

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

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

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Baulingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang

BERLIN, 2. Oktober 1931

Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Fördergerüst Miechowitzschacht der Preußengrube A.-G.

Von Dipl.-Ing. Paul Walter, Gleiwitz.

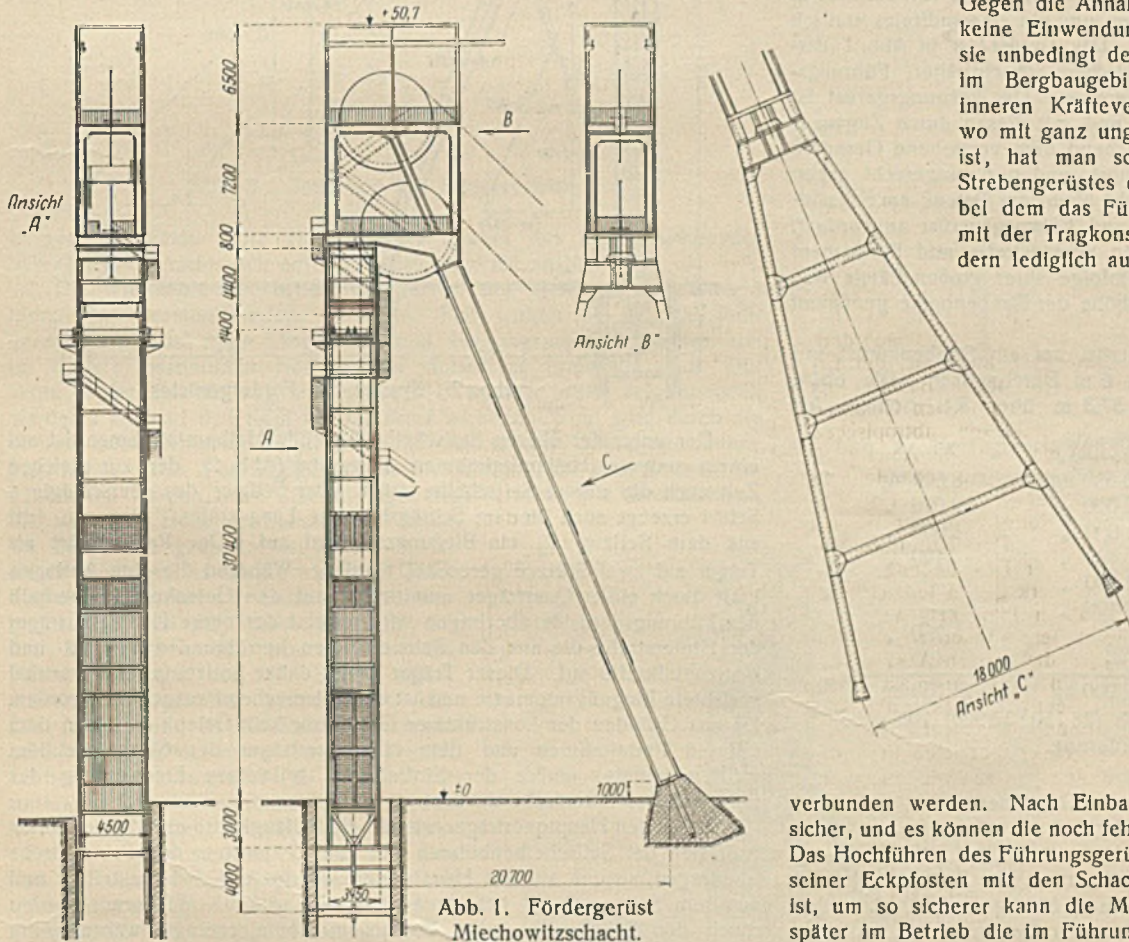
Auf dem Miechowitzschacht der Preußengrube bei Beuthen ist vor kurzem ein neues Stredenfördergerüst erstellt worden, das in verschiedener Hinsicht von den bekannten Bauarten für Fördergerüste abweicht, und das im nachfolgenden näher beschrieben werden soll.

schon früher bei einer großen Anzahl von Gerüsten Anwendung gefunden hat. Der erste Gelenkpunkt wurde am Fuß der Strebe, der zweite am Fuß des Führungsgerüsts oberhalb der Schachträger und der dritte an der Verbindungsstelle zwischen Führungsgerüst und Strebe angenommen.

Gegen die Annahme des Dreigelenksystems an sich sind keine Einwendungen zu erheben; im Gegenteil bietet sie unbedingt den Vorteil, daß Bodenzerrungen, wie sie im Bergbauggebiet auftreten, ohne Einfluß auf den inneren Kräfteverlauf des Gerüsts bleiben. In Fällen, wo mit ganz ungünstiger Bodenbeschaffenheit zu rechnen ist, hat man schon früher wiederholt an Stelle des Stredenfördergerüsts das dreibeinige Bockgerüst angewendet, bei dem das Führungsgerüst in keinem Zusammenhang mit der Tragkonstruktion für die Seilscheiben steht, sondern lediglich auf Schachträgern errichtet worden ist.

Wenn auch die Annahme des statisch bestimmten Dreigelenksystems für die statische Berechnung eines Stredenfördergerüsts einfache Verhältnisse liefert und eindeutige Auflagerkräfte ergibt, so werden die Kraftwirkungen sofort geändert, wenn die tatsächliche Ausführungsform anders gewählt ist, als dies die Berechnung vorschreibt. Vergewärtigen wir uns den Montagevorgang: Zuerst wird das Führungsgerüst aufgestellt, das selbst bei kleinen Breitenabmessungen unter Benutzung von Seilabspannungen bis zu Höhen von 40 und 45 m aufgeführt werden kann. Sind die Seilscheibenträger eingebaut, so können die zu ebener Erde zusammengeleiteten Stredenbeine am Führungsgerüst hochgezogen und mit diesem

verbunden werden. Nach Einbau der Verstrebungen steht das Gerüst sicher, und es können die noch fehlenden Einbauten vorgenommen werden. Das Hochführen des Führungsgerüsts bedingt aber eine feste Verankerung seiner Eckpfosten mit den Schachträgern. Je fester diese Verankerung ist, um so sicherer kann die Montage der Strebe bewirkt und können später im Betrieb die im Führungsgerüst auftretenden Zugkräfte auf das Schachtmauerwerk übertragen werden. Wenn nun in der Berechnung in der Höhe der Schachträger ein Gelenk angenommen worden ist, so ist in Wirklichkeit eine Einspannung des Führungsgerüsts vorhanden, da die Schachträger infolge ihrer Verankerung mit dem Schachtmauerwerk als eingespannt betrachtet werden müssen. Infolge der biegesteifen Verbindung zwischen Schachträger und Vorderstrebe ergibt der Verlauf der Momentenlinie im Führungsgerüst in einer gewissen Höhe einen Nullpunkt, dessen Lage sich entsprechend den Belastungen ändert. Wenn nun häufig an Stelle der Annahme eines in Wirklichkeit nicht vorhandenen unteren Gelenkpunktes ein Momentennullpunkt oberhalb des Schachträgers in $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Gerüsthöhe angenommen wird, so kann vielleicht zufällig die Wahl dieses Punktes für einen von vielen Belastungsfällen richtig gewählt sein; in keinem Fall aber ist dem tatsächlichen elastischen Verhalten des Tragwerkes bei allen möglichen Belastungsfällen Rechnung getragen, denn wenn an die Stelle eines Gelenkes eine Einspannung tritt, ist das System statisch unbestimmt, und die Statik erfordert in diesem Fall die genaue Untersuchung der Kraftwirkungen. Wenn ferner die



Bei der bisher üblichen Bauweise für Fördergerüste der Flurförderung wurde fast ausschließlich die Fachwerkkonstruktion gewählt. Sowohl Schrägstrebe (Hinterstrebe) als auch Führungsgerüst (Vorderstrebe) erhielten Verstrebungen und ergaben in ihrem Aufbau des öfteren ein Stabgewirre, an das sich zwar das Auge im Laufe der Zeit gewöhnt hat, dessen Aussehen aber nur wenig befriedigen konnte. — Andererseits besitzen die vorhandenen Gerüste mit wenigen Ausnahmen statische Mängel.¹⁾ Jedes Stredenfördergerüst besteht aus Führungsgerüst und Schrägstrebe, die die Lasten aus Eigengewicht, Schnee, Wind und Seilzug aufnehmen. Infolge der in Höhe der Rasensohle liegenden Fördermaschine werden durch die Seilzüge geneigt gerichtete resultierende Kräfte erzeugt, die in der Hauptsache durch die Hinterstrebe aufgenommen werden müssen.

Die Form des Stredenfördergerüsts läßt es als naheliegend erscheinen, dieses in statischer Hinsicht als Dreigelenksystem zu behandeln, das

¹⁾ Vergl. Schmitz: „Neue Fördergerüst-Konstruktionen“, „Stahlbau“ 1930, Heft 19.

Ankerschrauben der Strebenfüße nicht in der Richtung der Fußgelenkpunkte verlegt werden, sondern parallel zur Strebenachse, so wird eine Einspannung der Strebenfüße erzielt, die im Gegensatz zur Annahme der Berechnung steht. Auch von der Ausbildung eines besonderen Gelenkes in der Höhe der Seilscheibenbühne hat man stets wegen konstruktiver Schwierigkeiten abgesehen. Man hat sich vielmehr auf die Nachgiebigkeit der unter den Seilscheibenlagern liegenden Verbindungsknotenbleche zwischen Strebe und Führungsgerüst verlassen.

So zeigt sich fast immer, daß die in vergangenen Jahren gebauten Strebengerüste in vieler Hinsicht statische Mängel aufweisen, die in Wirklichkeit nicht vorhanden sein sollten und die ihre Erklärung darin finden dürften, daß man dem einwandfreien Entwurf eines Fördergerüsts infolge Fehlens von einschlägigen Bestimmungen nicht diejenige Sorgfalt gewidmet hat, die in Rücksicht auf die im Bergbaugbiet vorhandene ungünstige Bodenbeschaffenheit geboten ist.

Die Einspannung des Führungsgerüsts ist stets ein erheblicher Übelstand, der schon wiederholt der Anlaß zu Verformungen von Führungsgerüstpfosten war, wenn sich der Untergrund am Schacht ungleichmäßig setzte. Aus diesem Grunde sind alle in den letzten Jahren vom Verfasser entworfenen neuen und nach seinen Angaben umgebauten alten Gerüste mit Gelenken versehen worden. Während der Montage werden selbstverständlich die Eckpfosten des Führungsgerüsts mit dem Schachtträger starr verbunden, doch werden diese Verbindungen gelöst, sobald das Gerüst aufgestellt ist. Es ist sehr leicht, an Stelle der festen Verbindung eine vertikale Beweglichkeit der Pfosten zu erreichen.

Bei dem neuen Fördergerüst Miechowitschacht wurde von vornherein auf eine klare Gliederung der Konstruktion und ein einwandfreies statisch bestimmtes Gelenksystem Wert gelegt. Das Gerüst ist in Abb. 1 dargestellt. Die gelenkige Verbindung zwischen Schachtträger, Führungsgerüst und Schrägstrebe ist deutlich erkennbar. Das Führungsgerüst ist in der Mitte der Schachtträger verlagert und mit diesen durch Zuganker verbunden. Die Eckpfosten sind entsprechend dem vorstehend Gesagten lose bis zu den Schachtträgern durchgeführt, und nur waagrecht gegen seitliches Ausweichen gesichert. Senkrecht über dem Gelenk am Schachtträger ist das Gelenk zwischen Strebe und Führungsgerüst angeordnet. Von einem besonderen Gelenk zwischen Schrägstrebe und Fundament ist abgesehen worden, da die Strebe infolge ihrer großen Länge und der verhältnismäßig kleinen Querschnittshöhe der Strebenbeine genügend elastisch ist.

Es handelt sich bei dem neuen Gerüst um ein Strebengerüst mit übereinanderliegenden Seilscheiben von 6 m Durchmesser. Die obere Seilscheibe liegt 44,5 m, die untere 37,3 m über Rasensohle. Als Belastungen waren anzunehmen:

	Produkten- förderung	Seilfahrt
Förderkorb	8 500 kg	8 500 kg
800 m Seil je 15 kg	12 000 "	12 000 "
Zwischengeschirr	1 600 "	1 600 "
Unterseilaufhängung	400 "	400 "
8 Förderwagen je 500 kg . .	4 000 "	—
8 Nutzlasten je 800 kg . . .	6 400 "	—
70 Personen je 75 kg	—	5 250 "
8 Paar Einsatztüren je 50 kg	—	400 "
	32 900 kg	28 150 kg

Die Belastung bei Seilfahrt ist hiernach $(28\ 150 : 32\ 900) 100 = 85,6\%$ ($< 90\%$) der Belastung bei Produktförderung.

Für das Förderseil galt:

Dreikantlitzenseil	60 mm Durchmesser
Bruchfestigkeit	18 000 kg/cm ²
Bruchlast	283 000 kg.

Mit Rücksicht auf die Anfahrkräfte wurden als Seilzugkräfte bei voller Schale 36 500 kg, bei leerer Schale 29 500 kg und für Seilbruch 283 000 kg angenommen. Die anzunehmenden Belastungsfälle und zulässigen Beanspruchungen waren durch die für die Berechnung von Fördergerüsten gültigen Bestimmungen in der „Bergpolizeiverordnung für die Seilfahrt“ festgelegt.

Das System des Gerüsts ist in Abb. 2 dargestellt. Da zwei Seilzugkräfte S_o (aus dem überschlägigen Seil) und S_u (aus dem unterschlägigen Seil) vorhanden sind, ergeben sich zwei resultierende Kräfte R_o und R_u mit verschiedener Neigung. Da keine örtlichen Bedingungen für die Lage der Strebenfundamente vorhanden waren, konnte die Richtung der Strebe nach Belieben gewählt werden. Würde man das Mittel von R_o und R_u genommen haben, so wären aus der einen Resultierenden Druck-, aus der anderen Zugkräfte auf das Führungsgerüst ausgeübt worden. Im vorliegenden Falle wurde die Strebe jedoch in die Neigung von R_o gelegt, da hierdurch erreicht wurde, daß in dem oberen Hauptportalrahmen aus dem Seilzug nur Längskräfte im schrägen Stiel auftreten, der Riegel spannungslos bleibt und die äußere Tragkonstruktion des Gerüstkopfes nur die Kräfte aus Eigengewicht, Schnee und Wind zu übertragen hat.

Es lag nahe, an Stelle des oberen Hauptportalrahmens mit Schrägstiel einen Zweigelenkrahmen zu verwenden. Aus wirtschaftlichen Gründen hat man hiervon jedoch abgesehen, da der Seilzug $S_o = 1$ eine Horizontalkomponente von 0,717 erzeugt, so daß beim Seilbruch eine Horizontalkraft von $P_h = 0,717 \cdot 283 = \text{rd. } 200\text{ t}$ bzw. ein Eckmoment von rd. 700 mt auftreten würde. Das Eigengewicht der Seilscheibe erzeugt dagegen im Rahmen Biegemomente, die jedoch verhältnismäßig klein sind. Die äußeren Zweigelenkrahmen über der unteren Seilscheibenbühne waren lediglich nach den Einwirkungen aus ständiger Last, Schnee und Wind zu berechnen und erhielten leichte Querschnitte. Mit Rücksicht auf die architektonische Wirkung sind 0,70 m hohe Blechträger verwendet worden.

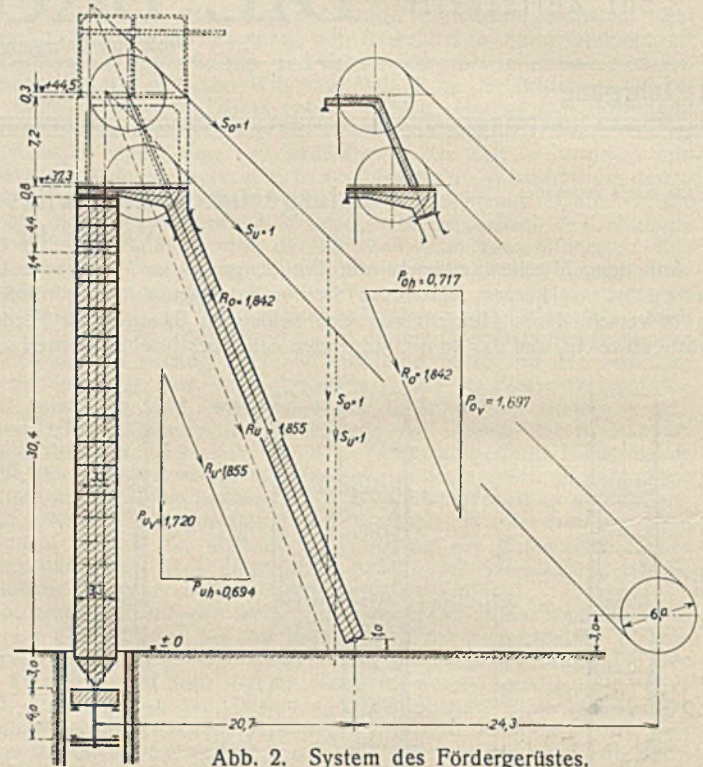


Abb. 2. System des Fördergerüsts.

Der unter der oberen Seilscheibe liegende Halbportalrahmen ist auf einem unteren Halbportalrahmen abgestützt (Abb. 2), der zur gleichen Zeit auch die untere Seilscheibe trägt. Der Seilzug des überschlägigen Seiles erzeugt auch hier im Schrägstiel nur Längskräfte. Dagegen tritt aus dem Seilzug S_u ein Biegemoment auf. Der Rahmen ist als Träger auf zwei Stützen gerechnet worden. Während die eine Auflagerkraft durch einen Querträger unmittelbar auf den Gelenkpunkt oberhalb des Führungsgerüsts übertragen wird, nimmt der obere Hauptquerträger der Hinterstrebe die aus den Rahmenstielen herrührenden Vertikal- und Horizontalkräfte auf. Dieser Träger erhält daher horizontal und vertikal gerichtete Biegemomente und ist dementsprechend ausgebildet worden. Da aus Gründen der konstruktiven Gestaltung kein Gelenk zwischen dem unteren Portalrahmen und dem Hauptquerträger der Strebe gebildet werden konnte, mußte der Einfluß der teilweisen Einspannung des Rahmenfußes untersucht werden.

Durch den Hauptquerträger werden die Seilzugkräfte und die vertikalen Auflasten der Seilscheibenbühnen auf die Eckpfosten der Schrägstrebe übertragen, so daß auf das Hauptsystem die in Abb. 3 dargestellten und aus dem Seilzug $S = 1$ herrührenden Kräfte wirken. Wiedum werden durch den Seilzug S_o keine Biegemomente erzeugt, während der Seilzug S_u des unterschlägigen Seiles in dem Führungsgerüst eine Druckkraft von $0,2 S_u$ hervorruft, welche die beim Auftreffen der Schale auf die Fangträger im Führungsgerüst erzeugte Zugkraft verkleinert.

Das aus dem Seilzug S_u erzeugte Biegemoment, welches dem aus dem Eigengewicht der Strebe herrührenden Biegemoment entgegenwirkt, bedingt keine wesentliche Vergrößerung des Querschnittes der Strebenpfosten.

Die in der Abb. 3 ermittelten Seilzugkräfte treten bei normalem Betriebszustand ($S_o = S_u$) auf oder wenn die Förderschale des einen Trums im Schacht klemmt und das Seil reißt. In diesem Falle muß nach den Bestimmungen im anderen Fördertrum $1/3$ der Seilbruchlast angenommen werden. Durch Einsetzen der Werte $1/3 S_o$ und S_u (im vorliegenden Fall 95 t und 285 t) werden die Stabkräfte und Biegemomente erhalten. Daneben sind noch die Belastungsfälle zu untersuchen, die dadurch eintreten können, daß die Förderschale an die Prellträger stößt, oder nach erfolgtem Seilbruch auf die im Führungsgerüst

angeordneten Fangstützen aufsetzt. In beiden Fällen sind ebenfalls die wirksamen Kräfte zu ermitteln, wobei sich in diesen Fällen für das Führungsgerüst die größten Zug- und Druckkräfte und Biegemomente ergeben.

Aus den ständigen Auflasten ergeben sich die Stabkräfte und Momente

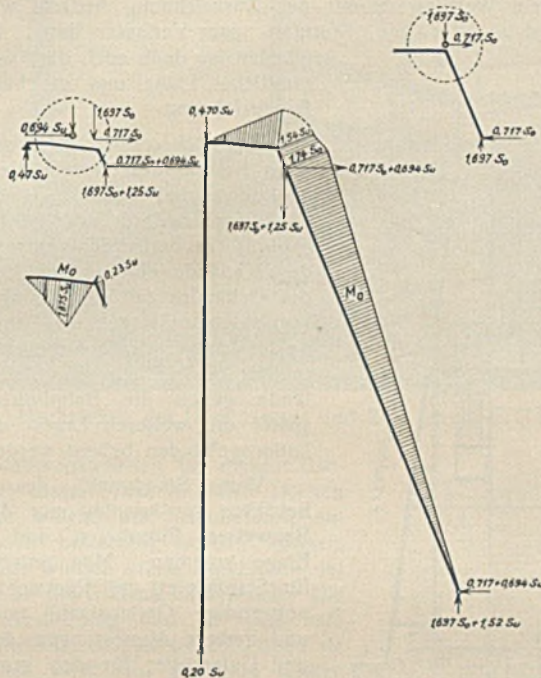


Abb. 3. Belastung des Hauptsystems.

in gleicher Weise. Die Hauptlast ist hierbei das Eigengewicht der Schrägstrebe, welche sich auf das Führungsgerüst abstützt.

Die Windkräfte sind in der Längsachse des Gerüsts und lotrecht hierzu angenommen worden. Im ersten Fall wirken sie auf das Dreigelenksystem und rufen Längskräfte und Biegemomente hervor, die im statisch bestimmten Hauptsystem einfach zu ermitteln sind. Der Wind in der Querrichtung muß dagegen in anderer Weise aufgenommen werden. Der auf den Kopf des Gerüsts wirkende Wind wird durch die oberen Zweigelenkrahmen in die Höhe der unteren Seilscheibebühne übertragen. Das Führungsgerüst ist als Balken auf zwei Stützen angenommen worden; das eine Auflager liegt in Höhe der Schachträger, das andere in Höhe der Seilscheibebühne. Da die Strebe gespreizt ist (18,00 m), ist sie in der Lage, horizontal wirkende Querkkräfte aufzunehmen. Daher wurde angenommen, daß die Strebe sämtliche auf den Gerüstkopf, den oberen Teil des Führungsgerüsts und die Strebe selbst wirkenden Windkräfte aufzunehmen hat. Die Hinterstrebe ist als Stockwerkrahmen berechnet worden, wobei die infolge nicht zentrischen Lastangriffes in Höhe der unteren Seilscheibebühne auftretenden Verdrehungskräfte entsprechend berücksichtigt werden mußten. Auch der Einfluß der am oberen Hauptquerträger aus mittigem Lastangriff hervorgerufenen Biegemomente ist nachgewiesen worden.

Beim Führungsgerüst sind Schrägen vollkommen vermieden worden. Es geschah dies aus architektonischen Gründen, um die Rahmenkonstruktion konsequent beim ganzen Gerüst anzuwenden. Andererseits wurde hierdurch der Vorteil erreicht, daß die Verkleidung des Gerüstschaftes leicht befestigt werden kann, da es sich bei dem neuen Gerüst um einen ausziehenden Schacht handelt. Im unteren Teil des Führungsgerüsts sind Türen angeordnet, um Schalen auswechseln zu können. Die Eckpfosten sind daher auf eine Höhe von rd. 12,5 m knicksicher ausgebildet worden.



Abb. 5. Gesamtansicht des Fördergerüsts Miechowitzschacht.

Das Führungsgerüst steht auf Schachträgern, die mit dem Schachtmauerwerk verankert sind, um die wirksamen Zugkräfte beim Anstoßen der Schale an die Prellträger aufnehmen zu können.

Das Gewicht des Gerüsts beträgt 183 t und setzt sich wie folgt zusammen:

1. Gerüstkopf mit Seilscheibenbühnen und Stützen 46 t
2. Führungsgerüst 45 t (d. i. 1,15 t/m)
3. Schachträger und Verankerung 8 t
4. Hinterstrebe 64 t (d. i. 1,60 t/m)
5. Seilscheibenträger 5 t
6. Treppen mit Podesten und Geländern 11 t
7. Türen und Fahnenstange 4 t

183 t.

In diesem Gewicht ist eine 2 mm starke Blechverkleidung mit 6 t Gewicht enthalten.

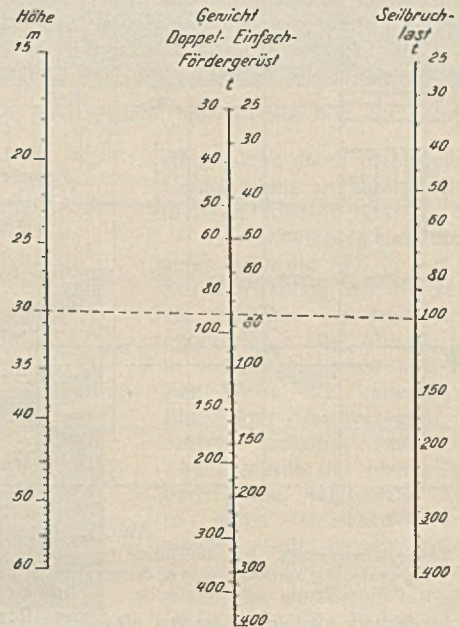


Abb. 4. Nomogramm zur Ermittlung von Fördergerüstgewichten.

(Beispiel: gegeben Höhe 30 m, Seilbruchlast 100 t; gefunden Gewicht 75 t).

In Abb. 4 ist ein Nomogramm zur Ermittlung von Fördergerüstgewichten dargestellt, das vom Verfasser auf Grund von ausgeführten Gewichten normaler Strebengerüste mit Diagonalverstreibungen entwickelt worden ist. Trägt man in diesem Nomogramm die Zahlen für obiges Gerüst auf, so ergibt sich für das Gerüst bei einer mittleren Höhe von $\frac{1}{2}$ (37,3 + 44,5) = rd. 41 m ein theoretisches Gewicht von rd. 173 t. Es zeigt sich gegenüber dem Gewicht von 183 - 6 = 177 t eine sehr gute Übereinstimmung. Hierdurch ist bewiesen, daß Gerüste in Rahmenkonstruktion nicht schwerer im Gewicht sein dürfen als Gerüste der bisher üblichen Bauart in Fachwerkkonstruktion. Auf diese Weise ist erreicht, daß ein in seinem Aufbau äußerlich günstig wirkendes Gerüst geschaffen wurde (Abb. 5), das keine wirtschaftlichen Nachteile besitzt, billig unterhalten werden kann und äußerlich vollkommen statisch bestimmt verlagert ist.

Der Entwurf zu dem Gerüst stammt von B. Walter, Ges. für Ingenieurbau, Gleiwitz; die Ausführung ist durch die Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke, Akt.-Ges., Werk Donnersmarckhütte, Hindenburg O.-S., erfolgt. Die Schachthalle ist von der Preußengrube selbst entworfen worden.

Der Neubau der Großbäckerei des Spar- und Konsum-Vereins Stuttgart.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Wilh. Weiss, München.

Die aufstrebende und in reger Entwicklung begriffene Stadt Stuttgart wird binnen kurzem um drei namhafte Bauwerke des Hochbaues reicher sein: um den Neubau des Giro-Verbandes, den Erweiterungsbau des Geschäftshauses Breuninger und den oben bezeichneten Neubau. Diese

Zunächst sei daran erinnert, daß der Neubau in seiner vorliegenden Form und Ausführung sich getreu an den Entwurf anschließt, der seinerzeit bei dem Wettbewerb mit der Auszeichnung bedacht wurde und Reg.-Baumeister Ellsäber, Stuttgart, zum Verfasser hatte. In dessen Händen lag dann auch die Ausarbeitung sämtlicher Pläne und die Leitung der Bauausführung.

Das Bäckereigebäude wurde in den alten Betrieb des Konsum-Vereins eingegliedert und befindet sich an der Ecke der Friedhof- und Gäubahnstraße (Abb. 1). Zu berücksichtigen war, daß auf dem Gelände eine spätere Erweiterung des Gebäudes zur Verbindung mit dem vorhandenen Garagen- und Lagergebäude an der Gäubahnstraße vorgesehen werden mußte; das südlich übrigbleibende Gelände gegen die Bahnhofstraße soll später mit weiteren Lager- und Fabrikationsgebäuden bebaut werden.

Vom Standpunkt des Bäckereibetriebes aus konnten nur die beiden Bauweisen Eisenbeton und Stahl in Frage kommen. Man entschied sich für Stahlskelett mit Rücksicht auf eine notwendige Geringstzahl von Stützen und Unterzüge; für den großen Backsaal war diese Frage von größter Bedeutung, da es galt, den Saal von 54 m Länge und 22 m Breite unter Zuhilfenahme von nur zwei Stützen zu überdecken. Für die Unterzüge ergab sich somit eine größte Spannweite von 18 m. Sie wurden als Blechträger von 1050 mm Stehblechhöhe ausgeführt.

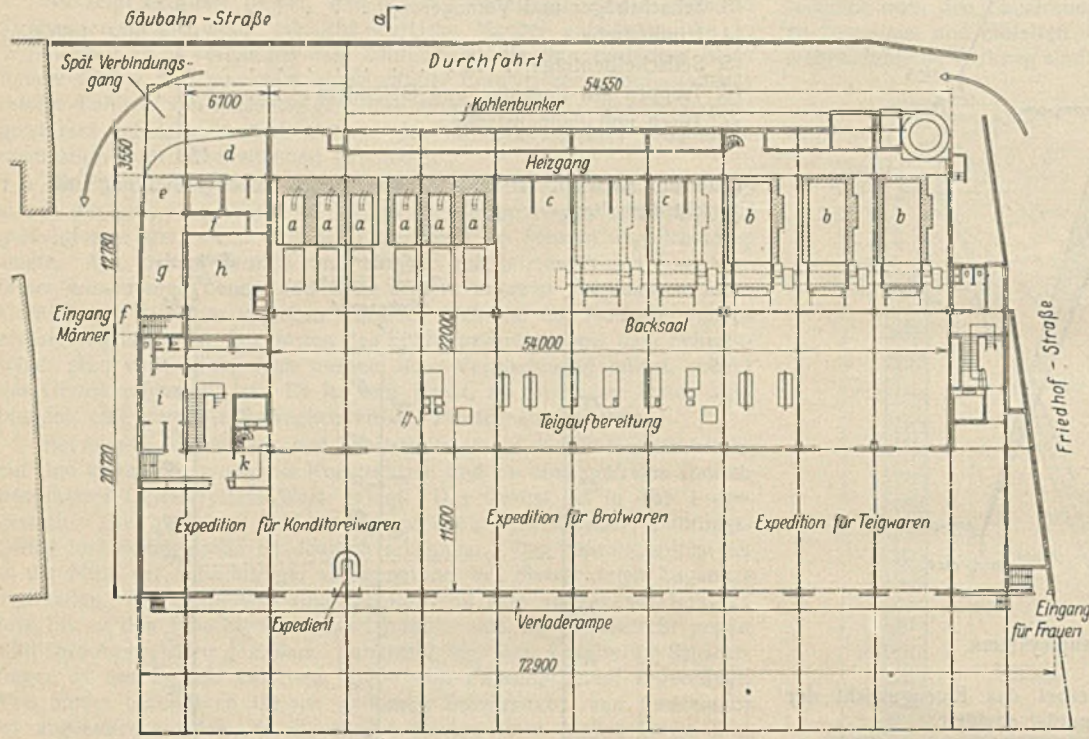


Abb. 1. Grundriß.

a 6 Doppel-Auszugsöfen. b 3 automatische Turnus-Öfen. c Öfboxen. d Mehlrampe. e Warenrampe. f Warenrutsche. g Geräterampe. h Gerätewaschraum. i Schreib- und Wartezimmer. k Backmeister.

drei Bauwerke, jedes für sich in seiner Art eine hervortretende neuzeitliche Schöpfung, sind in mancher Hinsicht auch vom konstruktiven Standpunkt aus bemerkenswert und neuartig, so daß sie als moderne Stahlbauten des besonderen Interesses der Fachwelt gewiß sein dürfen. Während der Giro-Verbands-Bau in einer gesonderten Schrift der Bauleitung bzw. der

Für das Bauwerk waren folgende Nutzlasten anzunehmen:

für die Dachdecken	125 kg/m ² ,
für die Lager- und Arbeitsräume	800 „ „
für die Treppen-, Neben- und Aufenthaltsräume	500 „ „
für die Mehlrampe	1000 „ „

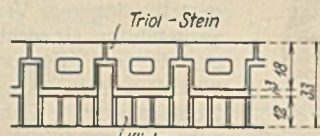


Abb. 3. Außenmauer.

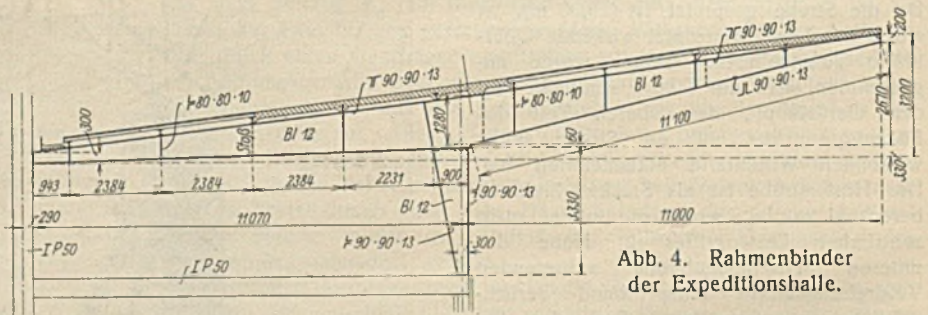


Abb. 4. Rahmenbinder der Expeditionshalle.

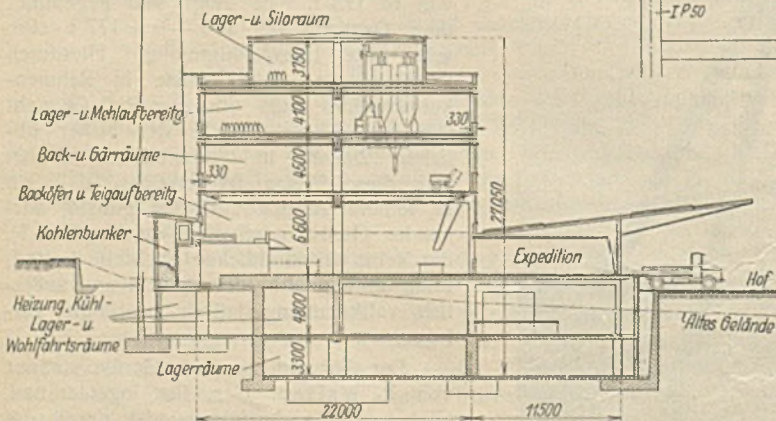


Abb. 2. Querschnitt a-a.

Das Gebäude erhielt vier Geschosse über der Erde und zwei Untergeschosse (Abb. 2). Um den seitlichen Geländedruck bei diesen Verhältnissen mit Sicherheit aufnehmen zu können, wurde die ganze Baugrube mit einer Eisenbetonstützmauer umgeben derart, daß diese zugleich als Fundament für die Stützen der Außenwand dienen konnte (Abb. 2, rechts unten). Die Innenstützen ruhen auf bis zum Fußboden des oberen Kellergeschosses reichenden Einzelfundamenten, da der Baugrund genügend tragfähig ist.

Die Stützenentfernung an den Fronten beträgt 6 m; dies ist zugleich die Entfernung der Deckenträger, zwischen denen Eisenbetonrippendecken eingezogen wurden. Auch das Dach wurde in dieser Bauart ausgeführt, wozu noch der übliche Gefällbeton mit Glatzstrich und zwei Lagen teerfreier (Bitumen-) Pappe kamen. Die Wände wurden in einer Stärke von 33 cm ausgeführt, wovon 12 cm auf Klinkervormauerung, 18 cm auf Hintermauerung mit Triol-Hohlsteinen und 3 cm auf Luftzwischenraum zwischen Vor- und Hintermauerung entfallen, so daß auch die Frage der Wärmehaltung, die bei einer Großbäckerei allerdings weniger wichtig ist als bei den meisten anderen Stockwerkbauten, in durchaus zweckmäßiger Weise und im Einklang mit den neueren Forschungsergebnissen gelöst ist (Abb. 3).

Bauherrschaft eingehend besprochen werden soll, wird der Neubau des Geschäftshauses Breuninger Gegenstand eines weiteren Aufsatzes dieser Zeitschrift sein. Die folgenden Zeilen sollen sich mit dem Neubau der Großbäckerei des Spar- und Konsum-Vereins beschäftigen und ihm im Lichte des Stahlbaues würdigen.

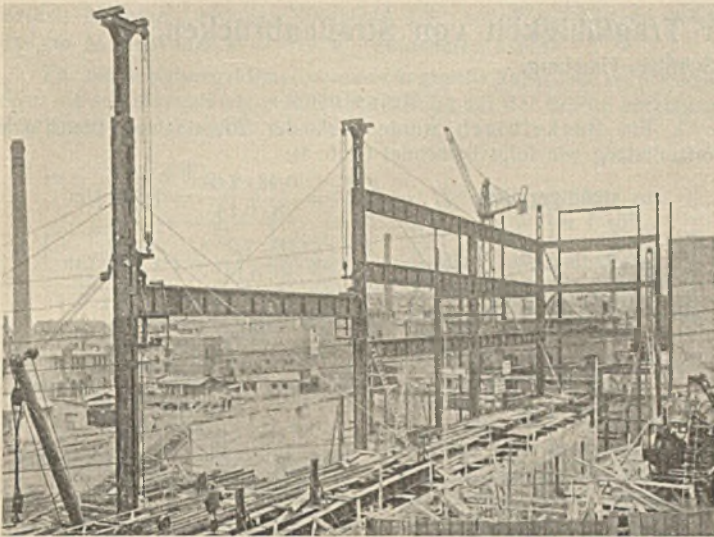


Abb. 5. Hochziehen der 18 m langen und 24 t schweren Blechträger.

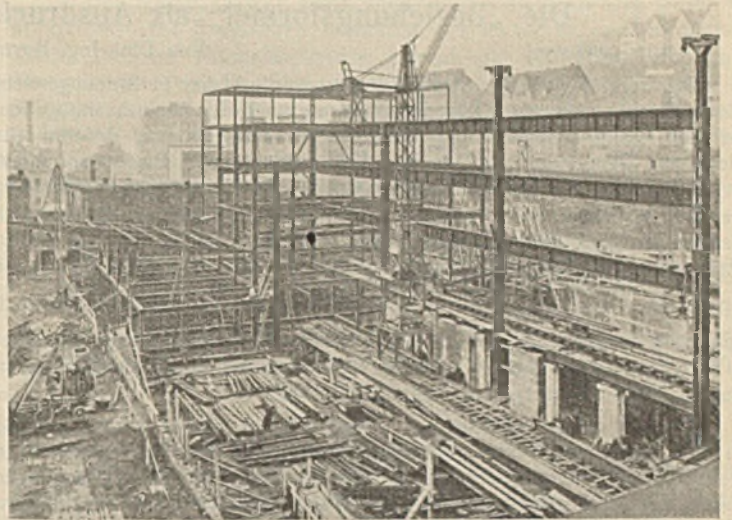


Abb. 7. Als Montagegerät bewährt sich hier der Turmdrehkran.

Die Stahlkonstruktion bei diesem Bauwerk setzt massive, d. h. starre Decken voraus, als welche die Eisenbetonrippendecken auch betrachtet werden können, und dadurch wurden steife Anschlüsse der Unterzüge an die Stützen entbehrlich. Die gewählte Ausführung darf als eine sehr wirtschaftliche bezeichnet werden, denn sie gewährleistet nicht nur geringste Kosten der Stahlkonstruktion, sondern sie verwendet auch eine der billigsten Massivdecken neuerer Konstruktion. Wenn steife, biegungsfeste Anschlüsse der Unterzüge an die Stützen, sogenannte Steifrahmen, aus Gründen der Kostenersparnis nicht ausgeführt werden sollen, ist stets die Ausführung der Decken als starre Platten das Gegebene, weil es anders nur mit verteuerten Verbänden oder Massivmauern möglich ist, die Windkräfte in die Fundamente ordnungsgemäß abzuleiten. Die starren Deckenplatten übernehmen in solchen Fällen die Funktion des Windverbandes. Auch im vorliegenden Fall werden die auf die Geschoßhöhe entfallenden Windkräfte auf die Langfront von den Decken aufgenommen und auf die Vollwand-Rahmenbinder der Expeditionshalle übertragen, welche die Kräfte in das Fundament, nämlich in die bereits erwähnte entsprechend ausgebildete Stützmauer leiten (Abb. 2, rechts unten). Diese Binder (Abb. 4) haben 6 m Abstand. Mit Hilfe dieser einhüftigen Binder-Rahmenkonstruktion war es möglich, die ohnehin schwer belasteten mittleren Ständer, welche die Blechträger unterstützen, von Biegekräften frei zu halten. Das Windmoment, das am Anschnitt der Vordachkonsole aufgenommen werden muß, beträgt 205 tm. Der Winddruck auf die Stirnwände wird ebenfalls durch die Decken aufgenommen und auf einer in senkrechter Ebene liegenden Stahlfachwerk-Verband übertragen, der in der Flucht der Blechträger vor der Giebelwand eingebaut ist. Die Abb. 5, 6 u. 7 lassen diesen Verband deutlich erkennen.

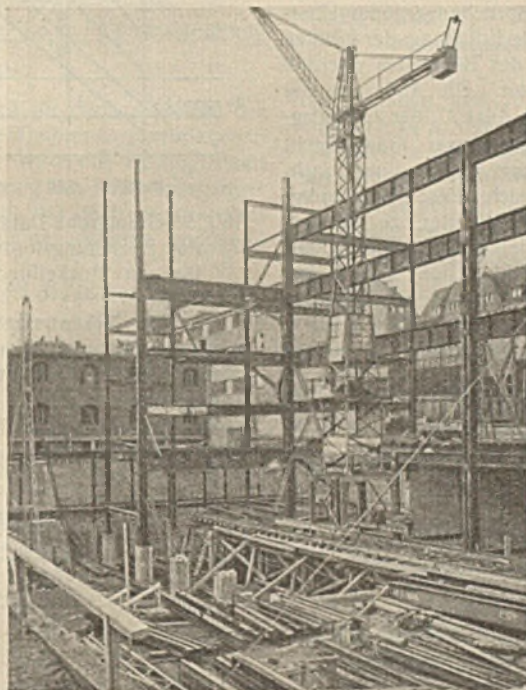


Abb. 6. Im Hintergrund der Fachwerk-Windverband.

bedeutenderen Bauten, bei welchen die Forderung nach geringster Zahl und Abmessung der tragenden Teile und größter Lichtraumhöhe der Nutzungsräume entscheidend für die Wahl der Stahlskelettbauweise war. Das gesamte Stahlgewicht betrug rund 1200 t und wurde in Arbeitsgemeinschaft von den Firmen Maschinenfabrik Eßlingen A.-G., Eßlingen a. N., und Gebr. Wöhr, Eisenwerk, Unterkochen, geliefert und aufgestellt. Das Bauwerk stellt sowohl hinsichtlich seiner Auffassung



Abb. 8. Gesamtansicht.

Die Mittelstützen bestehen aus II 60 mit Platten auf den Stegen und zwischenliegenden ID 30, die Außenstützen aus IP-Profilen mit Platten auf den Flanschen. Die Stützlasten betragen bis zu 1130 t; zur Abstützung der schweren Backöfen und Mehlsilos war ein besonderer Stahlträgerrost notwendig. Der Rost- und Feuerschutz wurde im Einklang mit den bestehenden Be-

stimmungen durch eine 4 cm starke Beton-Ummantelung auf Rabitzgeflecht mit Bügeln in 20 cm Abstand bewirkt. Zur Erläuterung des Montagevorganges seien noch die Abb. 5, 6 u. 7 beigegeben. Zur Aufstellung der Stützen usw. wurde ein fahrbarer Turmdrehkran mit Ausleger verwendet. Die Abb. 5 veranschaulicht, in welcher einfachen und zugleich billigsten Weise die schweren 18 m langen Blechträger hochgezogen und an den Stützen befestigt wurden. Zu diesem Zweck wurde der obere Teil der Stützen durch eine aufgesetzte Kragkonstruktion in einen einfachen Aufzugmast verwandelt, mit dessen Hilfe es möglich war, durch Zwischenschaltung von Flaschenzügen die annähernd 24 t schweren Blechträger an beiden Enden hochzuziehen und zu befestigen. Der Vollständigkeit halber soll mit Abb. 8 noch ein Gesamtbild des Bauwerkes gegeben werden, da eine Aufnahme des fertigen Bauwerkes zur Zeit der Niederschrift dieser Zeilen noch nicht vorliegt. Der Neubau des Spar- und Konsum-Vereins Stuttgart vermehrt um ein instruktives Beispiel die Zahl der vielen in den letzten Jahren zur Ausführung gekommenen bedeutenderen Bauten, bei welchen die Forderung nach geringster Zahl und Abmessung der tragenden Teile und größter Lichtraumhöhe der Nutzungsräume entscheidend für die Wahl der Stahlskelettbauweise war. Das gesamte Stahlgewicht betrug rund 1200 t und wurde in Arbeitsgemeinschaft von den Firmen Maschinenfabrik Eßlingen A.-G., Eßlingen a. N., und Gebr. Wöhr, Eisenwerk, Unterkochen, geliefert und aufgestellt. Das Bauwerk stellt sowohl hinsichtlich seiner Auffassung als auch seiner architektonisch glücklichen und sachlich mustergültigen Durchführung eine allen neuzeitlichen Anforderungen durchaus entsprechende Lösung einer Bauaufgabe dar, die aufmerksame Beachtung verdient. Nicht zuletzt haben auch die beteiligten Stahlbauunternehmen in einer kurz bemessenen Bauzeit eine sehr beachtliche Leistung erzielt und zum guten Gelingen des Werkes ihr Teil mit beigetragen. Die statische Berechnung dieses auch in statischer Hinsicht nicht alltäglichen Bauwerkes sowie die Behandlung aller technisch-konstruktiven Fragen war dem bekannten technischen Büro von Prof. Kintzinger, Stuttgart, übertragen.

Die „Beziehungsformel“ als Ausdruck der Tragfähigkeit von Straßenbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Hermann Schütte, Hamburg.

Die Tragfähigkeit von Straßenbrücken wurde bisher in Tonnengewicht eines Wagens oder als Klassenbezeichnung nach der Dinorm angegeben. Bei der Festigkeitsberechnung wurde derart vorgegangen, daß für die einzelnen Bauglieder die inneren Kräfte (Stabkraft, Biegemoment) durch Eigengewicht (K_g) und Verkehrslast (K_v) für die ungünstigste Stellung der Lasten bestimmt wurden; nach Wahl der Abmessungen (Querschnitt, Schlankheitsgrad, Widerstandsmoment, Nietfläche) und damit der Widerstandsfähigkeit (W) des Baugliedes wurde mit der Stoßzahl φ die Spannung $\sigma = \frac{1}{W}(K_g + \varphi K_v)$ bestimmt und mit der zulässigen Höchstspannung verglichen. Das Ergebnis einer solchen Berechnung lautete: „Die zulässige Spannung σ_z wird bei Befahrung der Brücke durch Dinormlasten der Brückenklasse x nicht überschritten“.

Wenn aber die tatsächlichen Verkehrslasten größer werden als die in der Berechnung angenommenen Lasten, welche Beanspruchungen treten dann auf, und bis zu welchem Grade lassen sich Überbeanspruchungen durch „Langsam Fahren“ mildern? Darüber gibt solch ein Berechnungsergebnis keine bestimmte Antwort. In vielen Fällen besteht aber die dringende Notwendigkeit, diese Antwort rasch geben zu können. Die Verordnung über den Kraftfahrzeugverkehr vom 15. Juli 1930 stellt jede Bauverwaltung vor die Frage: Welche Beanspruchungen oder Überbeanspruchungen erleiden unsere Brücken durch die Erhöhung der größten Wagenlasten um $33\frac{1}{3}\%$? Die Beanspruchungen des Baustoffes wachsen nicht im gleichen Maße wie die größte Einzellast. Die Änderung der Beanspruchung ist sehr verschieden, je nachdem K_g oder K_v der ausschlaggebende Wert ist. Die zuverlässige Beantwortung dieser Frage macht also die Durcharbeitung der ganzen Berechnung durch einen sachverständigen Ingenieur nötig. Ebenso ergibt sich diese Notwendigkeit, um die häufig zu erwartende Frage beantworten zu können, ob dieser oder jener Schwertransport über die Brücke fahren darf und unter welchen Bedingungen; denn auch hier ließ sich bisher nicht ohne weiteres in Prozenten der größten Regellast eine zulässige Einzellast angeben. Verläuft die Einflußlinie für eine innere Kraft K etwa nach Abb. 1, so wird der Anteil von K_v gegenüber K_g an der Gesamtkraft K und damit der Einfluß auf die Spannung $\sigma = \frac{K}{W}$ viel größer sein, als wenn die Einflußlinie nach Abb. 2 verlief, d. h. es könnte im Falle 2 ein viel schwererer Einzeltransport zugelassen werden als im Falle 1.

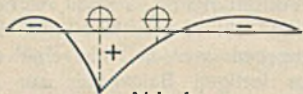


Abb. 1.

Einflußlinie mit Spitzenordinate unter der Radlast und Ausgleich von + Fläche durch - Fläche.

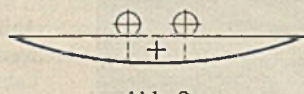


Abb. 2.

Einflußlinie mit positiver Fläche ohne Spitzenordinate.

Sehr einfach wird die Beantwortung der Frage der Veränderung des Kräftespiels, wenn die Berechnungen der einzelnen Bauwerksteile schon bei Aufstellung der Berechnung auf das Schema der folgenden Beziehungsformel gebracht werden:

$$\varphi P = C(\sigma_{zul} - \sigma_q)$$

Darin ist

φ die Stoßzahl, die für den Einzelfall je nach der Bereifung und der Geschwindigkeit des fraglichen Fahrzeuges festgesetzt werden kann;

P die größte Radlast des Fahrzeuges. Dabei werden Form, Abmessungen und Verhältnis der einzelnen Raddrücke eines Fahrzeuges untereinander nach der Dinorm 1072 ungünstig, doch genügend genau ein- für allemal zugrunde gelegt (Abb. 3);

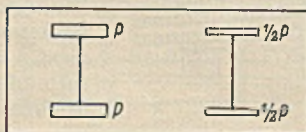


Abb. 3. Lastschema eines Fahrzeuges nach Dinorm 1072.

C eine Konstante, die für jede Einzelbeziehung durch die Berechnung zu bestimmen ist;

σ_{zul} die höchstzulässige Spannung des Baustoffes;

σ_q die Spannung durch ständige Last und vom Raddruck unabhängige, gleichmäßig verteilte Verkehrslast.

Beispiele:

1. Ein Buckelblech wurde nach der Theorie von Bleich¹⁾ auf Horizontalzug wie folgt berechnet (Abb. 4):

$$\text{aus ständiger Last (für 1 m)} \quad H_g = \frac{g e^2}{8 f} = \frac{0,46 \cdot 2,0^2}{8 \cdot 0,14} = 1,640 \text{ t/m}$$

$$\text{aus Radlast } P \quad H_p = \frac{P e}{5 f} = \frac{P \cdot 2,0}{5 \cdot 0,14} = P \cdot 2,86 \text{ t/m}$$

$$\text{(für } \frac{e}{2} = 1 \text{ m)} \quad \varphi H_p = \varphi P \cdot 2,86 \text{ t/m.}$$

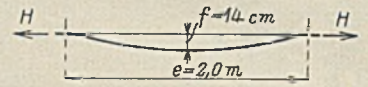


Abb. 4. Skizze zur Berechnung eines Buckelbleches.

Die Anschlußniete $\phi 17$ wurden in 6,0 cm Abstand angeordnet. Auf 1 lfd. m entfielen also

$$\frac{100}{6,0} F_s = 30,4 \text{ cm}^2$$

Nietquerschnitt, die mit der zulässigen Spannung σ den Horizontalzug $H = H_g + \varphi H_p$ anzuschließen hatten.

$$30,4 \sigma \geq H = H_g + \varphi H_p$$

$$\varphi H_p = 30,4 \left(\sigma - \frac{H_g}{30,4} \right) = \varphi P \cdot 2,86$$

$$\varphi P = 11,7 (\sigma - 54).$$

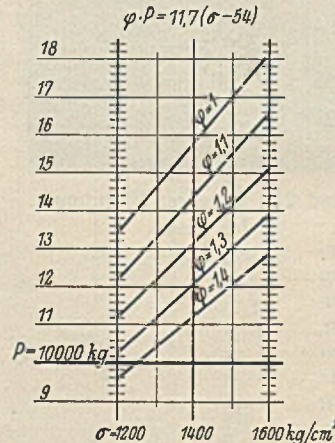


Abb. 5. Graphische Darstellung der Beziehungsformel für ein Buckelblech.

2. Der Nietanschluß eines Längsträgers wurde durch 4 einschneitige Niete $\phi 23$ mm mit einem maßgebenden reduzierten Querschnitt von $F_s = 13,3 \text{ cm}^2$ hergestellt. Dieser Anschluß kann einen Auflagerdruck von $A = 13,3 \sigma \text{ kg}$ aufnehmen. Der Auflagerdruck braucht gemäß Dinorm nur für Eigengewicht und für das schwerste Fahrzeug in ungünstigster Stellung berechnet zu werden (Abb. 6a u. b).

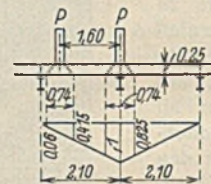


Abb. 6a. Querschnitt mit Einflußlinie für Lastanteil eines Längsträgers.
 $L = 1,16 P.$

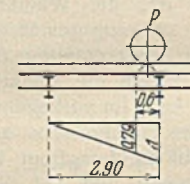


Abb. 6b. Längsschnitt mit Einflußlinie für Anschlußkraft.
 $A = 0,895 P.$

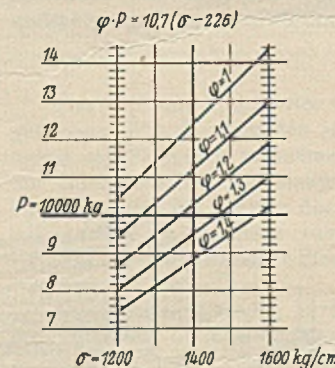


Abb. 7. Graphische Darstellung der Beziehungsformel für einen Längsträger-Anschluß.

$$\varphi A_p = 1,16 \cdot 0,895 \varphi P = 1,04 \varphi P$$

$$A_g = 2500 \text{ kg.}$$

Wenn keine durchschleifenden Laschen angeordnet sind, ist die Auflagerkraft wegen des Biegemomentes am Auflager um 20% zu erhöhen. Also

$$1,2 (1,04 \varphi P + 2500) = A = 13,3 \sigma$$

$$\varphi P = 10,7 (\sigma - 226).$$

3. Der Querträger einer zwei-spurigen Straßenbrücke wurde durch die Regellasten der Dinorm 1072 am ungünstigsten belastet, wenn ein Hinterrad der Dampfwalze in Querträgermitte stand und im übrigen

Walzenachse und Wagenhinterachse unmittelbar über dem Träger waren, umgeben von Menschengedränge. Der Träger wurde nach dieser Be-

¹⁾ Fr. Bleich: „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“. Verlag Julius Springer 1924.

lastung bemessen und das Walzprofil I 60 mit $W_x = 4630 \text{ cm}^3$ gewählt, das ein Moment von $M = 4630 \sigma_{zul}$ aufnehmen kann.

Für die Beziehungsformel werden nur gleiche Raddrücke berücksichtigt; denn sie soll den zulässigen Raddruck ständig auf der Brücke verkehrender Fahrzeuge anzeigen (Abb. 8a u. b).

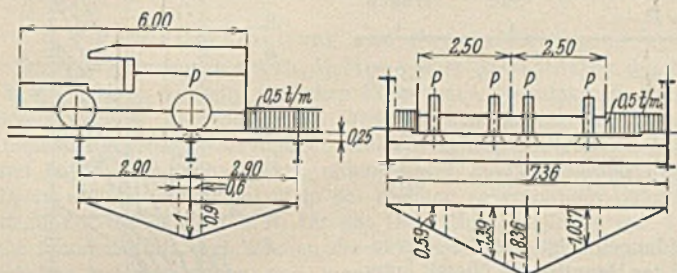


Abb. 8a. Längsschnitt mit Einflußlinie für Lastanteil eines Querträgers. Lastanteil = 0,95 P.

Abb. 8b. Querschnitt mit Einflußlinie für das Biegemoment eines Querträgers. $M = (0,59 + 1,39 + 1,836 + 1,037) P = 4,853 P$.

Die Raddrücke erzeugen das Moment

$$\varphi M_p = 0,95 \cdot 4,853 \varphi P = 4,6 \varphi P \text{ mkg} = 460 \varphi P \text{ cmkg.}$$

Aus Eigengewicht und Menschengedränge wurde bei der Dimensionierung gefunden:

$$M_q = 10,140 + \varphi \cdot 2,160.$$

Zur Vereinfachung der weiteren Rechnung wird die Stoßzahl φ für das Moment durch „Menschengedränge“ mit dem in der Dinorm vorgeschriebenen Werte — hier $\varphi = 1,4$ — eingesetzt. Dadurch wird die Beweglichkeit der Beziehungsformel zugunsten der Vereinfachung des Rechnungsganges eingeschränkt. Dies kann so lange geschehen, als der Belastungswert aus „Menschengedränge“ im Verhältnis zu den übrigen Werten genügend klein bleibt.

$$M_q = 10,140 + 1,4 \cdot 2,160 = 13,17 \text{ mt} = 1\,317\,000 \text{ cmkg}$$

$$460 \varphi P + 1\,317\,000 = M = 4630 \sigma_{zul}$$

$$\varphi P = 10 (\sigma - 285).$$

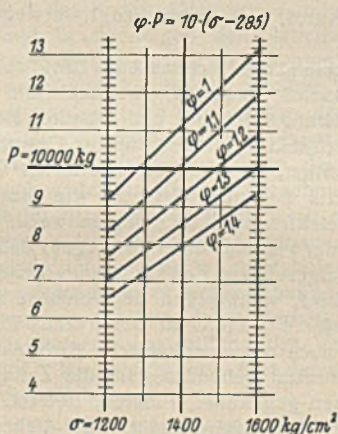


Abb. 9. Graphische Darstellung der Beziehungsformel für den Biegezug eines Querträgers.

Eine weitere Beziehungsformel wurde für den besonderen Fall aufgestellt, daß ein einzelnes schweres Fahrzeug unter Ausschluß allen übrigen Verkehrs über die Brücke geleitet werden soll (Abb. 10).

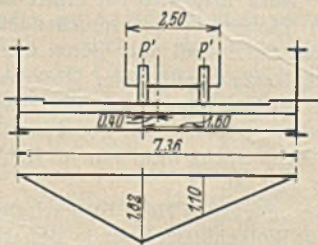


Abb. 10. Querschnitt mit Einflußlinie für das Biegemoment im gefährlichen Querschnitt. $M = P' (1,82 + 1,10) = 2,92 P'$.

$$\varphi M_p' = 0,95 \cdot 2,92 \varphi P' = 2,78 \varphi P' \text{ (mt)} = 278 \varphi P' \text{ cmkg}$$

$$M_g = 1\,014\,000 \text{ cmkg}$$

$$278 \varphi P' + 1\,014\,000 = 4630 \sigma_{zul}$$

$$\varphi P' = 16,6 (\sigma - 246).$$

4. Der Hauptträger einer vollwandigen Balkenbrücke wurde wie üblich nach den Regellasten bemessen. Es wurde $W_x = 53\,800 \text{ cm}^3$ gewählt. Für die Normbelastung wurden die Nietteilung der Gurte, Abstände der Versteifungswinkel und deren Knicksicherheit, sowie die Knicksicherheit des Obergurtes bestimmt und gegenüber dem Biegezugwiderstand des Trägers als reichlich befunden. Da der Biegezugwiderstand also einwandfrei der schwächste Teil des Hauptträgers war, genügte es, die Beziehungsformel für diesen aufzustellen (Abb. 11a u. b).

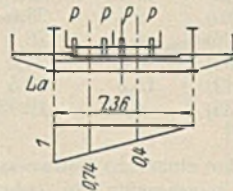


Abb. 11a. Querschnitt mit Einflußlinie für den Lastanteil eines Hauptträgers. $L = 2P (0,74 + 0,4) = 2,28 P$.

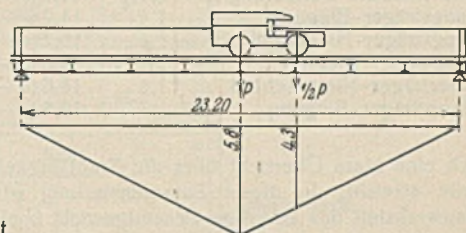


Abb. 11b. Längsschnitt mit Einflußlinie für das Biegemoment eines Hauptträgers. $M = P (5,8 + \frac{1}{2} \cdot 4,3) = 7,95 P$.

$$\varphi M_p = \varphi P \cdot 2,28 \cdot 7,95 = 18 \varphi P \text{ (mt)} = 1800 \varphi P \text{ (cmkg),}$$

$$\text{ständige Last } M_g = 38\,400\,000 \text{ cmkg.}$$

Menschengedränge auf dem Fußwege 11 000 000 cmkg
der Fahrbahn 10 100 000

Das Moment aus „Menschengedränge“ auf der Fahrbahn macht hier ungefähr 14% des Gesamtmomentes und mehr als dasjenige aus den Einzellasten der Fahrzeuge aus. Es ist daher in der Beziehungsformel mit seiner Stoßzahl besonders aufzuführen.

Um ferner die in den Belastungsvorschriften zahlenmäßig enthaltene Beziehung zwischen Verkehrslast ($P = 0,5 \text{ t/m}^2$) und Raddruck (4 t) in die Formel mit aufzunehmen, wird das Moment $M_p = C_1 P$ als eine Funktion des Raddrucks geschrieben: $M = C_1 P$. C_1 wird für $P = 4000 \text{ kg}$ bestimmt und aus

$$M = \frac{M}{P} P = \frac{M}{4000} P \text{ zu } C_1 = \frac{M}{P} = \frac{M}{4000},$$

das ist im vorliegenden Beispiel

$$M_p = \frac{10\,100\,000}{4000} P = 2500 P,$$

damit wird

$$M = 1800 \varphi P + 2500 \varphi P + 49\,400\,000 = 53\,800 \sigma_{zul}$$

$$\varphi P = \frac{53\,800}{1800 + 2500} (\sigma - \frac{49\,400\,000}{53\,800})$$

$$\varphi P = 12,5 (\sigma - 935).$$

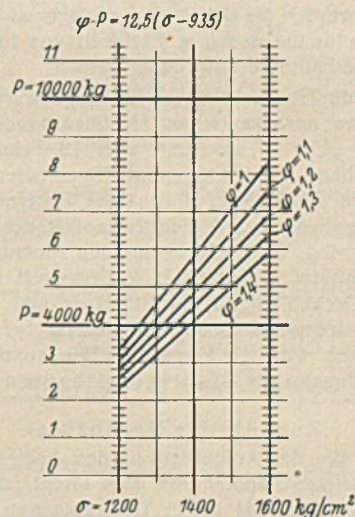


Abb. 12. Graphische Darstellung der Beziehungsformel für das Biegemoment eines Hauptträgers.

Für den ferner zu untersuchenden Fall, daß die Brücke nur durch ein einzelnes Fahrzeug unter Ausschluß des übrigen Verkehrs befahren wird, lautet die Beziehungsformel hier:

$$\varphi P \cdot 2 \cdot 0,74 \cdot 7,95 + 38\,400\,000 = 53\,800 \sigma_{zul}$$

$$\varphi P = \frac{53\,800}{2 \cdot 0,74 \cdot 7,95} (\sigma - \frac{38\,400\,000}{53\,800})$$

$$\varphi P = 46 (\sigma - 715).$$

Durch eine Zusammenstellung der Beziehungsformeln und deren Auswertungen für die vorgeschriebene Stoßzahl und Spannung wird schließ-

Beispiel einer Zusammenstellung.

Bauwerksteil	φ normal	Beziehungsformel für					
		a) Vollverkehr $\varphi P =$	$\sigma_z = 1400$		b) Einzel- fahrzeug $\varphi P_s =$	$\sigma_z = 1400$	
			Rad t	Wagen t		Rad t	Wagen t
Buckelbleche-Vernietung . . .	1,4	11,7 ($\sigma - 54$)	11,25	33,75	11,7 ($\sigma - 54$)	11,25	33,75
Längsträger-Biegung . . .	1,4	11,2 ($\sigma - 210$)	9,5	28,5	11,2 ($\sigma - 210$)	9,5	28,5
Längsträger-Nietanschluß . . .	1,4	10,7 ($\sigma - 226$)	8,7	26,1	10,7 ($\sigma - 226$)	8,7	26,1
Querträger-Biegung . . .	1,4	10,0 ($\sigma - 285$)	8,0	24,0	16,6 ($\sigma - 246$)	13,2	39,6
Querträger-Nietanschluß . . .	1,4	18,6 ($\sigma - 242$)	15,5	46,5	28,6 ($\sigma - 216$)	24,2	72,6
Hauptträger-Biegung . . .	1,37	12,5 ($\sigma - 935$)	4,25	12,75	46,0 ($\sigma - 715$)	23,0	69,0

lich eine klare Übersicht über die Tragfähigkeit der einzelnen Bauwerksteile erreicht. In dieser Zusammenstellung wird zweckmäßig für jeden Bauwerksteil das zulässige Gesamtgewicht G eines Fahrzeuges angegeben, das nach den Lastannahmen zu $G = 3P$ bestimmt ist.

Aus dieser Aufstellung ist ohne weiteres abzulesen: „Die Brücke ist einem Regelverkehr von 12 t-Wagen gewachsen, darf aber auch von einzelnen Wagen bis zu 26 t Gesamtgewicht befahren werden. Da von dem Schwerverkehr die Längsträger am meisten beansprucht werden, ist während des einzelnen Schwertransportes eine Sperrung der Brücke für Regelverkehr nicht nötig“.

Die Zusammenstellung lieferte hier für den Vollverkehr eine für die ganze Brücke maßgebliche Beziehungsformel, nämlich die des Hauptträgers. Man kann also die Auswirkung einer etwaigen späteren Herabsetzung der zulässigen Spannung wegen schlechter Unterhaltung, einer Erhöhung der zulässigen Wagenlast od. dgl. sofort übersehen.

Deutlich wird dies besonders bei Betrachtung der graphischen Darstellungen der einzelnen Beziehungen. Diese ergeben bei Auftragung der Raddrücke auf der einen und der Materialspannungen auf der anderen Achse Kurvenscharen für verschiedene Werte φ . Ein Vergleich der

Abbildungen zeigt, daß die Kurvenschar des Hauptträgers überall unter den Kurvenscharen der anderen dargestellten Teile bleibt.

Überschnitten der Kurven treten innerhalb der betrachteten Grenzen, also etwa zwischen $\sigma = 1200$ und $\sigma = 1600$ ein, wenn

1. die Werte P nahe beieinander liegen,
2. zugleich die Werte σ_q sehr verschieden sind.

Dies war z. B. bei einer Fachwerkbücke der Fall, aus deren Nachrechnung die folgenden Zahlen entnommen werden:

Längsträger $\varphi P = 10$ ($\sigma - 132$) für $\sigma = 1400$ und $\varphi = 1,4$ $P = 9,05$ t
Obergurtstab 1 $\varphi P = 22,8$ ($\sigma - 826$) für $\sigma = 1400$ und $\varphi = 1,37$ $P = 9,30$ t.

Aus diesen beiden Beziehungsformeln läßt sich die in Abb. 13 dargestellte Schar der maßgebenden Kurven kombinieren.

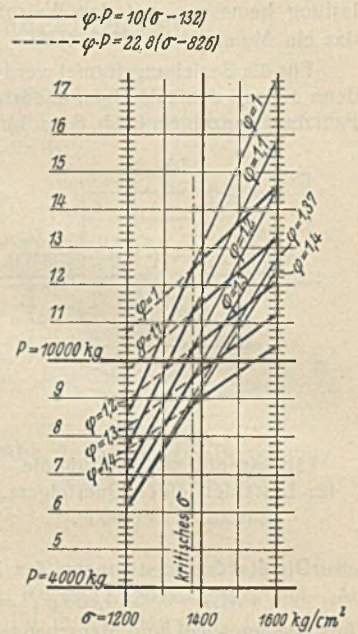


Abb. 13. Graphische Kombination zweier Beziehungsformeln; maßgebende Kurvenschar.

Alle Rechte vorbehalten.

Bauliche Fragen bei der Weiterentwicklung der amerikanischen Wolkenkratzer.

Von den vielen Problemen, die das Bauwesen der Vereinigten Staaten von Nordamerika in sich birgt, ist der sich jetzt vollziehende Übergang des Baues von Wolkenkratzern zu Überwolkenkratzern oder Turmhochhäusern für den Architekten und Ingenieur eines der interessantesten, das noch manche ungelöste Aufgabe enthält. Wenn auch die Größe und Eigenart mancher dieser Aufgaben in den amerikanischen Verhältnissen, der bewußten Konzentration des Geschäftslebens in den Großstädten, den enormen Bodenpreisen und schnellerem Außerdienststellen der Anlagen begründet sind, so werden die dabei eingeschlagenen Wege und Versuche der Lösungen auch für die deutsche Fachwelt von Interesse sein, soweit sie auf deutsche Verhältnisse anwendbar sind.

Eine umfassende Übersicht über den gegenwärtigen Stand und zukünftige Fragen des amerikanischen Hochhausbaues geben eine Reihe von Aufsätzen in „Eng. News-Rec.“ vom 19. Februar 1931 von namhaften amerikanischen Architekten und Ingenieuren, von denen sich H. W. Corbett mit der Zukunft der Hochhäuser, Unternehmer W. A. Starrett, Arch. R. M. Hood und Arch. J. A. Foulhoux mit der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung, Ing. D. C. Coyle mit den Messungen über das Verhalten von Turmhäusern, Ing. Arch. H. R. Dowswell mit der Ausführung von Wänden und Decken, Ing. J. A. Sutherland und F. A. Byrne mit der maschinellen und elektrotechnischen Ausrüstung befassen. Ein Schlußaufsatz behandelt die wichtige Frage der Windaussteifung der Wolkenkratzer, die ausnahmslos als Stahlskelettbauten ausgeführt werden.

Zukunft der Hochhäuser.

Die Nachteile, die der Aufenthalt in den bisher oft mangelhaft belichteten und belüfteten Räumen mit sich bringt, da manche „Straßenschlucht“ nur 12 m Breite bei 100 m Tiefe aufweist, und die vielfachen Verstopfungen der viel zu engen Straßen lösten mancherlei Versuche aus, die Höhe der Gebäude gesetzlich zu beschränken. Trotzdem hat der rein geschäftliche Sinn der Amerikaner die Hochhausform zunächst in Chicago vom 10- bis 14stöckigen Baby der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts zum 40- bis 50stöckigen Erwachsenen der Vorkriegszeit entwickelt, und geht daran, jetzt Riesen von 85 Stockwerken und 381 m größter Höhe auszuführen, die alle bisherigen Bauwerke, sogar den Eiffelturm, überragen. Der Amerikaner glaubt an die Zukunft dieser Gebäudeform, weil Wolkenkratzer besonders für Büro- und Geschäftszwecke trotz sehr hoher Abschreibungen regelmäßige und gute Rente abwerfen und weil er eine Verkehrs erleichterung daraus herleitet, daß der Personenverkehr mittels Aufzüge — also senkrecht — in den Hochhäusern angeblich doppelt so groß ist wie der auf der Straße — also waagrecht —

mittels Bahnen und Autos, und er bevorzugt sie wegen ihrer vermehrten Bequemlichkeit.

Die Weiterentwicklung des Hochhausbaues hängt ab von der intensiveren Zusammenarbeit zwischen Bauherrn, Architekt und Ingenieur und der fabrikmäßigen Herstellung leichter und besserer Baustoffe. Es ist vor allem Aufgabe des Architekten, dessen Büro im Gegensatz zum deutschen Kollegen bis zu 100 Mitarbeiter und Hilfskräfte zur vollständigen Bearbeitung auch abseits liegender Gebiete, wie die gesamte Installation und maschinelle und elektrische Einrichtung, aufweist, durch entsprechende Zusammenarbeit bei der Planung dafür zu sorgen, daß der umbaute Raum wirtschaftlich zur festgesetzten Zeit in ansprechender Umkleidung zur Verfügung gestellt wird, wohingegen der deutsche Architekt seine Aufgabe von einem idealeren Standpunkt betrachtet. In der äußeren Form seiner Schöpfung ist auch der amerikanische Architekt jetzt mehr an die städtischen Bauvorschriften gebunden, die die Zukunft der Turmhäuser wesentlich beeinflussen gegenüber früheren, freieren Verhältnissen. Die Zusammenarbeit mit dem Bauingenieur wird sichere Gründungen und kräftige Ausführung des Skelettbau, zu welchem nur Stahl in Frage kommt, und damit die erforderliche Sicherheit für die Bewohner bei erhöhter Belastung bewirken.

Da die zu investierenden Summen immer größer werden — es handelt sich dabei um Beträge bis 50 Mill. Mark —, hängt die zukünftige Entwicklung auch von der Geschwindigkeit ab, mit der diese neuen Bauten fertiggestellt werden. Auch hier wird ein Ersatz des noch zu schweren und zuviel Zeit zum Einbringen beanspruchenden Mauerwerks durch wetterbeständige Platten aus Metall oder Beton nur förderlich sein.

Infolge der kurzen Nutzungszeit vieler Wolkenkratzer von nur etwa 20 Jahren ist es ferner wichtig, Materialien zu verwenden, die sich beim Niederlegen leicht entfernen lassen und trotzdem noch hohen Abbruchwert besitzen, wie es beim Stahl nicht nur für Rohbauten, sondern auch für Ausbauzwecke der Fall ist.

Eine Grenze in der möglichen Höhe ist durch die Tiefe der Baublöcke gegeben, die in den für Wolkenkratzer nur in Betracht kommenden Stadtteilen New Yorks z. B. nur 60 m beträgt. Da nach den baupolizeilichen Vorschriften das Hochhaus nicht mehr in seiner vollen Grundfläche hochgeführt werden darf und dadurch von selbst sich Türme im Kern des Querschnitts ergeben, die höchstens $\frac{1}{4}$ der Gebäudefläche einnehmen dürfen, ist der Höherentwicklung an vielen Stellen praktisch eine Grenze gesetzt, die nicht durch den Bau der Fahrstühle bedingt ist. Allerdings scheint die Weiterentwicklung der Wolkenkratzer, deren manche 10 000 bis 12 000 Personen aufnehmen, dazu zu führen, daß Straßen mit zwei oder

drei Stockwerken zur getrennten Aufnahme der Fußgänger und der schienengebundenen und schienelosen Wagen notwendig werden. Die technisch schwierige Anlage solcher Straßen, ihr sehr verwickelter Betrieb und ihre Kosten würden eine große Belastung der Allgemeinheit bedeuten, ein Umstand, der die Rentabilität besonders der unteren, schon jetzt weniger ertragreichen Geschosse stark beeinträchtigen dürfte.

Entwurfbearbeitung und Bauausführung.

Die Ausführungen des Arch. M. Hood über das Entstehen der Pläne in Besprechungen zunächst zwischen Eigentümer, Architekt als General-sachverständigem, dem Berater für Wirtschaftlichkeit und dem Ingenieur für maschinelle und ähnliche Anlagen schildern nicht speziell Amerikanisches, lassen jedoch die infolge guter, reibungsloser Zusammenarbeit der Beteiligten erreichte Schnelligkeit in der Planung so gewaltiger Baumassen treffend hervortreten, da z. B. für das Daily News Building von 110 m Höhe innerhalb von drei Wochen die vorgenannten, maßgebenden Sachbearbeiter zusammentraten und innerhalb eines Jahres die gesamte Planung erledigt war und mit dem Bau begonnen werden konnte. Bemerkenswert ist, daß Bauten so großen Umfangs nicht in offenem oder beschränktem Wettbewerb, sondern auf Grund eines Kostenplusvertrages an einen Generalunternehmer vergeben werden. Dadurch kann angeblich am meisten eingespart werden und dem Eigentümer und Architekten ist eine Auswahl der Materialien und Subunternehmer, an die der Generalunternehmer etwa 80 bis 90% der Bausumme im Wettbewerb vergibt, möglich. Der Generalunternehmer wird dadurch mehr zum Einkäufer großen Maßstabes. Daß das Innere eines Gebäudes seine Fassade bestimmen soll, und diese erst in letzter Linie kommt, ist eine Ansicht Hoods, der man nur zustimmen kann, zu der aber viele Wolkenkratzer noch in großem Gegensatz stehen.

A. Fouilhoux schildert in einem folgenden Aufsatz die Büroarbeiten des Architekten nach Zustimmung des Bauherrn zu dem Entwurf bis zum Baubeginn. Auf Grund der Architektenzeichnungen fertigen die Bau-, Heizungs-, Gesundheits- und Elektroingenieure, die in den westlichen und mittleren Staaten zum Architekturbüro gehören, in den östlichen Staaten meist beratende Ingenieure sind, ihre Spezialzeichnungen an, die wieder zur Ergänzung und weiteren Ausarbeitung der Architektenzeichnungen dienen. Vorläufige Zeichnungen bilden die Unterlagen zu Besprechungen mit Behörden zwecks Genehmigung. Häufiger Austausch der Zeichnungen, gegenseitige Besuche in den Konstruktionsbüros und Besprechungen lassen Fehler vermeiden und beschleunigen den Arbeitsfortschritt. Hand in Hand damit geht das Aufstellen der Ausschreibungsunterlagen, wobei die Massen gewöhnlich nicht vom Architekten, sondern vom Haupt- oder Sub-Unternehmer ermittelt werden, trotz der Vorzüge, die eine einheitliche Massenermittlung bietet. Auch in Amerika scheut der Bauherr die angeblich nur ihm dann zur Last fallenden Kosten, die, wie behauptet, durch die besonderen Ausgaben des Architekten entstehen. Bei Vergabe zu einer Pauschalsumme im beschränkten Wettbewerb erhalten die Anbietenden Pläne und Kostenanschlagblankette als Unterlage, bzw. bei der Kostenplusvergabe der Generalunternehmer zum Einholen der einzelnen Angebote, über deren Annahme dann der Architekt befindet. Arbeitsprogramme und Werkstattzeichnungen entstehen, deren Prüfung und Kontrolle sowie Genehmigung zwecks besserer Feststellung der Verantwortlichkeit sehr ernst genommen wird. Bauaufsicht und Abrechnung unterscheidet sich nicht von anderen Verhältnissen.

Unternehmer Starrett, dessen Firma auf eine jahrzehntelange Erfahrung im Bau von Wolkenkratzern zurückblicken kann, behandelt die Organisation der Baustellen von Turmgebäuden, die sich nicht viel von der deutscher Großbaustellen unterscheidet. Der Bauoberleitung unterstehen mehr oder minder große Abteilungen des Entwurfs, der Arbeitsverteilung, der eigentlichen Bauausführung, der Prüfung und der Buchhaltung. Zu begrüßen wäre es, wenn die Schnelligkeit der Zahlungen — die Baugelder werden dem Arbeitsfortschritt entsprechend monatlich angewiesen, Rechnungen am 5. jedes Monats vorgelegt und am 10. des gleichen Monats bezahlt — auch für deutsche Verhältnisse möglich und vorbildlich würde. Die in Frage kommenden Summen sind bei den Riesenbauten selbstverständlich auch gewaltig. So verschlang der Bau des Empire State Building in New York in vier aufeinanderfolgenden Monaten je Monat über 10 1/2 Mill. RM. Allerdings enthält das Gebäude von 382 m Höhe 186 000 m² nutzbare Fläche bei 1 022 000 m³ umbauten Raumes und 7900 m² Grundfläche. Hierzu benötigte man 58 000 t Stahlkonstruktion (d. h. 51,5 kg/m³). Sie wurde in dem fabelhaft kurzen Zeitraum von 8 Monaten eingebaut, in welcher Zeit außerdem noch die Kalksteinverkleidung bis zum 85. Geschoß und der hauptsächlichste innere Ausbau der Installation, Aufzüge, Fenster und Verglasung erfolgte.

Messungen über das Verhalten von Hochhausbauten.

Angesichts mancher widersprechender und unklarer Äußerungen über die Steifigkeit der Turmbauten und ihre tatsächlichen Schwingungen infolge von Windstößen sind die Versuche D. C. Coyles bemerkenswert,

diese Erscheinungen an ausgeführten Bauten praktisch mit einem einfachen Apparat zu messen. Dieser Seismograph, ein Horizontalpendel-instrument nach Abb. 1, soll die Bewegungen, die das Bleigewicht infolge der Beschleunigung des Wolkenkratzers durch Windstöße erfährt, in ihrer

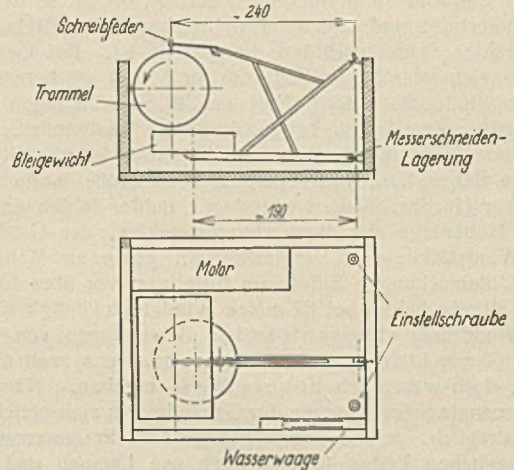


Abb. 1. Seismograph.

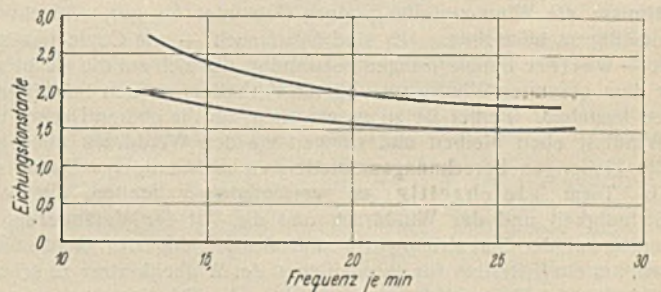


Abb. 2. Kurve der Eichungskonstante.

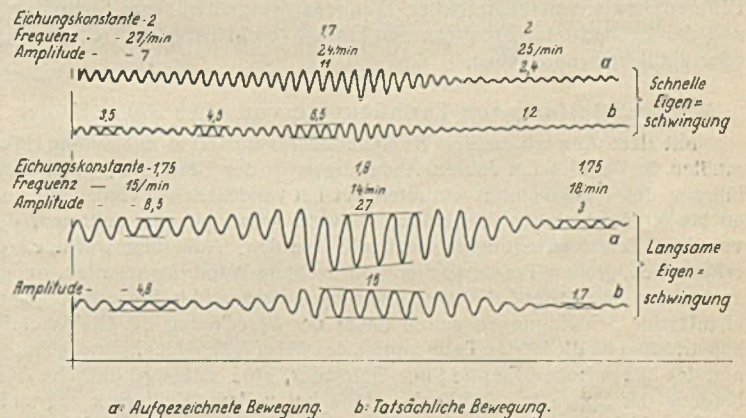


Abb. 3. Eigenschwingungen des Vibrationsinstrumentes.

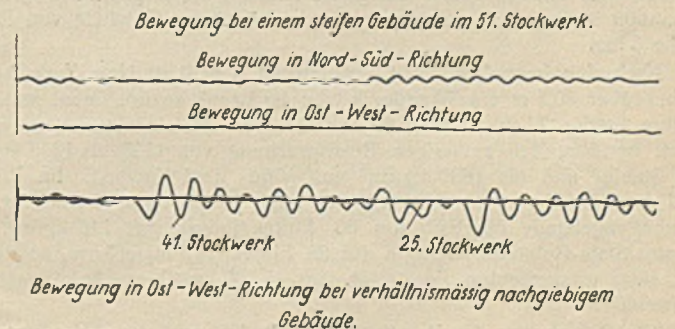


Abb. 4. Schwingungskurven von zwei Gebäuden mit verschiedenem Steifigkeitsgrad.

Frequenz und Größe auf eine Trommel mit Hilfe einer Schreibfeder übertragen. Mit Hilfe eines Vibrationstisches wurde die Eichungskonstante, d. h. das Verhältnis der aufgezeichneten zur tatsächlichen Amplitude, bei verschiedenen Frequenzen untersucht (Abb. 2). Typische Eichungsablesungen für Eigenschwingungen des Vibrationsinstrumentes zeigt Abb. 3, die eigentlichen Schwingungskurven an einem steifen und an

einem verhältnismäßig nachgiebigen Gebäude zeigt Abb. 4. Mit dem Seismographen wurden täglich bis 10 Gebäude untersucht. Dabei wurden etwa 14 bis 40 vollständige Schwingungen je Minute festgestellt, und zwar von 10 mm halber Amplitude bei 14 Schwingungen von Gebäuden, deren Höhe die 8fache Breite oder mehr beträgt, die für 49 bzw. 98 kg/m² Winddruck berechnet sind und deren Aussteifung nur mittels senkrechter und waagerechter Trägeranschlüsse hergestellt ist. Bei Gebäuden mit steifen Diagonalen oder Eckstreben, die für 146 kg/m² berechnet waren, war die Amplitude fast gleich Null bei 40 Schwingungen je Minute. Diese Beobachtungen erfolgten bei gewöhnlichen Westwinden. Ein größter Ausschlag von 20 mm wurde bei einer Sturmbö festgestellt und damit angeblich die Behauptung von Ausschlägen in Größe mehrerer Zoll der Spitzen solcher Hochhausbauten widerlegt. Leider fehlen Angaben über die genaue Höhenlage des Beobachtungspunktes, der Größe der aufgetretenen Windstärken und Vergleiche mit anderen Methoden. Die klassischen Untersuchungen Eiffels am Eiffelturm vor über 40 Jahren mit optischen Mitteln haben bei 32 m/sk Windgeschwindigkeit (d. h. etwa 150 kg/m² Winddruck) ellipsenförmige Bewegungen von rd. 100 mm größter und 60 mm kleinster Achsenlänge, also, wenn auch nicht direkt vergleichbar, doch wesentlich höhere Werte ergeben. Nun sind aber schon obengenannte Schwingungen der Gebäude dem menschlichen Nervensystem unzutraglich, da sie bedeutend größere Resonanzerscheinungen an frei beweglichen Teilen in Gebäuden wie Lampen und Wasser in Badewannen erzeugen. Der praktische Wert des Apparates von Coyle liegt mehr darin, unter Berücksichtigung des Winddruckes und der Gebäudeverhältnisse die Windaussteifung eines Gebäudes als gut, schlecht oder mittelmäßig zu bezeichnen. Es sind daher auch — wie Coyle richtig bemerkt — weitere Beobachtungen notwendig, die sich auf die Ausbiegung unter dem gesamten Winddruck und ihr Verhältnis zu den Schwingungskurven beziehen. Ferner ist zu untersuchen, ob die oberen Decken unter der Windlast eben bleiben und wie weit sie den Winddruck übertragen, um die bisherigen Berechnungsmethoden zu rechtfertigen. Dann ist an einem Turm gleichzeitig an verschiedenen Stellen die Windgeschwindigkeit und der Winddruck und die Art der Veränderung zusammen mit der Durchbiegung und Schwingung des Gebäudes zu messen, um ein Kriterium für die Steifigkeit der Wolkenkratzer zu schaffen. Es wird dann auch möglich sein, mit Hilfe der Schwingungskurven die Steifigkeit des gesamten Turmes zu bestimmen und aus der Größe der Differenz zwischen theoretischer Frequenz (ausgehend vom Stahlskelett) und der beobachteten Frequenz den Einfluß von Mauerwerk, Trennwänden oder ähnlichem anzugeben.

Windversteifung von Turmhäusern von etwa 300 m Höhe.

Mit dem Anwachsen der Wolkenkratzer von 150 m auf 300 m Höhe mußten in den letzten Jahren Änderungen in der Berechnung und Ausführung des Stahlskelettes eintreten, da bei verschiedenen Gebäuden von 40 bis 50 Stockwerken bei kräftigem Wind Schwingungen auftraten, die von den Mietern unangenehm empfunden wurden. Außerdem wurde es oft erforderlich, größere Fensterflächen und leichtere Wände zu schaffen, so daß auch deren aussteifende Wirkung geringer wurde. Als Sicherheit gegen unzulässige Schwingungen wurde daher der Berechnung der Stahlskelettkonstruktion für die letzten Turmbauten, des 282 m hohen Manhattangebäudes und des 382 m hohen Empire State-Gebäudes, eine zulässige statische Ausbiegung der Spitze von 1/500 der Höhe bei vollem Winddruck zugrunde gelegt. Außerdem hat Chefingenieur Spurr angenommen, daß der die Schwingungen erzeugende Unterschied des Winddruckes 5% des größten Winddruckes ausmacht und die halbe Schwingungsamplitude 5% obengenannter statischer Durchbiegung, d. h. bei einem Gebäude von 300 m Höhe 3 cm.

Nach den baupolizeilichen Vorschriften der Stadt New York ist für Höhen über 30,5 m ein Winddruck von 98 kg/m² anzunehmen, während andere Städte 74 bis 146 kg/m² vorschreiben bei einer nur vom Winddruck herrührenden zulässigen Beanspruchung von 1125 bis 1275 kg/cm² des Stahles und bis 1690 kg/cm² aus Wind- und Nutzlast. Im Prinzip sind die Türme vorgenannter Gebäude auch mit 98 kg/m² berechnet, das Manhattangebäude oberhalb des 60. Flures jedoch mit 146 kg/m², das Empire State-Gebäude oberhalb des 86. Flures (319 m) ebenso, außerdem mit einer waagerechten Zusatzlast von 45 300 kg (!) am Ankermast der Luftschiffe.

Die Berechnung der Windkräfte im Skelett erfolgte früher und jetzt wieder nach der „Kragarmmethode“ von R. Fleming, wonach der Turm ein eingespannter Freitragler ist, dessen Stützenkräfte der Entfernung von der neutralen Achse proportional sind, der Zuwachs der Gurtkräfte von den Füllgliedern (Längsträgern, Diagonalen, Endaussteifungen und ähnlichem) übertragen wird, und die Biegemomente in diesen Trägern von diesem Kräftezuwachs und die Stützenmomente von den Trägermomenten abgeleitet werden. Bei der „Portal methode“ wird infolge der verschiedenen Verbindung der Riegel mit den Stützen angenommen, daß die inneren Stützen infolge zweifacher Verbindung mit den Riegeln eine doppelt so große

Scherkraft und ein doppelt so großes Biegemoment wie die äußeren Stützen aufnehmen. In Wirklichkeit richtet sich die Verteilung nach dem Verhältnis der Trägheitsmomente in den Riegeln und Pfosten, wie jede Rahmenformel für einfache Fälle klar zeigt. Obgleich im allgemeinen die Aufnahme und Übertragung der Windkräfte in besonderen Windjochen mit verschiedenartiger Aussteifung je nach baulichen Verhältnissen erfolgt, ist man doch in manchen Fällen — so auch beim Manhattan Co.- und Empire State-Gebäude — dazu übergegangen, alle Säulenreihen nach beiden Richtungen zur Ausbildung als Windjoche heranzuziehen. Vorausgesetzt ist dabei, daß die Decken die anteiligen Windlasten im Verhältnis ihrer Trägheitsmomente gleichmäßig auf die Stützen übertragen, auch wenn die Deckenplatte verformt worden ist, wie es sich beim Wirbelsturm in Florida 1926 gezeigt hat.

Der 40,6 × 56,5 m große Turm des Empire State-Gebäudes mit 8 bzw. 10 Stützenreihen ist nach der Kragarmmethode berechnet bei Mitwirkung aller Stützen, deren Eckanschlüsse an die Riegel zur Übertragung der Momente im allgemeinen durch waagerechte Winkelanschlüsse und nur an den Aufzugsschächten durch Eckstreben erfolgt.

Abweichend auch von bisherigen deutschen Verhältnissen erfolgte die Auflagerung der Stützenenden bis 1180 t Stützendruck direkt auf gewalzten Stahlunterlagsplatten von zum Teil 228 mm Stärke ohne Fußausbildung, die unmittelbar auf dem Beton aufruhend; bei Drücken über 2040 t jedoch wurden besondere Säulenfüße mit Fußblechen direkt auf entsprechend große Walzplatten (bis 4,37 × 1,37 m Fläche und 160 mm Stärke) über einen Trägerrost gestellt.

Bei der Gründung des Manhattan Co.-Gebäudes, die bereits während des Abbruches des alten Gebäudes zum Teil auf Felsen, zum Teil mittels Rohrpfähle ausgeführt wurde, kamen sogar bei Drücken bis zu 2000 t für die stumpf aufgesetzten Stützen Walzstahl-Unterlagsplatten von etwa 2,15 × 2,39 m Größe und 355 mm Stärke zur Verwendung, wodurch erhebliche Zeichen- und Werkstattdarbeit gespart und sichere Verteilung auf das Fundament erreicht wird.

Mauern, Decken und Treppenwände von Hochhäusern.

Die bisherigen Versuche, die beträchtlichen Lasten von starken Außenmauern durch Ausführung schwacher, einseitig oder beiderseitig wasserdicht verputzter Wände herabzumindern, werden von Arch. Dowsell verworfen und auch die eigenartige Ausführung der Außenmauern des Empire State-Gebäudes als ein Übergang zu einer besseren und billigeren Verkleidung des gesamten Bauwerkes betrachtet.

Im letztgenannten Gebäude sind die Außenflächen zwischen Sturz und Sohlbank der Stahlfenster als Gußaluminium-Füllstücke von 1,34 m Breite ausgeführt, die Zwischenpfeiler der Fenster und ihre Längsseiten mit Chromnickelstahlblech und die Hauptpfeiler mit Kalkstein verkleidet, während die Hintermauerung, die beim Beobachtungsturm sogar wegfällt, durch Ziegel erfolgt. (Merkwürdigerweise sind Versuche mit dem gewiß geeigneten Gasbeton hier nicht erwähnt.) Wenn auch Aluminium in gegossener Form — bei den in Betracht kommenden Gebäudehöhen sogar „architektonisch“ (!) bearbeitet — oder als Blech bei zahlreichen, bedeutenden Bauwerken Amerikas verwendet worden ist, bleibt die Bewährung so verschiedener Baustoffe wegen der Schwierigkeiten der Befestigung und Abdichtung gerade bei den Wolkenkratzern abzuwarten.

Trotz vieler Deckenarten ist drüben wie hüten eine ideale Deckenlösung für Hochhausbauten noch nicht gefunden. Eine Art Koenensche Voutenplattendecke zwischen Stahlträgern, aber mit bewehrtem Schlackenbeton, wird wegen der Feuersicherheit für die Träger und Unterbringensmöglichkeit der zahlreichen Leitungen verwendet, kreuzweise bewehrte Rippendecken mit Hohlziegel- oder Schlackenbetonausfüllung wegen ihrer niedrigen Bauhöhe und leichten Herstellung. Stahlplatten mit niedrigen Zwischenträgern und werkstatmäßig hergestelltem Deckenbelag und Putzplatten wurden trotz mancher Vorzüge wegen zu großer Bauhöhe für Wolkenkratzer bisher wenig geeignet befunden. Ob für Hochhäuser Decken aus Leichtbeton, die noch andere, bereits bei der Windübertragung geschilderte Funktionen ausüben sollen, geeignet sind, bleibt abzuwarten.

Bezüglich der Trennwände ist das Problem ähnlich wie bei den Decken. Neben Ausführungen wie hier in Deutschland sind auch Versuche mit Metalltrennwänden gemacht worden.

Mechanische und elektrische Ausstattung der Wolkenkratzer.

Wie man durch die Verwendung des Stahles möglichst große Nutzflächen des Gebäudes geschaffen hat, so ist man auch bestrebt, die durch Aufzüge verursachten Verlustflächen durch neuartige Ausführung und Anordnung möglichst klein zu gestalten. So hat man z. B. in der letzten Zeit zweistöckige Fahrstühle geschaffen, die allerdings unter Berücksichtigung der gegebenen Verhältnisse nur bis 60% größeres Fassungsvermögen aufweisen, außerdem Rampen und Treppenanlagen erfordern und bei der Reparatur einer Maschine eine größere Störung

bedingen. Das Laufen von zwei Fahrstühlen in verschiedenen Zonen eines Schachtes hat gleichfalls verwickelte bauliche und besondere maschinelle Einrichtungen zur Folge. Am besten soll sich noch die Anordnung eines Expreßfahrkorbes zur Durchfahrt in den unteren und Einzelbedienung der oberen Stockwerke und eines zweiten Fahrstuhles für die unteren Stockwerke bewährt haben. In allen Fällen sind die Stützenfüße an den Schächten auf geräuschkämpfende Unterlagen zu stellen.

Bei den Heizungsanlagen in den Räumen so hoher Gebäude ist es durch entsprechende Trennung bzw. Schaltung der Verteilungsleitungen möglich, die Räume je nach Windanfall wirtschaftlich zu beheizen.

Entsprechend der Gebäudehöhe ist auch die Spannung in den Hauptsteigeleitungen für Elektrizität gestiegen, und zwar in einigen Gebäuden

bis 13 200 Volt. Die waagerechten Verteilungsleitungen werden vorzugsweise unterhalb der Decke verlegt, im übrigen wird die Wahl und Stärke der Decke sehr durch letztgenannte Leitungen beeinflusst.

Schlußwort.

Zweifelsohne ist die Entwicklung der Wolkenkratzer noch nicht abgeschlossen. Ihr Baustoff ist der Stahl und wird es in noch größerem Umfange werden, da die bisherige Ausführung der Decken und Wände nicht genügt, und sie werden weiter und größer gebaut werden, solange ihr Bau und Unterhalt wirtschaftlich ist. Wenn auch Deutschland Wolkenkratzer amerikanischen Ausmaßes hoffentlich erspart bleiben, so werden doch manche der drüben gemachten Neuerungen auch für deutsche Hochhäuser von Vorteil sein.
A. Dürbeck, Berlin-Pankow.

Zuschriften an die Schriftleitung.

In Heft 10 des „Stahlbau“ beschreibt Ing. Ettore Gentilomo, Wien, einen geschweißten Stahlgroßbehälter, ausgeführt von der Waagner-Biró A.-G. in Wien. Es heißt u. a.: „Es sind zur Verbindung von Blechen bis 17 mm Dicke, wobei starke, in mehreren Lagen aufgetragene Schweißraupen erforderlich sind, nicht umhüllte oder nur schwach umhüllte Elektroden den stark umhüllten vorzuziehen.“

Die Forderung, die bei dieser Schweißarbeit an das Schweißmaterial gestellt wird, ist, wie die vorgenommenen Versuche zeigen, so hoch, daß die gebrauchte Elektrode nicht imstande ist, eine gewöhnliche V- oder X-Schweißung zuzulassen: man muß, um der Bruchfestigkeit des Mutterwerkstoffes nahezukommen, eine unvorteilhafte Laschenkonstruktion heranzuführen. Meine Bedenken gegen diese Art Konstruktion sind folgende:

A. Von vornherein soll man dem Mutterwerkstoff ein Schweißmaterial anpassen, das nahezu die gleichen Eigenschaften bezüglich Zugfestigkeit und Dehnung aufweist: Elektroden mit 40 bis 45 (und höher) kg/mm² Zugfestigkeit und z. B. 20% Dehnung sind seit einigen Jahren erhältlich; wenn man über Schweißer verfügt, die mit diesem Material zu arbeiten verstehen, können diese Zahlen ohne weiteres erreicht werden; überhaupt sollten bei dem Konstruktionsbau vorschriftsgemäß nur hochwertige Elektroden gebraucht werden. Material, das minderwertiger ist als der Mutterwerkstoff (wie im vorliegenden Falle), kann nie zu einer guten Schweißung führen; besonders die Übergangszone bildet die gefährliche Stelle, was übrigens leicht zu verstehen ist, wenn man die Struktur der blanken Drahtschweißung mikroskopisch untersucht: diese ist grobkörnig und zeigt deutlich die Eigenschaften einer Gußeisenstruktur; dagegen ist das Schweißmaterial der guten umhüllten Elektrode feinkörnig und in vielen Fällen noch feiner als ein guter Flußstahl.

Die Materialdicke spielt keine Rolle in bezug auf den Gebrauch von nackten oder umhüllten Elektroden; weil die nicht umhüllten den genannten Anforderungen nicht genügen, sollen eben nur umhüllte verwendet werden; die sich bildende Schlacke auf den Raupen ist ein Vorteil; das Entfernen dieser Schlacke muß man eben in Kauf nehmen!

B. Die Kehlnähte, die bei der Laschenverbindung entstehen, sind unvorteilhaft wegen ihrer Formbrüchigkeit; sie bedingen eine Elektrode, die eine sehr dehnbare Schweißnaht ergibt; wenn aber eine solche Elektrode Verwendung finden sollte, wäre die ganze Laschenkonstruktion überflüssig!

C. Die Kosten-Vermehrung ist meiner Ansicht nach ohne weiteres klar, auch wenn man den Mehrpreis der umhüllten Elektrode dem blanken Draht gegenüber in Betracht zieht, wozu noch kommt, daß außerdem horizontale Laschen angebracht wurden!

Komplizierte Berechnungen sind bei einfacher Stumpfschweißung, welche bei Verwendung von guten Elektroden durchgeführt werden kann, nicht notwendig; auch kann man ohne weiteres Biegespannungen in der Schweißnaht zulassen, d. h. die Stumpfschweißung zwischen Behälterboden und Mantel ist ohne weiteres durchzuführen.

Man kann — solange es immer noch nicht bei der geschweißten Konstruktion üblich ist, ein Schweißmaterial zu gebrauchen, das dem Mutterwerkstoff bezüglich der Bruchspannung und Bruchdehnung ähnlich ist — nicht ohne weiteres von „geschweißten Konstruktionen“ reden; die Ausführung wird immer abhängig sein vom gebrauchten Schweißmaterial:

Komplizierte, schweißtechnisch nicht schöne Ausführung:
minderwertige Elektrode.

Einfache, schweißtechnisch schöne Ausführung:
hochwertige Elektrode.

Nebenbei möchte ich noch bemerken, daß ich der Art und Weise, wie die Versuchsstäbe angefertigt waren, nicht ganz beistimmen kann. Unbearbeitete Proben können keinen richtigen Aufschluß über die Schweißung geben. Wenn die Eigenschaften des Schweißmaterials bekannt sind (Zug- und Schubfestigkeit, Dehnung mittels Probestäbe, wovon ein genügender Teil aus reinem Schweißmaterial bestehen soll), können die vorkommenden Schweißnähte berechnet werden.

Das Anfertigen von Proben ist ein Spezialfach, das mit der praktischen Schweißarbeit eigentlich nichts zu tun hat: diejenigen Schweißer, die die

eigentliche Schweißarbeit ausführen, haben den Beweis zu liefern, daß sie einen gewissen Prozentsatz vom besten Resultat erreichen können.

Mit dieser Tatsache ist in der Praxis zu rechnen, d. h. das Schweißmaterial muß hochwertig sein, damit die Schweißung auch in ungünstigen Fällen den gestellten Anforderungen noch genügt.

Amsterdam.

J. W. Kloppers, El.-Ing.

Erwiderung.

Soweit sich aus der unklaren Fassung vorstehender Zuschrift ableiten läßt, vertritt Ing. Kloppers Ansichten, für welche er den Beweis schuldig bleibt und die keineswegs zutreffend sind.

Unbestritten bleibt, daß in Fällen, in welchen an die Schweißung außergewöhnliche Anforderungen gestellt werden, ein Schweißmaterial gewählt werden muß, dessen Zugfestigkeit sich jener des Muttermaterials möglichst nähert. Es ist auch allgemein bekannt, daß gegenwärtig Elektroden auf dem Markt zu finden sind, welche Schweißungen mit einer Festigkeit von 44 bis 50 kg/mm² ergeben. Diese sind jedoch theoretische Werte, welche nur fallweise erreicht werden können. Die innerhalb weiter Grenzen sich bewegende Streuung der Festigkeit von Nähten, welche mit gleichem Elektrodenmaterial und unter gleichen Bedingungen hergestellt sind, ist durch zahlreiche, von den verschiedensten Stellen durchgeführte Versuche erwiesen. Hierin bilden auch die Laboratoriumsversuche keine Ausnahme. Um so weniger kann erwartet werden, daß auch mit den besten Elektroden sämtliche, mehrere hundert Meter zählende Schweißnähte eines Bauwerkes die gleiche Festigkeit aufweisen.

Der Ansicht, daß eine einfache V- oder X-Schweißung ausgereicht hätte, steht nicht nur diese Tatsache entgegen, sondern auch der Umstand, daß bei einem Bauwerke, welches der behördlichen Bauaufsicht unterliegt, bestimmte Berechnungsvorschriften zu berücksichtigen sind.

Nach der DIN 4100, welche mangels eigener Vorschriften auch in Österreich maßgebend ist, sind zwei Forderungen zu erfüllen:

- a) Als Dicke der Schweißnaht darf nur die Dicke der zu verbindenden Teile, bei verschiedener Dicke die kleinere in die Rechnung eingeführt werden.
- b) Für die Spannung der Schweißnaht ist das 0,6fache der für den zu verschweißenden Werkstoff zulässigen Spannung zugelassen. Dieser Wert gilt für St 37; für einen Stahl höherer Festigkeit dürfte dieser Koeffizient schwerlich höher angesetzt werden können.

Die für den Bau des Melassebehälters verwendeten Bleche hatten eine Festigkeit von rund 49 kg/mm². Sollte eine einfache Stumpfschweißung angewendet werden, so hätte zur Einhaltung der Vorschriften eine Elektrode mit mindestens 49 kg Zugfestigkeit nicht genügt, sondern sie hätte eine Schweißnaht mit einer Festigkeit von $49 \cdot 0,6 = 82 \text{ kg/mm}^2$ gewährleisten müssen. Eine Elektrode mit einer auch nur annähernd ähnlichen Festigkeit und einer gleichzeitigen Dehnung von mindestens 20% gibt es nicht.

Nach den angezogenen „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“ hat jeder Schweißer den Beweis zu erbringen, daß er imstande ist, mit einem Draht von 37 kg/mm² eine Schweißung von 25 kg/mm² Bruchfestigkeit herzustellen. Die Vorschriften tragen eben der bereits erwähnten Streuung Rechnung. Bei Verwendung eines Drahtes von 44 kg/mm² errechnet sich verhältnismäßig eine Bruchfestigkeit von 30 kg/mm², welche ein guter Schweißer nicht unterschreiten darf. Die Versuchsreihen 2 und 3¹⁾, beide aus stumpf geschweißten Blechen geschnitten, haben Bruchfestigkeiten von 30,2 bis 40,8 kg/mm² ergeben, was für die Güte des verwendeten Drahtes wie auch für die Güte der Schweißung spricht.

Die Stumpfnäht wird erst dann vermehrte Anwendung finden können, wenn nach Vervollkommnung des Verfahrens und auf Grund weiterer Versuche die Vorschriften eine Erleichterung der Berechnungen zulassen werden. In diesem Zusammenhange sei auf die neueren in Dresden durchgeführten Versuche²⁾ hingewiesen, auf Grund welcher festgestellt

¹⁾ „Der Stahlbau“ 1931, Heft 10, S. 117.

²⁾ „Der Stahlbau“ 1931, Heft 12, S. 133 bis 144.



Abb. 1.

Schweißung mit blanker Elektrode.
Brinellhärte der Schweißung (e) 157.

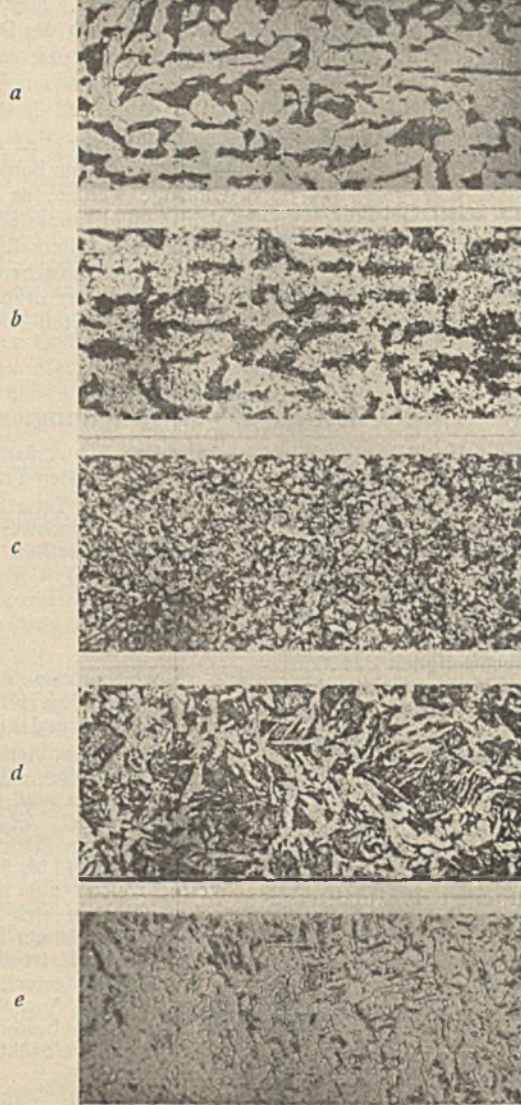


Abb. 2.

Schweißung mit umhüllter Elektrode.
Brinellhärte der Schweißung (e) 142.

wurde, daß bei voll ausgenutzten reinen Druckstäben der Stoß mit V- und X-Nähten allein nicht möglich ist, solange die zulässige Druckbeanspruchung der Schweißnaht nicht wesentlich erhöht wird. Was für Druckstäbe gilt, gilt im erhöhten Maße für Zugstäbe. Ob sich aber bei letzteren eine Erhöhung empfehlen wird, ist noch abzuwarten.

Weiterhin haben die Dresdener Versuche ergeben, daß richtig ausgeführte Schweißverbindungen mit V- und X-Nähten der Festigkeit des ungestoßenen Trägerprofils sehr nahe kommen. Eine völlige Übereinstimmung der Naht und des Muttermaterials, wie sie bei dem Melassebehälter verlangt werden mußte, ist somit überhaupt nicht erreichbar. Die Anwendung von Länglaschen war nach dem Vorgesagten nicht zu vermeiden.

Der Ansicht, daß mit umhüllten Elektroden weit bessere Ergebnisse zu erzielen gewesen wären, kann ebenfalls nicht beigeprlichtet werden. Die vorgenommenen Versuche haben das Gegenteil bewiesen.

Desgleichen kann von einer Verschiedenheit der Übergangszonen einer mit umhüllten und einer mit blanken Elektroden hergestellten Naht keine Rede sein. Die Abb. 1. u. 2 stellen eine 175fache Vergrößerung der vier deutlich erkennbaren Übergangszonen vom Muttermaterial bis zur Schweißung dar, welche nach Ätzung mit alkoholischer Pikrinsäure aufgenommen wurden. Die Schiffe sind aus stumpf geschweißten, 17 mm starken Blechen entnommen.

Abb. 1 gibt das Mikrogefüge der mit blanker Elektrode erzielten Schweißung, Abb. 2 das Gefüge der gleichen Zonen einer mit umhüllter Elektrode ausgeführten Schweißung. Nach den auftretenden Merkmalen sind zu unterscheiden:

- eine unbeeinflusste gebliebene Zone (Muttermaterial);
- eine wenig beeinflusste Zone, die noch die Zellenstruktur des Grundwerkstoffes beibehalten hat;
- eine bei 800 bis 900° normal geglühte Zone;
- eine überhitzte Zone, die unmittelbar in die schmelzflüssig gewordene Schweißung übergeht;
- die eigentliche Schweißung.

Die Gefügeänderungen b) bis d) erfährt der Grundwerkstoff bei jeder Art von Schweißung und sie sind unabhängig von der Gattung der Elektrode.

Aus den Abbildungen sind folgende Schlüsse zu ziehen. Die Schweißung aus umhülltem Draht läßt im allgemeinen eine etwas regelmäßigere Ausbildung des Ferritkornes erkennen, welche auf die Verzögerung der Wärmeableitung durch die auf der Schweißung befindliche Schlacke zurückzuführen ist. Die Blechstärke spielt hierbei, entgegen der Ansicht von Ing. Kloppers, insofern eine Rolle, als starke Bleche die Wärme rascher ableiten und eine größere Schreckwirkung auf die Schweißung ausüben als dünne Bleche. Aus diesem Grunde macht sich, wie die mikroskopische Untersuchung bewiesen hat, der Einfluß der Ummantelung des Drahtes auf die Gefügeausbildung der Schweißung nicht mehr oder in einem verschwindend kleinen Maße bemerkbar. Die etwas regelmäßigere Ausbildung des Ferritkornes in der aus umhülltem Draht hergestellten Schweißung läßt im allgemeinen auf eine etwas größere Zähigkeit schließen; die Schweißung aus blankem Draht besitzt in der Regel eine größere Härte. Mit zunehmender Blechstärke steigt auch die Härte der Schweißung aus umhülltem Draht infolge stärkerer Schreckwirkung des Bleches, und der Gefügeunterschied verschwindet mehr und mehr.

Die von Ing. Kloppers als gefährliche Stelle bezeichnete Übergangszone (b bis d) zeigt in beiden Fällen eine vollkommene Übereinstimmung. Es ist nicht richtig, daß diese Zone bei Anwendung blanker Elektroden grobkörnig ist und Eigenschaften des Gußeisens aufweist. Die mikroskopische Untersuchung beweist gerade das Gegenteil, was auch ohne weiteres einleuchtet, da ja beim Schweißen eine Entkohlung stattfindet.

Umhüllte Elektroden sind für bestimmte Zwecke nicht zu entbehren. Der von ihnen gebotene Vorteil wird für die Wahl der Elektroden dann von entscheidender Bedeutung sein,

wenn unter dem Schutze der Schlackendecke wirklich eine Verbesserung des Gefüges erzielbar ist. Bei dicken Blechen ist dies aber nach dem Vorgesagten nicht der Fall, und dem Ausbleiben eines merklichen Vorteiles steht der schwere Nachteil der großen Schlackemenge gegenüber, welche bei Schweißungen in mehreren Lagen schwer zu entfernen und jedenfalls mit einem Mehraufwand an Kosten verbunden ist.

Jurczyk kommt in seinem Aufsatz „Geschweißte Hochdruckbehälter und Armaturen“³⁾ zur Schlußfolgerung, daß „die den umhüllten Elektroden nachgerühmten Eigenschaften sich in mehrjähriger Erfahrung kaum bestätigt haben“. Zu der gleichen Ansicht ist man auch anderweitig gekommen.

In meinem Aufsatz: „Ein geschweißter Stahlgroßbehälter“ habe ich schon die Gründe ausführlich aufgezählt, welche zu einer über das gewohnte Maß hinausgehenden Vorsicht geraten haben. Solange sich die Elektroden-Erzeuger nicht entschließen, die dem Bauausführenden aufgebürdeten Haftungen vollständig auf sich zu nehmen — was wohl niemals der Fall sein wird, insbesondere wenn es sich um sehr bedeutende Werte handelt —, ist es Sache des Bauausführenden, die ihm gut dünkenden Maßnahmen zur Verhütung eines Unfalles zu treffen, auch auf die Gefahr hin, daß die Ausführung als kompliziert und unschön bezeichnet wird. Der Schweißung ist mit einem geringen Mehraufwand an Kosten viel mehr gedient als mit einem Mißerfolg.

Wien.

Direktor Ing. E. Gentilomo.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

³⁾ Z. d. Vdl 1931, S. 862.

INHALT: Fördergerüst Mlechowitschacht der Preußengrube A.-G. — Der Neubau der Großbäckerei des Spar- und Konsum-Vereins Stuttgart. — Die „Beziehungsformel“ als Ausdruck der Tragfähigkeit von Straßenbrücken. — Bauliche Fragen bei der Weiterentwicklung der amerikanischen Wolkenkratzer. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.