgemeinen auch direkt über der Erdoberfläche mit einem Winddruck von 73 kg/m<sup>2</sup> gerechnet wird.

### C. Proportionales Ausbilden der Versteifungen.

Um eine ideale Windversteifung zu erhalten, müßten alle Rahmen in einem Stockwerk die gleiche Durchbiegung zusammen aus Gurt- und Füllstäben haben, d. h. die Windbeanspruchungen in den Stützen müssen verhältnismäßig dem Abstände der Stützenquerschnitte vom Schwerpunkt in jedem Stockwerkrahmen sein. Nach Smiths Angabe ist es nicht möglich, bei geneigten Verbindungen proportionale, unelastische Durchbiegungen zu erhalten, da bei verschiedenartiger Ausbildung der Versteifung in einer hintereinander liegenden Reihe von Portalen, z. B. durch Diagonalen und steife Ecken, das unelastische Fließen sehr ungleich wird. Smith erhofft einen Wegfall der übergroßen Anzahl von Anschlußwinkeln und Niete, deren Gleiten die Verteilung der Kräfte beeinflusst, wenn das Schweißen in der Werkstatt und auf der Baustelle vollkommen zuverlässig ausgeführt werden kann. Er empfiehlt daher bei bedeutenden Arbeiten zusätzliches Schweißen zum Niete, um unelastische Durchbiegungen zu vermeiden.

### III. Ausbiegung und Versteifung.

Henry V. Spurr<sup>8)</sup> geht bei seinen Betrachtungen zu obigem Thema davon aus, daß in Amerika in den nächsten Jahrzehnten Überwolkenkratzer von mehr als 300 m Höhe mit leichter Decken- und Wandausbildung entstehen werden. Das Hauptproblem des Baues derartiger Skelettkonstruktionen ist ihre geeignete Bemessung, um der dynamischen Wirkung der Windkräfte zu widerstehen. Die Wirkung von Windstößen an Modellen im Windtunnel zu untersuchen, hält Spurr nicht für zweckmäßig, da dabei nicht die unbekanntenen Wirbel der natürlichen Luftströme bei Gebäuden erzeugt werden können. Auch können aus den bisherigen Beobachtungen der Wetterbüros nicht die räumliche und zeitliche Aus-

<sup>8)</sup> Spurr, Wind Bracing. Dürbeck, Bauliche Fragen bei der Weiterentwicklung amerikanischer Wolkenkratzer, Stahlbau 1931, S. 236.

dehnung von Böen, Beziehungen zwischen Geschwindigkeit und Druck, Richtungswechsel von Windstößen in einem Sturm und die Stoßwirkung auf Gebäudeflächen entnommen werden. Größeren, praktischen Erfolg verspricht sich Spurr aus Ablesungen an Meßgeräten<sup>9)</sup> auf Türmen von Wolkenkratzen. Diese Windmessungen werden zweckmäßig noch ergänzt durch Beobachtungen über das elastische Verhalten der Gebäude, um dem Bauingenieur bessere Unterlagen für den Entwurf standsicherer und richtig elastischer Hochhäuser zu geben. Die für die Übertragung der Windlasten wichtige Frage, ob die Decken solcher Turmhochhäuser unter Winddruck eben bleiben oder nicht, beantwortet Spurr folgendermaßen: Die Stützen verkürzen oder verlängern sich proportional ihren durch das Versteifungssystem (Windträger, Unterzüge, Eckanschlüsse) eingeführten Achsiallasten. Wenn dieses System so konstruiert ist, daß den Stützen die richtigen senkrechten Lasten zugeführt werden, ändern sich

<sup>9)</sup> Stahlbau 1931, S. 236, Dürbeck, Bauliche Fragen usw.

diese Stützen auch proportional ihrer Länge, so daß die Decken nach der Durchbiegung des Gebäudes eben bleiben.

Spurr empfiehlt die Berechnung nach der Auslegermethode für schlanke, hohe Türme der Wolkenkratzer, da sie volle Standsicherheit des Gebäudes und größte Steifigkeit für die Stützen als Gurte des eingespannten Trägers verspricht.

Da das Gewicht der Stützen einen großen Anteil an der gesamten Stahlkonstruktion bildet, empfiehlt Spurr dem entwerfenden Ingenieur ein Studium der Verteilung dieser Stützengewichte in Skelettbauten verschiedener Verhältnisse von Höhe zur Grundfläche, um den Einfluß des Windwiderstandes bei außergewöhnlichen Höhen beurteilen zu können. Als praktischer Amerikaner hält er eine Lösung dieser Aufgaben eher durch eine vernünftige, ingenieurmäßige Denkweise möglich auf Grund einer noch näher zu bestimmenden theoretischen Steifigkeit und Beobachtungen an ausgeführten Hochhäusern, ohne aber Wege zu zeigen, die uns Deutschen als gangbar erscheinen.

### Verschiedenes.

**Das Heim der jüdischen Jugend in Essen.** Das an der Einmündung der Morschofstraße in die Ruhrallee errichtete Gebäude ist so weit fertiggestellt, daß es in Kürze seiner Bestimmung übergeben werden kann. Abb. 1 zeigt die Ansicht von der Ruhrallee. Man sieht hier den vorgelagerten Rundbau, in welchem die Speiseräume und die Küche untergebracht sind. Die von der Mitte des Hochhauses strahlenförmig nach der äußeren Rundung verlaufenden Dachbinder sind hier auf Stützen, welche aus zwei Winkeln gebildet sind, verlagert. Oberhalb sowie unterhalb der Fenster wurden durchlaufende Träger angeordnet, von denen der obere als Fenstersturz dient, während der untere die nach innen vorgebaute Fensterbrüstung trägt. Gleichzeitig wurde durch diese Anordnung eine genaue Verlagerung der Binder und Aufteilung der Fenster gewährleistet.

Das hinter dem Rundbau aufgehende Hochhaus hat vier Stockwerke. Dieser Gebäudeteil beherbergt Musik- und Betsaal, Bibliothek, Lesezimmer und Unterhaltungsräume. Die hier auf das kleinste Breitenmaß

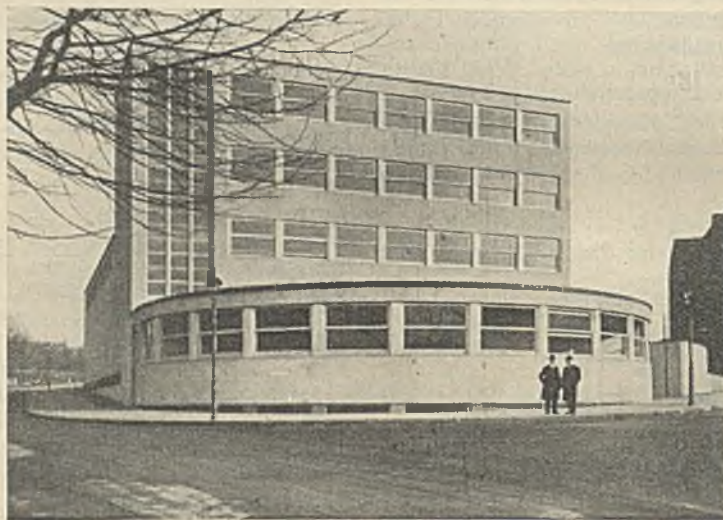


Abb. 1. Ansicht des Gebäudes von der Ruhrallee.

säulen verlagert sind. Die Turnhalle wurde vom Hochhaus durch eine Dehnungsfuge getrennt, um bei etwa auftretenden Bergschäden beiden Gebäuden getrennte Bewegungen zu erlauben. Es wurde deshalb an dieser Stelle ein Stahlrahmen aufgestellt, welcher außer den Dachlasten auch die Windlasten auf die Längswand aufnimmt, welche ihm von dem in Dachebene liegenden Windträger zugeleitet werden. An der dem Hochhaus gegenüberliegenden Wand befindet sich die Spielbühne, deren Trennwände in 8 cm Stahlfachwerk ausgeführt sind.

Das gesamte Gebäude wurde in kombinierter Bauweise, Stahl mit Mauerwerk, ausgeführt. Abb. 3 zeigt die Stahlkonstruktion bei der Montage. Bei der Turnhalle ist das Dach bereits eingedeckt. Es zeigt sich hier der Vorteil der Stahlstützen, die, auf kleinste Breite ausgebildet, in gutem Verhältnis zu den Fensterriegeln stehen (Abb. 2). Die Konstruktion des Hochhauses ist in Abb. 3 bis auf die Gratbinder und Treppengewangen aufgestellt und zum größten Teil bereits ausgemauert. — Der Entwurf zu diesem Bauwerke stammt von

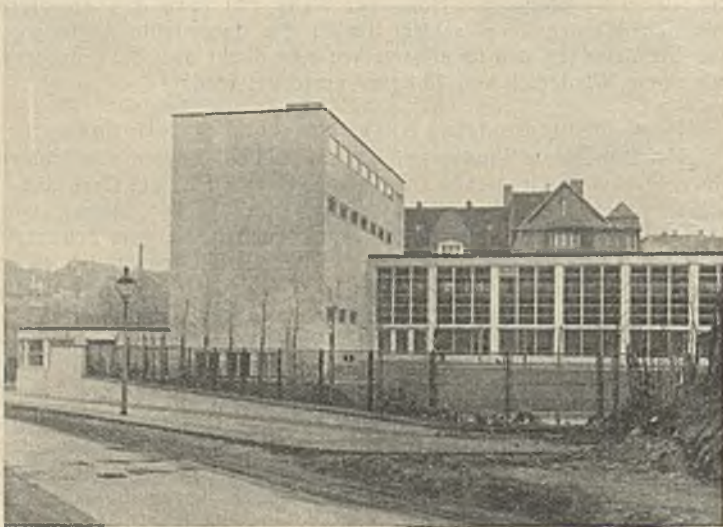


Abb. 2. Ansicht des Gebäudes von der Hofseite.

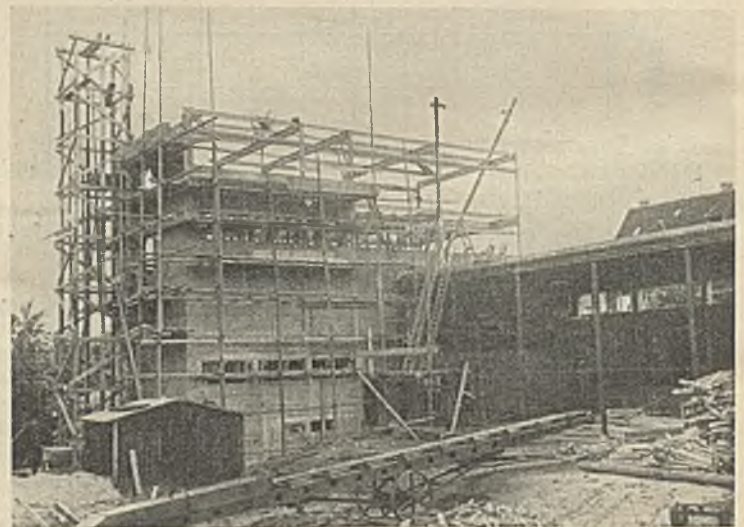


Abb. 3. Aufstellung des Stahlskeletts.

konstruierten Stützen gestatten größte Ausnutzung der Fläche für die Fenster. Daß bei diesem Gebäude größter Wert auf die Belichtung gelegt wurde, geht ohne weiteres aus der Abbildung hervor. So sieht man auch das im linken Flügel angeordnete, vom Dach des Rundbaues bis zur obersten Decke des Hochhauses durchlaufende Fenster, welches lediglich zur Belichtung des dahinterliegenden Treppenhauses dient. Die Decken sind zum größten Teil als weitgespannte Massivdecken ausgebildet, in den restlichen Fällen fanden Thermosdecken Verwendung.

Hinter dem Hochhaus, mit diesem an der Morschofstraße in einer Flucht verlaufend, wurde die Turn- und Festhalle errichtet. Die Front an der Morschofstraße weist nur in Deckenhöhe ein niedriges Lichtband auf, da die Hauptbelichtung dieses Gebäudeteils von der Hofseite aus erfolgt. Aus Abb. 2 ist die Ausbildung der Fensterwand zu ersehen. Das Dach wird von massiven Bindern getragen, welche an der Straßenseite auf Betonpiellern und an der Hofseite der Fenster wegen auf Stahl-

dem Berliner Architekten Dipl.-Ing. Erich Mendelsohn, dem auch die örtliche Bauleitung oblag. Die Ausführung der Beton- und Mauerarbeiten erfolgte durch die Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Essen. Die gesamte Stahlkonstruktion im Gewichte von rd. 90 t lieferte und montierte die Firma Wilh. zur Nieden, Essen-Altenessen. Durch das verständnisvolle Zusammenarbeiten beider ausführenden Firmen konnte der am 1. Juli begonnene Bau bereits am 1. Oktober im Rohbau fertiggestellt werden. Essen-Altenessen. Ing. Fr. Ferse.

**INHALT:** Der konstruktive Aufbau des Verwaltungs- und Geschäftshaus-Neubaus für den Württ. Sparkassen- und Giroverband, Stuttgart. Zeppelinbau. — Eine geschweißte Bahnhofs- halle. — Windversteifung und Windverteilung bei amerikanischen Wolkenkratzern. — Verschiedenes: Das Heim der jüdischen Jugend in Essen.

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