

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule  
Fernsprecher: C I 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

8. Jahrgang

BERLIN, 13. September 1935

Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

### Vereinfachte Berechnung von Stockwerkrahmen.

Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, Düsseldorf.

Die statische Untersuchung solcher hochgradig statisch unbestimmter Systeme ist im Schrifttum schon verschiedentlich behandelt worden. Es seien hier nur zwei grundlegende Arbeiten genannt.

Eine genaue und doch allgemeine Behandlung der Aufgabe blieb keinem Geringeren als Engeßer vorbehalten<sup>1)</sup> Indem er zunächst nur die Hauptformänderungen berücksichtigt, die übrigen Teile als starr und unveränderlich ansieht, erhält er die Stammwerte. Danach werden die übrigen Formänderungen in Rechnung gestellt, die die Zuschlagwerte ersten, zweiten . . . Grades ergeben. Je nach dem Grade der Genauigkeit, mit dem man sich begnügen will, kann man auf jeder Stufe Halt machen. Das Verfahren ist ein Iterationsverfahren und bedarf bei seiner Anwendung einer gewissen Übung.

Für senkrechte Lasten gibt Löser<sup>2)</sup> ein einfaches Berechnungsverfahren an, das sich in der Praxis gut bewährt hat. Es wird nur die Drehung der Stützenköpfe in Betracht gezogen, deren Verschiebung vernachlässigt, und für die Lage der Momenten-Nullpunkte in den unbelasteten Stäben werden bestimmte Annahmen gemacht.

Vor eine bestimmte Aufgabe gestellt, wird der in der Praxis stehende Ingenieur stets solche Berechnungsverfahren suchen und bevorzugen, die möglichst einfach, klar und übersichtlich sind, Rechenfehlerquellen nach Möglichkeit vermeiden und die schnell zum Ziele führen. Um so eher ist er dann in der Lage, noch weitere Systeme in den Kreis seiner Betrachtungen zu ziehen, um das nach jeder Richtung hin zweckmäßigste und brauchbarste auszuwählen. Man muß sich aber bei der Verwendung vereinfachter Berechnungsweisen stets der Genauigkeit des Verfahrens bewußt sein. Man muß die Grenzen kennen, innerhalb deren sich die genauen Kräfte bewegen, um im Bedarfsfalle Ungenauigkeiten durch die Konstruktion, den Sicherheitsgrad ausgleichen zu können.

Von diesen Gesichtspunkten aus wird nachstehend ein einfaches Verfahren entwickelt. Es wird von der Belastung nur eines Riegelfeldes ausgegangen. Für diesen Grundbelastungsfall lassen sich die Spannungsmomente und deren Verteilung auf die Nachbarstäbe durch einfache Schlußformeln angeben. Und zwar gelingt dies durch Einführung von Steifigkeitsziffern  $c$ , die das Steifigkeitsverhältnis der Stäbe zueinander für bestimmte Lagen der Momenten-Nullpunkte in den unbelasteten Stäben zum Ausdruck bringen. Auf den so gewonnenen Momentenbildern der Grundbelastungsfälle baut sich in einfacher Weise die Berechnung des beliebig belasteten Stockwerkrahmens auf. Die gemachten Annahmen werden hinsichtlich ihrer Auswirkung in den Grenzen untersucht; die Genauigkeit des Verfahrens wird klargestellt.

Die beiden zu berücksichtigenden Formänderungen sind die Knoterdrehung und die Längsverschiebung der Riegel. Erstere stellt die Hauptwirkung, letztere die Nebenwirkung dar. Im Abschnitt I wird der Einfluß der Knoterdrehung, im Abschnitt II der Einfluß der Riegel-Längsverschiebung als Zusatzwirkung behandelt.

#### I.

Es werde nur ein einziger Riegel von der Länge  $l$  und vom Trägheitsmoment  $J$  belastet, während alle anderen Riegel des Stockwerkrahmens unbelastet bleiben: Grundbelastungsfall (Bild 1a). Die Belastung sei ganz beliebig. Bei frei angenommener Lagerung des Riegels können dessen Momente  $\mathfrak{M}$  sofort aufgezeichnet werden. Der Schwerpunkt S

<sup>1)</sup> Engeßer, Die Berechnung der Stockwerkrahmen. Der Eisenbau 1920.

<sup>2)</sup> Löser, Berechnung von Stockwerkrahmen für senkrechte Lasten. Bauing. 1925

dieser Momentenfläche  $\mathfrak{S}$  habe vom linken Lager A den Abstand  $x = \xi \cdot \frac{l}{2}$  und vom rechten Lager B den Abstand  $z = \zeta \cdot \frac{l}{2}$  (Bild 1b).

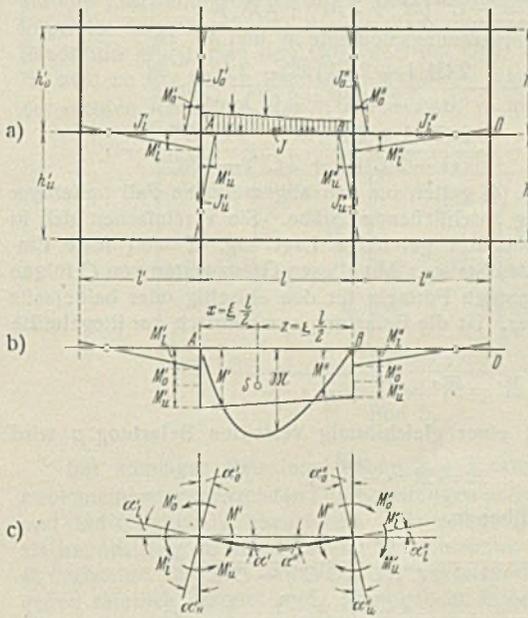


Bild 1 a bis c.

Setzt man die Lage der Momenten-Nullpunkte in den an die Riegelager A und B angrenzenden Stäben  $l', J'_i$ ;  $h'_o, J'_o$ ;  $h'_u, J'_u$ ;  $l'', J''_i$ ;  $h''_o, J''_o$ ;  $h''_u, J''_u$  als bekannt voraus (worauf zurückzukommen sein wird), dann ergeben sich die Spannungsmomente des Riegels  $M'$  am linken,  $M''$  am rechten Lager aus sehr einfachen Formeln. Damit sind auch die Momente in den angrenzenden Stäben und deren Verlauf gegeben.

Zur Bestimmung der Spannungsmomente  $M'$  und  $M''$  dienen die Be-

dingungen: Gleichheit der Stabdrehwinkel für die in den Knoten A und B zusammenlaufenden Stäbe; ferner das Gleichgewicht der Knotenmomente um A und C (Bild 1 c):

$$\begin{cases} \text{tg } \alpha' = \text{tg } \alpha'_o = \text{tg } \alpha'_u = \text{tg } \alpha'_i; & \text{tg } \alpha'' = \text{tg } \alpha''_o = \text{tg } \alpha''_u = \text{tg } \alpha''_i \\ M'_o + M'_u + M'_i = -M'; & M''_o + M''_u + M''_i = -M'' \end{cases}$$

Mit der Bezeichnung

$$(1) \quad \mathfrak{M}' = \frac{3}{2} \cdot \frac{\mathfrak{S} \xi}{l}; \quad \mathfrak{M}'' = \frac{3}{2} \cdot \frac{\mathfrak{S} \zeta}{l}$$

betragen die Knotendrehwinkel des Riegels  $l$

$$\text{tg } \alpha' = \frac{l}{6J} (2M' + M'' + 2\mathfrak{M}') \frac{1}{E},$$

$$\text{tg } \alpha'' = \frac{l}{6J} (M' + 2M'' + 2\mathfrak{M}'') \frac{1}{E},$$

während die Knotendrehwinkel der abstehenden Stäbe mit bestimmten Zahlen  $\beta$ , die nur von der Lage der Momenten-Nullpunkte abhängig sind und sofort angegeben werden können (vgl. später), sich wie folgt anschreiben lassen:

$$\text{tg } \alpha'_o = \frac{M'_o}{J'_o} \cdot \frac{h'_o}{\beta'_o} \cdot \frac{1}{E}; \quad \text{tg } \alpha''_o = \frac{M''_o}{J''_o} \cdot \frac{h''_o}{\beta''_o} \cdot \frac{1}{E};$$

$$\text{tg } \alpha'_u = \frac{M'_u}{J'_u} \cdot \frac{h'_u}{\beta'_u} \cdot \frac{1}{E}; \quad \text{tg } \alpha''_u = \frac{M''_u}{J''_u} \cdot \frac{h''_u}{\beta''_u} \cdot \frac{1}{E};$$

$$\text{tg } \alpha'_i = \frac{M'_i}{J'_i} \cdot \frac{l'}{\beta'_i} \cdot \frac{1}{E}; \quad \text{tg } \alpha''_i = \frac{M''_i}{J''_i} \cdot \frac{l''}{\beta''_i} \cdot \frac{1}{E}.$$

Mit den Bezeichnungen

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} c_o' = \frac{J_o'}{J} \cdot \frac{l}{h_o'} \cdot \frac{\beta_o'}{6} \\ c_u' = \frac{J_u'}{J} \cdot \frac{l}{h_u'} \cdot \frac{\beta_u'}{6} \\ c_l' = \frac{J_l'}{J} \cdot \frac{l}{l'} \cdot \frac{\beta_l'}{6} \\ c_o'' = \frac{J_o''}{J} \cdot \frac{l}{h_o''} \cdot \frac{\beta_o''}{6} \\ c_u'' = \frac{J_u''}{J} \cdot \frac{l}{h_u''} \cdot \frac{\beta_u''}{6} \\ c_l'' = \frac{J_l''}{J} \cdot \frac{l}{l''} \cdot \frac{\beta_l''}{6} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} C' = c_o' + c_u' + c_l' \\ C'' = c_o'' + c_u'' + c_l'' \end{array} \right.$$

lassen sich die Momente  $M_o', M_u', M_l'; M_o'', M_u'', M_l''$  als Funktionen von  $(2M' + M'' + 2\mathfrak{M}')$  bzw.  $(M' + 2M'' + 2\mathfrak{M}'')$  angeben, z. B.  $M_o' = c_o'(2M' + M'' + 2\mathfrak{M}')$ , worauf aus der Bedingung des Gleichgewichts der um die Knoten A und B drehenden Momente sich die beiden Gleichungen zur Bestimmung der Einspannungsmomente  $M'$  und  $M''$  ergeben

$$(3) \begin{cases} M' = -C'[2M' + M'' + 2\mathfrak{M}'] \\ M'' = -C''[M' + 2M'' + 2\mathfrak{M}''] \end{cases}$$

Aus ihnen folgen die Einspannungsmomente  $M'$  und  $M''$  zu

$$(4) \begin{cases} M' = -\frac{2C'(1+2C'')\mathfrak{M}' - 2C'C''\mathfrak{M}''}{(1+2C')(1+2C'') - C'C''} \\ M'' = -\frac{2C''(1+2C')\mathfrak{M}'' - 2C'C''\mathfrak{M}'}{(1+2C')(1+2C'') - C'C''} \end{cases}$$

Die Formeln der Gl. (4) gelten für den allgemeinsten Fall beliebiger Riegelbelastung, beliebig anschließender Stäbe. Sie vereinfachen sich in Sonderfällen.  $C=0$  bedeutet gelenkige Lagerung,  $C=\infty$  feste Einspannung des betreffenden Stabes. Mit diesen Grenzwerten von  $C$  folgen aus den Gl. (4) die bekannten Formeln für den einseitig oder beiderseits fest eingespannten Träger. Ist die Belastung symmetrisch zur Riegelmitte mit  $\xi = \zeta = 1$ , also mit

$$\mathfrak{M}' = \mathfrak{M}'' = \mathfrak{M} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\delta}{l}$$

(im weiteren Sonderfall einer gleichförmig verteilten Belastung  $p$  wird

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M} = \frac{p l^2}{8}$$

dann gehen die Gl. (4) über in

$$(4a) \begin{cases} M' = -\frac{2C'(1+C'')}{(1+2C')(1+2C'') - C'C''} \mathfrak{M} \\ M'' = -\frac{2C''(1+C')}{(1+2C')(1+2C'') - C'C''} \mathfrak{M} \end{cases}$$

Sind schließlich noch die anschließenden Stäbe rechts und links des belasteten Riegels symmetrisch ausgebildet, also für  $C' = C'' = C$ , dann wird

$$(4b) \begin{cases} M' = M'' = -\mathfrak{M} \cdot \frac{2C}{1+3C} \\ C = c_o + c_u + c_l \end{cases}$$

Nachdem die Einspannungsmomente  $M'$  und  $M''$  des belasteten Riegels aus den Gl. (4) gefunden sind, können auch die Momente für die angrenzenden Stäbe sofort angegeben werden:

$$(5) \begin{cases} M_o' = -M' \cdot \frac{c_o'}{C'}; M_u' = -M' \cdot \frac{c_u'}{C'}; M_l' = -M' \cdot \frac{c_l'}{C'} \\ M_o'' = -M'' \cdot \frac{c_o''}{C''}; M_u'' = -M'' \cdot \frac{c_u''}{C''}; M_l'' = -M'' \cdot \frac{c_l''}{C''} \end{cases}$$

Festzustellen sind noch die Werte  $\beta$ . Sie sind bestimmte Zahlen, die nur von der Lage der Momenten-Nullpunkte in den betreffenden Stäben abhängen. Allgemein gilt mit den Bezeichnungen von Bild 2 und mit  $\tau = M_2; M_1 = t; (h-t)$

$$(6) \quad \beta = \frac{6}{2-\tau}$$

$t =$	$-\infty$	0	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{5}$	$\frac{h}{4}$	$\frac{h}{3}$	$\frac{h}{2}$
$\beta =$	2	3	3,33	3,43	3,60	4	6

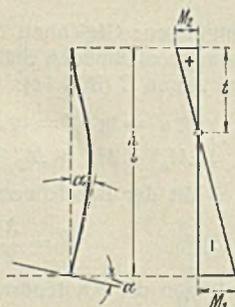


Bild 2.

Wählt man nacheinander  $t = -\infty$  oder  $\tau = -1$  (Momentenbild ein Rechteck);  $t=0$  oder  $\tau=0$  (Momentenbild ein Dreieck);  $t = \frac{h}{6}, t = \dots$ , dann ergeben sich die in vorstehender Zahlentafel mitgeteilten Werte von  $\beta$ .

Bei Annahme eines Gelenks am abstehenden Stabende ( $t=0$ ) beträgt  $\beta=3$ ; bei Annahme voller Einspannung, wobei  $t = \frac{h}{3}$  oder  $\frac{l}{3}$ , wird  $\beta=4$ . In Wirklichkeit ist weder gelenkiger Anschluß noch volle Einspannung vorhanden. Der Momenten-Nullpunkt liegt zwischen  $t=0$  und  $t = \frac{h}{3}$ , etwa im Abstände  $t = \frac{h}{4}$ , wofür  $\beta=3,6$ . Aus dem nachstehend angestellten Vergleich kann man ersehen, daß es auf die Größe der Riegel-Einspannungsmomente nicht viel ausmacht, ob man mit  $\beta=3,0$  oder mit  $\beta=4,0$  rechnet. Bei Wahl von  $\beta=3,6$ , d. h. für  $t = \frac{h}{4}$  verringert sich der Unterschied noch weiter, etwa auf die Hälfte.

Zur Anstellung des Vergleichs kann Gl. (4b) benutzt werden

$$M' = M'' = -\mathfrak{M} \cdot \frac{2C}{1+3C}$$

indem man  $c_o = c_u = c_l; C=3c$  wählt und  $c$  innerhalb weiter Grenzen schwanken läßt, d. h. indem man die Steifigkeit der anstoßenden Stäbe gegenüber der Riegelsteifigkeit nach oben und nach unten verschieden hoch ansetzt. Es soll  $c$  schwanken zwischen  $0,25 \cdot \frac{\beta}{6}$  und  $4,0 \cdot \frac{\beta}{6}$  oder  $C$  zwischen  $0,75 \cdot \frac{\beta}{6}$  und  $12 \cdot \frac{\beta}{6}$ . Dabei soll  $\beta$  nacheinander eingeführt werden mit  $\beta=3,0; \beta=3,6; \beta=4,0$ .

	$C = 0,75 \cdot \frac{\beta}{6}$	$C = 3,0 \cdot \frac{\beta}{6}$	$C = 12,0 \cdot \frac{\beta}{6}$
$\beta = 3,0$	$M' = -0,353 \mathfrak{M}$ 7,5%	$M' = -0,547 \mathfrak{M}$ 2,9%	$M' = -0,632 \mathfrak{M}$ 0,8%
$\beta = 3,6$	$M' = -0,382 \mathfrak{M}$ 4,5%	$M' = -0,563 \mathfrak{M}$ 1,4%	$M' = -0,637 \mathfrak{M}$ 0,5%
$\beta = 4,0$	$M' = -0,400 \mathfrak{M}$	$M' = -0,571 \mathfrak{M}$	$M' = -0,640 \mathfrak{M}$

Durch vorstehende Zahlentafel ist der Nachweis erbracht, daß beim Grundbelastungsfall die Annahme der Momenten-Nullpunkte in den Viertelpunkten, d. h. von  $\beta=3,6$ , praktisch durchaus einwandfreie Ergebnisse liefert. Im Bedarfsfalle kann übrigens die genauere Lage der Momenten-Nullpunkte aus der noch folgenden Gl. (7) ermittelt werden.

Nachdem durch Gl. (4) u. (5) die Einspannungsmomente des Riegels und die Momente der an die Knoten A und B unmittelbar anstoßenden Stäbe gefunden sind, sei noch kurz auf den weiteren Momentenverlauf eingegangen. Am abgewandten Ende D eines an den belasteten Riegel unmittelbar anstoßenden Stabes greife das Moment  $M_D$  an (Bild 3). Es steht mit den Momenten  $M_1, M_2, M_3$  der an den Knoten D angrenzenden Stäbe  $s_1, J_1; s_2, J_2; s_3, J_3$  im Gleichgewicht

$$-M_D = M_1 + M_2 + M_3$$

und verteilt sich in einfacher Weise auf Grund der Gleichheit der Knotendrehwinkel auf die Stäbe  $s_1, s_2, s_3$

$$\begin{aligned} M_1 &= -M_D \cdot \frac{c_1}{c_1 + c_2 + c_3}, \text{ wo } c_1 = \frac{J_1}{J_1''} \cdot \frac{l''}{s_1} \cdot \frac{\beta_1}{6} \\ M_2 &= -M_D \cdot \frac{c_2}{c_1 + c_2 + c_3}, \text{ " } c_2 = \frac{J_2}{J_2''} \cdot \frac{l''}{s_2} \cdot \frac{\beta_2}{6} \\ M_3 &= -M_D \cdot \frac{c_3}{c_1 + c_2 + c_3}, \text{ " } c_3 = \frac{J_3}{J_3''} \cdot \frac{l''}{s_3} \cdot \frac{\beta_3}{6} \end{aligned}$$

Die Momenten-Nullpunkte der Stäbe  $s$  können wieder in den Viertelpunkten angenommen werden. Es sei noch bemerkt, daß der Nenner 6 in vorstehenden Steifigkeitsziffern  $c$  wegen des Gleichklanges mit den

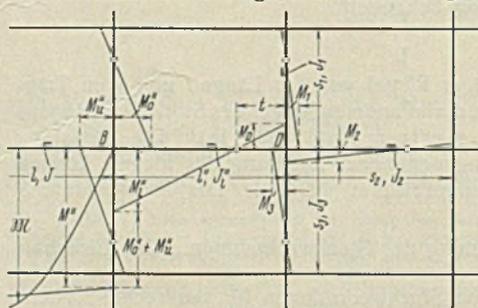


Bild 3.

Ziffern  $c$  der Gl. (2) eingefügt ist. Er hebt sich beim Gebrauch wieder heraus. Das Gleiche gilt für die Steifigkeitsziffern  $c$  der nachfolgenden Gl. (7).

Es besteht keine Schwierigkeit, den Verlauf der Momente noch weiter zu verfolgen. Doch liegt hierzu praktisch keine Veranlassung vor. Wie beim einfachen durchlaufenden

Balken der Einfluß eines belasteten Feldes in um so stärkerem Maße abnimmt, je weiter die Felder von der Belastung entfernt sind, in noch weit höherem Maße (etwa im Quadrat) macht sich dieser Umstand beim Stockwerkrahmen geltend. Nimmt man z. B. an, daß das Steifigkeitsmaß  $c$  der angrenzenden Stäbe gleich groß sei, dann betragen die Momente (Bild 3)

$$\text{zunächst am Riegelager } A \text{ oder } B \quad M_o = M_u = M_l = -\frac{M'}{3};$$

$$\text{am abgewandten Stabende } D \quad M_D = +\frac{1}{3} \cdot \frac{M'}{3} = +\frac{M'}{9}$$

und in den an  $D$  anschließenden Stäben nur noch

$$M_1 = M_2 = M_3 = -\frac{M'}{3 \cdot 9} = -\frac{M'}{27};$$

d. h. also nur noch etwa 3,5% des Spannungsmoments  $M'$ . Hieraus ersieht man, daß es praktisch vollkommen ausreicht, nur die Momente in den an die Knoten  $A$  und  $B$  unmittelbar angrenzenden Stäben zu berücksichtigen. Tut man dies, dann werden bei gleichzeitiger Belastung mehrerer aneinander grenzender Riegel die Spannungsmomente ein wenig zu groß und die Feldmomente ein wenig zu klein erhalten. Aber auch diese praktisch an sich belanglose Ungenauigkeit wird noch durch den folgenden Umstand ausgeglichen. Voraussetzung bei der bisher durchgeführten Untersuchung war ein auf die ganze Stablänge durchgehendes gleich großes Trägheitsmoment  $J$ . Die Stäbe besitzen indessen eine gewisse Breite. Innerhalb der Knotenlänge (besonders bei Anordnung von Vouten oder Schrägen) wird das  $J$  sehr groß gegenüber dem Feld  $= J$ . Dies bedeutet ein höheres Einspannungs- und ein kleineres Feldmoment, wodurch die Vernachlässigung des Einflusses der weiter entfernten Felder wieder gutgemacht wird.

Die Annahme der Momenten-Nullpunkte in den Viertelpunkten der an den belasteten Riegel angrenzenden Stäbe läßt sich noch in folgender Weise nachprüfen, im Bedarfsfalle berichtigen. Aus den Bedingungen des Momentengleichgewichts um den Knoten  $D$  (Bild 3) und der Gleichheit der Knotendrehwinkel erhält man

$$\begin{aligned} -M_D &= M_1 + M_2 + M_3 \\ -M_D &= (c_1 + c_2 + c_3) \frac{M_D \cdot 6}{\beta_l''} \\ \beta_l'' &= -(c_1 + c_2 + c_3) 6, \end{aligned}$$

womit sich unter Benutzung von Gl. (6) die Lage des Momenten-Nullpunktes im Stabe  $l''$  ergibt zu

$$(7) \quad t = \frac{l''}{3 + \frac{1}{c_1 + c_2 + c_3}},$$

wo

$$\begin{aligned} c_1 &= \frac{J_1}{J_l''} \cdot \frac{l''}{s_1} \cdot \frac{\beta_1}{6} \\ c_2 &= \frac{J_2}{J_l''} \cdot \frac{l''}{s_2} \cdot \frac{\beta_2}{6} \\ c_3 &= \frac{J_3}{J_l''} \cdot \frac{l''}{s_3} \cdot \frac{\beta_3}{6} \end{aligned}$$

Nimmt man beispielsweise sämtliche Stablängen und alle Trägheitsmomente gleich groß an und setzt einmal  $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 3$  (gelenkiger Stabanschluß), ein zweites Mal  $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 3,6$  (unvollkommene Einspannung), das dritte Mal  $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 4,0$  (volle Einspannung der Stabenden), dann erhält man für

$$\begin{aligned} \beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 3,0 & \quad t = \frac{h}{3,667} \\ & \quad = 3,6 \quad t = \frac{h}{3,555} \\ \beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 4,0 & \quad t = \frac{h}{3,500} \end{aligned}$$

also kaum voneinander abweichende Ergebnisse. Schließen an den Knoten  $D$  nur zwei Stäbe  $s$  oder gar nur ein Stab  $s$  an, dann sind für nicht vorhandene Stäbe deren Werte  $c$  in Gl. (7) gleich Null zu setzen.

Durch vorstehende Untersuchung ist das für den Grundbelastungsfall in Bild 1 dargestellte Momentenbild hinreichend klargestellt. Mit ihm gestaltet sich die Berechnung des Stockwerkrahmens sehr einfach. Zunächst bestimmt man die  $M$ -Linien aller Riegefelder, errechnet für die einzelnen Grundbelastungsfälle die Spannungsmomente mit Gl. (4) und die Momente für die anderen Stäbe mit Gl. (5). Diese Werte werden aufgetragen, wie dies in Bild 4a u. 4b geschehen ist, wo nur aus anschaulichen Gründen eine Aufteilung der Belastung in der Weise vorgenommen ist, daß abwechselnd ein Feld belastet und das andere unbelastet ist. Die beiden Momentenbilder 4a u. 4b sind alsdann in Bild 4c vereinigt, womit sich die endgültige Momentengestalt eines vollständigen Stockwerkriegels ergibt. Die gestrichelten Schlußlinien in Bild 4c verbinden die Spannungsmomente der Grundbelastungsfälle,

die ausgezogenen Schlußlinien dagegen die endgültigen Spannungsmomente unter Berücksichtigung des Einflusses der Nachbarfelder.

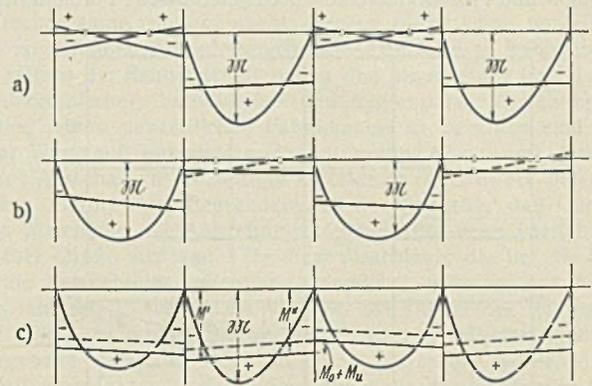


Bild 4a bis c.

In dieser Weise können die Riegel aller Geschosse einzeln und unabhängig voneinander behandelt werden. Denn nachgewiesenermaßen beeinflussen sich (der Höhe nach) benachbarte Stockwerkriegel nur in untergeordnetem Maße. Es gelten somit für den Riegel bei veränderlicher Belastung die Regeln des durchlaufenden Balkens ohne Rücksicht auf die Laststellung in darunter- oder darüberliegenden Geschossen mit folgender Ausnahme. Für das Spannungsmoment des Riegels in der Randsäule erhält man den Größtwert bei einer Laststellung nach Bild 5. Es wird an der linken Randsäule  $\max M' = \max M_o' + \max M_u'$  oder an der rechten Randsäule  $\max M'' = \max M_o'' + \max M_u''$ .

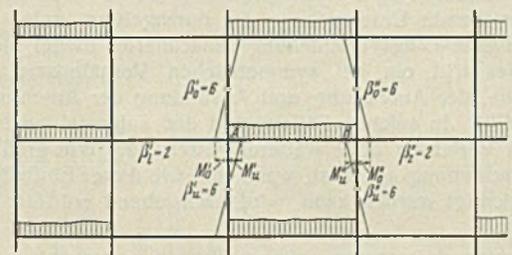


Bild 5.

Bei ständiger Belastung haben die Pfostenmomente  $M_o, M_u$  aus zwei aneinander grenzenden Feldbelastungen entgegengesetztes Vorzeichen und sind voneinander abzuziehen. Für veränderliche Belastung gilt Bild 5 als ungünstigste Belastungsweise, wo nebeneinander gelegene Riegefelder abwechselnd be- und entlastet, die übereinander gelegenen Felder dagegen sämtlich belastet sind. Dabei rückt in den Pfosten der Momenten-Nullpunkt nach der Stabmitte hin ( $\beta_o = \beta_u = 6$ ), während die unbelasteten Riegel ein annähernd gleich großes Moment haben ( $\beta_l = 2$ ). Mit diesen  $\beta$  sind die Spannungsmomente  $M', M''$  aus Gl. (4) zu bestimmen, alsdann die Pfostenmomente aus Gl. (5). Bei sonst gleichen Verhältnissen werden die Pfostenmomente  $\max M_o, \max M_u$  infolge veränderlicher Belastung um etwa  $\frac{1}{3}$  größer als beim Grundbelastungsfall. Die größten Pfostenmomente  $\max M_o, \max M_u$  sind von verschiedenen Vorzeichen, je nachdem die Riegelbelastung rechts oder links der betrachteten Säule angesetzt wird.

In den Randsäulen werden die Größtwerte von Moment  $M$  und Längskraft  $N$  bei der gleichen Laststellung (Bild 5) erhalten. In den Mittelsäulen dagegen werden  $\max M$  und  $\max N$  durch verschiedene Laststellungen bedingt. Gleichzeitig können die beiden Größtwerte nicht auftreten. Deshalb ist hier der Spannungsnachweis für beide Möglichkeiten anzustellen.

In Bild 6 sind noch einige Sonderfälle dargestellt, wie sie bei jedem Stockwerkrahmen vorkommen. Handelt es sich um den obersten Riegel, dann fallen die Glieder  $c_o', c_o''$  fort; sie sind in den allgemeinen Gl. (4), (5) gleich Null zu setzen. Beim untersten Stock sind die Pfosten in der Regel am Fuße fest eingespannt oder gelenkig befestigt; im ersten Falle gilt für diese Stäbe  $\beta_u = 4$ , im zweiten Falle  $\beta_u = 3$ . Sollten aus irgendwelchen Gründen einzelne Stäbe am abgewandten Ende gelenkig angeschlossen sein, dann ist bei ihnen  $\beta = 3$  zu setzen. In den Randfeldern ist links  $c_l' = 0$ , rechts  $c_l'' = 0$ , sofern Randpfosten vorhanden sind; hier ist also  $C' = c_o' + c_u'$ ;  $C'' = c_o'' + c_u''$ . Sind dagegen keine Randpfosten vorhanden (freies Auflager der Randriegel), dann wird  $C = c_o + c_u + c_l = 0$ , womit das Spannungsmoment am Rande verschwindet.

Das vorstehend beschriebene allgemeine Verfahren kann in jedem Falle durchgeführt werden. In vielen häufig vorkommenden Sonderfällen

(z. B. gleichmäßige Belastung bei gleichen oder annähernd gleichen Stützweiten, für Pilzdecken . . .) lassen sich für die größten Feld-, Einspannungs- und Pfostenmomente kurze geschlossene Formeln herleiten.

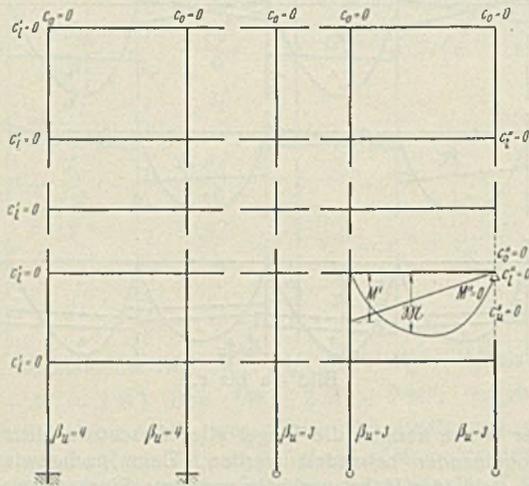


Bild 6.

Wünscht man mit Einflußlinien zu arbeiten, dann sind die Gl. (4) nach Einführung der entsprechenden Ausdrücke  $M'$ ,  $M''$  mit den zugehörigen  $\xi$ ,  $\zeta$  in Abhängigkeit von der Lastlage der Kraft  $P=1$  entsprechend umzuformen.

II.

Die vorstehende Untersuchung ist durchgeführt unter der Voraussetzung, daß eine Längsverschiebung benachbarter Riegel nicht in Frage komme. Dies tritt ein bei symmetrischen Verhältnissen sowohl der Belastung wie der Anordnung und Ausbildung der Anschlußstäbe (d. h. wenn  $C'=C''$ ). In solchen Fällen sind die aufgestellten Formeln und angegebenen Verfahren ohne weiteres zutreffend. Wie groß der Einfluß der Längsverschiebung sonst ist, wann und wie dieser Einfluß im Bedarfsfalle berücksichtigt werden kann, wird nachstehend erörtert.

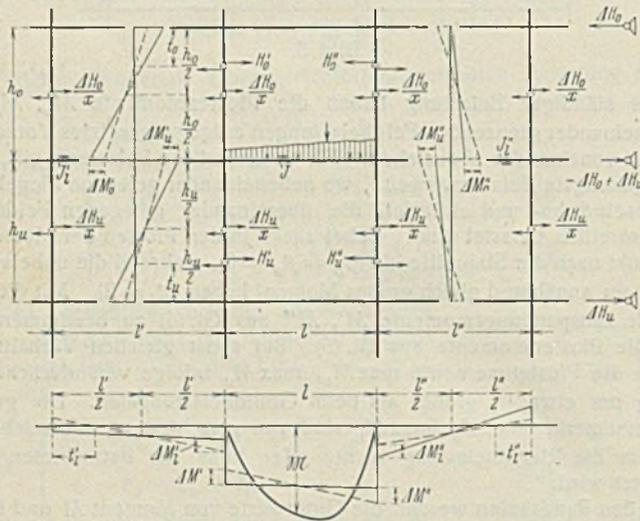


Bild 7.

Die Annahme einer nicht auftretenden Längsverschiebung der Riegel wird erfüllt durch Anordnung fester Gelenklager in Riegelhöhe zur Aufnahme waagerechter Kräfte (Bild 7). Derartige Bauwerke kommen übrigens nicht selten vor. Die von diesen Gelenken aufzunehmenden Kräfte sind durch die im Abschnitt I durchgeführte Untersuchung bekannt. Sie betragen im oberen Riegel  $JH_0 = H_0'' - H_0' = (M_0'' - M_0') : (l_0 - l_0')$ ; im unteren Riegel  $JH_u = H_u'' - H_u' = (M_u'' - M_u') : (l_u - l_u')$ ; im mittleren Riegel  $-JH_0 + JH_u$ . Denkt man sich nun die Lager fortgenommen, dann steht das Bauwerk frei, und die Lagerkräfte  $JH$  wirken als äußere Angriffskräfte auf den Stockwerkrahmen. Die Wirkung dieser Kräfte  $JH$  stellt also den Einfluß der Riegel-Längsverschiebung dar. Es kommt darauf an, die Wirkungsweise der in Riegelhöhe angreifenden waagerechten Kräfte  $JH$  klarzustellen.

Im Gegensatz zu der Knotendrehung als Hauptwirkung kann der Einfluß der Riegel-Längsverschiebung als Nebenwirkung angesprochen werden. Es ist daher zulässig und angebracht, die Nebenwirkung mit Näherungsverfahren zu erfassen. Danach können beim Angriff der waagerechten Kräfte  $JH$  die Momenten-Nullpunkte in den Pfosten in halber Höhe angenommen werden (oder bei Vorhandensein von Gelenken, wie z. B. an den Füßen, in diesen). Weiter kann man die äußere Querkraft  $JH$  des Rahmenträgers auf die einzelnen Pfosten ausreichend genau nach dem Verhältnis der Pfosten-Trägheitsmomente  $J_v$  verteilen. Es entfällt somit

auf einen Pfosten eine Querkraft  $\frac{JH}{x} = JH \frac{J_v}{\sum J_v}$ . Mit diesen beiden

Annahmen über Lage der Momenten-Nullpunkte und über die Verteilung von  $JH$  auf die einzelnen Pfosten sind die zusätzlichen Momente in den Stäben sofort gegeben.

Auf der stärker belasteten Seite (in Bild 7 auf der rechten Seite, wo  $H'' > H'$  angenommen) findet eine Abminderung, auf der schwächer belasteten Seite eine Erhöhung der ursprünglichen Pfostenmomente um  $JM_0'$ ,  $JM_u'$  statt. Sie beträgt

$$JM_0' = \frac{JH_0}{x} \cdot \frac{h_0}{2}; \quad JM_0'' = -\frac{JH_0}{x} \cdot \frac{h_0}{2}$$

$$JM_u' = \frac{JH_u}{x} \cdot \frac{h_u}{2}; \quad JM_u'' = -\frac{JH_u}{x} \cdot \frac{h_u}{2}$$

Die Momentenänderung beim Riegel bewegt sich in der gleichen Richtung wie bei den Pfosten. Das Moment ( $JM_0 + JM_u$ ) der beiden an einen Knoten anstoßenden Pfosten verteilt sich auf die zugehörigen beiden Riegelstäbe  $l$  und  $l'$  bzw.  $l$  und  $l''$  im Verhältnis von deren Steifigkeits-

ziffern  $c$ . Mit  $c_l' = \frac{J_l'}{J} \cdot \frac{l}{l'}$ ,  $c_l'' = \frac{J_l''}{J} \cdot \frac{l}{l''}$  entfällt auf den belasteten Stab  $l$

am linken Lager A der Anteil  $(JM_0' + JM_u') \frac{1}{1+c_l'} = JM'$ ,

am rechten Lager B der Anteil  $-(JM_0'' + JM_u'') \frac{1}{1+c_l''} = JM''$ ,

während die Anschlußstäbe  $l'$  und  $l''$  erhalten:

der linke Anschlußstab  $l'$  den Anteil

$$-(JM_0' + JM_u') \frac{c_l'}{1+c_l'} = JM_l'$$

der rechte Anschlußstab  $l''$  den Anteil

$$(JM_0'' + JM_u'') \frac{c_l''}{1+c_l''} = JM_l''$$

In vorliegendem Falle, wo  $H' < H''$  angenommen, wird durch die Kräfte  $JH$  das Spannungsmoment  $M'$  des belasteten Riegels am linken Knoten größer, das Spannungsmoment  $M''$  am rechten Knoten kleiner, während das Moment in Feldmitte sich kaum ändert. Das Moment  $M_l'$  am linken Anschlußstab  $l'$  wird kleiner, das Moment  $M_l''$  am rechten Anschlußstab  $l''$  wird größer. In Bild 7 sind die ursprünglichen Schlußlinien gestrichelt, die endgültigen Schlußlinien sind ausgezogen. Damit ist der Einfluß der Riegel-Längsverschiebung klargestellt.

Die Riegel-Längsverschiebung wird durch die Kräfte  $JH$  hervorgerufen. Die Kraft  $JH$  als Anteil des Schubes  $H$  bringt das Verhältnis der Einflüsse von Riegel-Längsverschiebung zur Knotendrehung zum Ausdruck. Wie aus Proberechnungen in Grenzfällen hervorgeht, dürfte erst in sehr ungünstig gelagerten Fällen der Unsymmetrie die Kraft  $JH$  den Betrag von 0,50  $H$  erreichen. Legt man diese Zahl zugrunde und nimmt man einen Dreifeld-Stockwerkrahmen mit vier Stützen gleicher Ausbildung (von gleichem  $J$ ) an, dann beträgt der Anteil je Stütze  $\frac{JH}{x} = \frac{0,50 H}{4} = \frac{H}{8}$ . Das Zusatzmoment  $JM_0$  oder  $JM_u$  in den

Pfosten erreicht somit unter Beachtung der verschiedenen Momenten-Nullpunktlagen für Grundbelastungsfall und für Zusatzkräfte  $JH$  etwa 8 bis 10% des Grundmoments. Noch geringer ist das Zusatzmoment beim Riegel. Weil das Pfostenmoment im allgemeinen nur einen Bruchteil des Riegel-Einspannungsmoments ausmacht, dürfte das Zusatzmoment beim Riegel den Betrag von 5% des Grundmoments kaum überschreiten. Diese Zahlen gelten für den Dreifeld-Stockwerkrahmen. Vom Dreifeld-Stockwerkrahmen ab ist es zulässig, den Einfluß der Riegel-Längsverschiebung ganz zu vernachlässigen. Beim Zweifeld-Stockwerkrahmen kann man diesen Einfluß in der oben angegebenen Weise berücksichtigen, während für den zwei-stieligen Stockwerkrahmen gute einfache Berechnungsverfahren unter scharfer Erfassung beider Einflüsse zur Verfügung stehen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Ein beachtenswerter Stahlskelett-Großbau.

Von Dipl.-Ing. Spatny, Mannheim/Rhein.

In den letzten Jahren ist auch im wirtschaftlich gesegneten Land Württemberg das Bedürfnis nach neuen Groß- und Größtbauten spärlicher geworden, obwohl hier die Entwicklung und die neuzeitliche Gestaltung der weitverzweigten und vielseitigen Industrie noch lange nicht zum Abschluß gekommen sind. Wer Stuttgart kennt, weiß auch, was in der Nachkriegszeit in dieser „Metropole Südwestdeutschlands“ gerade in dieser Beziehung geschaffen wurde und welche Monumentalbauten in dieser Stadt entstanden sind, ganz abgesehen von den gewaltigen Industrie- und Neubauten in den übrigen württembergischen Handelsgebieten. Um so mehr ist es zu begrüßen, daß aus den Kreisen der bedeutenden württembergischen Rohleder-Industrie heraus die Regierung der nationalen Erhebung in ihrem groß angelegten Arbeitsbeschaffungsprogramm durch den Neubau einer gewaltigen Fabrikanlage im Jahre 1933/34 nach Kräften unterstützt wurde.

### Allgemeines und Forderungen der Bauherrschaft.

Die Werksanlage, deren Aufbau und Konstruktionseinzelheiten im nachstehenden mitgeteilt werden, umfaßt bis heute eine geräumige dreischiffige Halle und einen damit zusammenhängenden fünfgeschossigen Fabrikhochbau (Bild 1). Die Angliederung eines weiteren zweistöckigen Fabrikbaues an die Halle ist für spätere Zeiten vorgesehen.

und Trockenräume untergebracht werden sollen, hat im allgemeinen keinen so strengen Anforderungen wie die Halle zu genügen. Jedoch wurde seitens der Bauherrschaft neben den allgemeinen Grundsätzen, die in architektonischer, betrieblicher und hygienischer Beziehung bei der Errichtung eines neuzeitlichen Fabrikbaues zu beachten sind, ganz besonderer Wert auf unbedingte Erschütterungsfreiheit und damit auf zuverlässige Ausschaltung vorzeitiger Rißbildung im Bauwerk gelegt. Diese Forderung erfährt ihre Begründung in der Tatsache, daß im 1. Stock schwere Maschinen zur Aufstellung kommen, die beim Betrieb Stöße beträchtlicher Größe auslösen. Da diese Maschinen, die bei der Bedienung eine gute Beleuchtung erheischen, möglichst nahe an den Außenlängswänden aufgestellt werden sollen, ist die stützenlose Raumgestaltung, die bei nicht zu großen Bauwerksabmessungen selbstverständlich heute das gegebene darstellt, nicht unbedingt gefordert worden, zumal im Gegenteil zum Transport der Waren ein längs durchlaufender Mittelgang der Bauherrschaft keineswegs unerwünscht war. Besondere Sorgfalt mußte auf restlose Vermeidung der Staubbildung verwendet werden, auch sollte die Hellhörigkeit des Bauwerks in mäßigen normalen Grenzen bleiben.

Bei den geplanten Abmessungen des Hochbaues waren mindestens zwei voneinander völlig unabhängige Treppenhäuser, ferner zwei Lastaufzüge und sanitäre Anlagen, sowie Garderobenräume in genügender

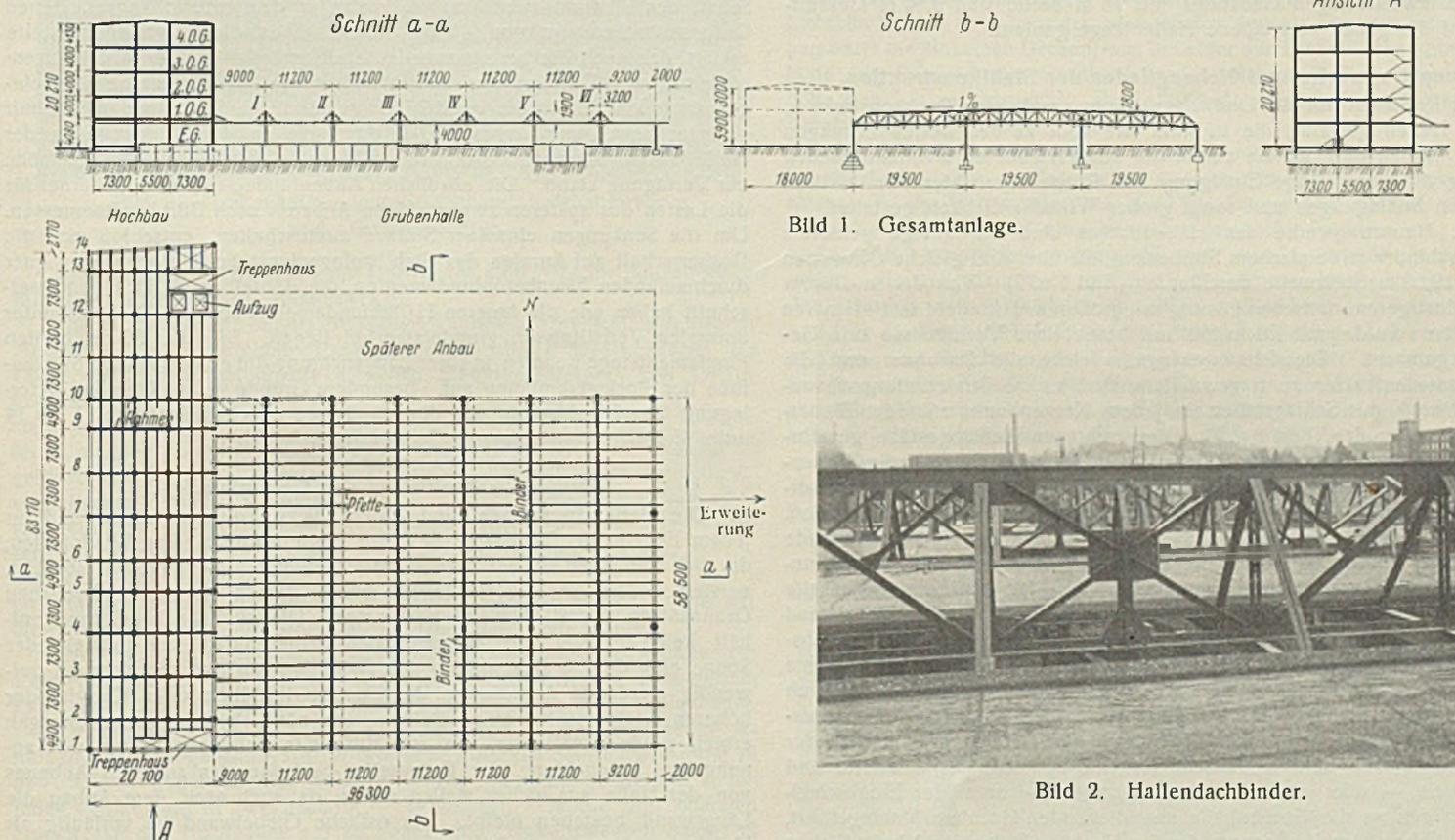


Bild 1. Gesamtanlage.

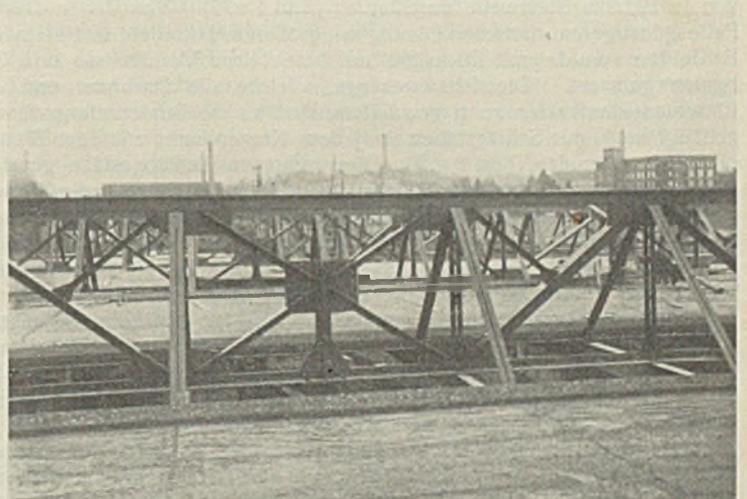


Bild 2. Hallendachbinder.

Für diese beiden vorläufig ausgeführten Bauteile war eine Reihe von Forderungen und Wünschen der Bauherrschaft bei der Entwurfsbearbeitung richtunggebend.

Die Halle, die vor allem zur Unterbringung und Überdachung der Ledergerbgruben dient, muß in erster Linie in wärmetechnischer Beziehung einwandfrei die Erhaltung einer im Sommer wie im Winter gleichmäßigen Temperatur gewährleisten. Schwitzwasserbildung muß unter allen Umständen vermieden werden. Bezüglich der Tageslichtbeleuchtung wurde verlangt, daß der ganze Raum von einer gleichmäßigen, matten Helligkeit erfüllt ist, daß also direkte Sonnenbestrahlung nicht auftritt. Die Lüftung muß ausreichend sein, ohne die Temperaturverhältnisse wesentlich zu beeinflussen. Staubbildung muß weitestgehend verhindert werden. Weiterhin waren zur flotten Abwicklung des Gerbprozesses und zum raschen Transport der Gerbprodukte Laufbahnen für elektrisch betriebene, leichte Einschienenkatzen mit Hängkörben vorzusehen. Im Zusammenhang damit waren akustische Wünsche der Bauherrschaft bezüglich geringer Geräuschbildung zu berücksichtigen. Ferner sollte die Halle natürlich auch in architektonischer Hinsicht befriedigen und vor allem übersichtlich sein. Viele Zwischenstützen waren daher tunlichst zu vermeiden.

Der Hochbau, der im Erdgeschoß mit der Grubenhalle in unmittelbarer Verbindung stehen sollte und wie jene Ledergerbgruben aufzunehmen hat, in dem ferner in den oberen vier Stockwerken Fabrikations-, Lager-

Zahl vorzusehen. Da die Beschaffenheit des Baugrundes manches zu wünschen übrig ließ und obendrein der Grundwasserstand reichlich hoch angetroffen wurde, war der Gründung besondere Beachtung zu schenken.

### Planung und wirtschaftliche Erwägungen.

Auf Grund dieser umfangreichen, dem entwerfenden Ingenieur-Architekten gestellten Bedingungen war es von vornherein klar, daß für die Grubenhalle nur Stahl der einzig mögliche Baustoff ist, da die von der Bauherrschaft verlangte Anordnung von Katzlaufbahnträgern einen Betonbau sowieso ausschloß und da eben nur bei Verwendung von Stahl die weiter unten näher beschriebene, sowohl in architektonischer Hinsicht als auch im Hinblick auf die verschiedenartigen Wünsche der Bauherrschaft durchaus befriedigende Lösung möglich ist.

Anders beim Hochbau! Da die Bauherrschaft die Anordnung von höchstens zwei Mittelstützen nicht als störend empfand, war selbstverständlich der Eisenbeton-Skelettbau ein äußerst scharfer Wettbewerber, und eingehende Kostenvergleichsberechnungen ergaben ein Plus zugunsten des Eisenbetons. Wenn seitens der Bauherrschaft dennoch dem Stahlskelett der Vorzug gegeben wurde, so lag das vor allem in der weit größeren Unempfindlichkeit dieses homogenen Baustoffs den erwähnten dynamischen Einflüssen gegenüber. Da zudem die Arbeiten an dieser Bauanlage erst im Herbst begonnen werden konnten und

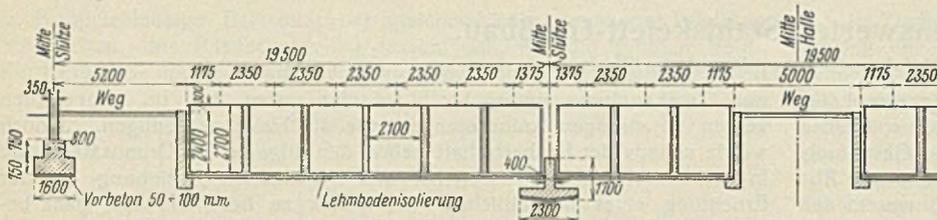


Bild 3. Hallenquerschnitt mit Gerbruben.

während des Winters keine Unterbrechung erfahren durften, spielte die Unabhängigkeit der Stahlbauweise von Witterungsverhältnissen auch eine nicht unbedeutende Rolle. Auch der größere Nutzraumgewinn bei den weiter unten angeführten beträchtlichen Lasten veranlaßte die Bauherrschaft mit, sich für Stahl zu entscheiden.

**Allgemeine Grundrißanordnung.**

Alle diese erschöpfend durchdachten Vorarbeiten führten schließlich zu der Gesamtgrundrißgestaltung des Bildes 1, aus welcher alle wesentlichen Hauptabmessungen ersichtlich sind.

Im Norden schließt der Hochbau unter einem spitzen Winkel von rd. 86 Grad an einen viergeschossigen Altbau an, wobei die einzelnen Stockwerke über geringfügige Rampen durchgehend miteinander verbunden sind. Nördlich der Grubenhalle ist für spätere Zeiten der Anbau eines weiteren zweistöckigen Gebäudes mit 18 m Breite und 9,50 m Gesamthöhe auf die ganze vorhandene Hallenlänge geplant.

**Haupttragwerke und Nebenglieder der Stahlkonstruktion.**

Mit Rücksicht auf die Laufkatzenbahnen wurde eine Dachkonstruktion für die Hallen gewählt, die in ihrer Art wohl zu den besten Lösungen gezählt werden darf, da sie neben der ausgezeichneten architektonischen Wirkung die unauffällige Einfügung von Raupenoberlichtern bei statisch günstigen Bedingungen und somit großer Wirtschaftlichkeit gestattet.

Die Haupttragwerke des Hallendaches sind einwandige genietete Fachwerkbinder mit einfachem Strebenzug, die über drei gleiche Öffnungen von je 19,50 m Stützweite durchlaufen (Bild 1 u. 2). Von der in diesem Falle günstigeren statischen Lösung mit größerem Mittelfeld und kleineren Endfeldern wurde mit Rücksicht auf betriebliche Verhältnisse kein Gebrauch gemacht. Die Pfettenstränge, welche die Dachhaut und die Einschieneaufkatzen zu tragen haben, sind an die Binderuntergurte angehängt und mit Schrägstäben in jedem Knotenpunkt mit dem Binderobergurt verbunden (Bild 1 u. 2). Diese schrägen Aufhängestäbe gewährleisten eine gute Absteifung des Knickgurtes und verringern die Pfettenstützweite nicht unerheblich, wodurch die großen, aber äußerst wirtschaftlichen Binderabstände von 11,20 m überhaupt erst ermöglicht wurden. Weiterhin können bei dieser Anordnung die Pfetten als durchlaufende Träger von Binder zu Binder betrachtet werden, was allzu große unwirtschaftliche Pfettenprofile ausschließt. An der östlichen Giebelseite der Halle tragen die Pfetten um 2 m über die Holzfachwerk-Giebelwand vor, um die spätere Verlängerungskonstruktion leicht und ohne Betriebsstörungen anfügen und die Pfetten wegen des entlastenden Kragmoments auch in diesem Feld als vollkontinuierliche Träger ansehen und dadurch mit dem gleichen unverstärkten Profil wie in den normalen Feldern ausführen zu können, was mit Rücksicht auf einen einwandfreien Lauf der Einschieneaufkatzen sehr erwünscht ist (Bild 1). Auf der Westseite sind die Pfetten — hier als reine Laufkatzenträger — unter der Erdgeschoßdecke in den an die Grubenhalle anschließenden Hochbau hineingeführt, wo sie neben der Bedienung der im Hochbau-Erdgeschoß befindlichen Gruben auch den Transport des Gerbgutes von und zu den Altbauten der umfangreichen Fabrikanlage gestatten (Bild 1).

Über den einzelnen Bindern bauen sich die Raupenoberlichter, durch die Aufhängeschrägstäbe in ihrer Form bestimmt, auf. Im westlichen 9 m weiten Endfeld der Halle ist zur besseren Beleuchtung des Hochbau-Erdgeschosses ein Pultoberlicht vorgesehen.

Die beiden Außenstützenreihen in den Längswänden der Halle haben die Standsicherheit der gesamten Konstruktion zu gewährleisten. Die Innenstützen der Binder sind nur als Pendelstützen zu betrachten, da wegen der weiter unten beschriebenen Besonderheit der Gründung die Ausführung eines normalen Einspannfußes nicht erreicht werden konnte.

Die bereits erwähnten Stoß- und Vibrationserscheinungen schlossen für den Hochbau die Anwendung einer gewöhnlichen Träger- und Stützenkonstruktion von vornherein aus. Vielmehr entschied sich der Stahlkonstrukteur, nicht zuletzt aus wirtschaftlichen Gründen, zu genieteten Stockwerksteifrahmen mit eingespannten Stützenfüßen für die Haupttragwerke des Hochbaustahlskeletts, die wegen der verhältnismäßig hohen Nutzlasten dreifeldrig und normalerweise mit doppelwandigen Stützen und einwandigen, durch die Stützen hindurchgesteckten Riegeln — nur die beiden Giebelwandrahmen 1 und 14 sind elektrisch geschweißte, einwandige Tragwerke — ausgebildet sind (Bild 1). Der nördliche Giebelwandrahmen 14 mußte im Erdgeschoß mit Rücksicht auf den Anschluß an den Altbau und eine darin enthaltene Türöffnung eine etwas andere

Stützenaufstellung mit fünf Stützen erhalten. Zwischen den Stockwerkrahmen spannen sich in üblicher Weise die Stahldeckenträger mit Stützweiten von 4,90 bzw. 7,30 m, die durch Kontinuitätslaschen an ihren Auflagern teilweise eingespannt miteinander verbunden sind. Die Anordnung von Wandträgern und den nötigen Auswechslungen für die beiden Treppenhäuser und die Aufzugschächte ist selbstverständlich und bietet nichts Neues.

**Gründung der Halle und des Hochbaues.**

Die Gründung der Stahlkonstruktion mußte im Hinblick auf die schlechten Baugrundverhältnisse und die wenigstens beim Hochbau anfallenden großen Lasten mit ganz besonderer Sorgfalt durchgeführt werden. Der Baugrund, der hauptsächlich aus sandigem Lehm besteht und stellenweise mit Kiesschichten durchsetzt ist, bietet Stützensenkungen wegen eines hohen Grundwassergehalts keinen allzu großen Widerstand. Da andererseits die Bauherrschaft von ihrer, durch fabrikationstechnische Erwägungen bedingten Grubeneinteilung nicht abweichen konnte, mußten die Mittelfundamente der Grubenhalle als pilzförmige Eisenbeton-Einzel fundamente ausgebildet werden, deren stark bewehrte Grundplatte dicht unter der Grubensohle breit ausläßt und bei normalem Grundwasserstand über dessen Spiegel liegt (Bild 3). Die Unterfläche der Grundplatte ist nach innen satteldachförmig geneigt, um bei auftreibendem Grundwasser ein seitliches Abweichen desselben zu erreichen. Der ebenfalls bewehrte Schaft des Pilzfundaments ragt teilweise in den äußerst zugestandenen Grubenzwischenraum von 40 cm hinein. Aus dieser geringen Breite erklärt sich auch die bereits angedeutete Unmöglichkeit der Mittelstützen-einspannung. Die äußeren Hallenfundamente zur Aufnahme der eingespannten Außenstützen wurden als gewöhnliche Stufenfundamente mit geringer Bewehrung hergestellt, da durch die an den Längswänden der Halle entlangführenden 5 m breiten Wege reichliche Konstruktionshöhe zur Verfügung stand. Die nördlichen Außenfundamente wurden ferner für die Lasten des späteren zweistöckigen Anbaues nach Bild 1 mit bemessen. Um die Senkungen einzelner Stützen auszuschalten, entschloß sich die Bauherrschaft auf Anraten des Stahlbauingenieurs beim Hochbau zu quer durchlaufenden Eisenbetonfundamenten, die denselben pilzförmigen Querschnitt haben wie die inneren Hallenfundamente und die ebenfalls unter normalen Verhältnissen grundwasserfrei liegen. Die hier 60 cm breiten Fundamentstege nehmen in ihrer Längsrichtung die eingespannten Stützenfüße der Stockwerkrahmen auf. Besondere Gründe veranlaßten die Tieferlegung der Fundamente für die nördlichen Stockwerkrahmen 11 bis 14 unter Zuhilfenahme hölzerner Spundwände.

**Bauliche Einzelheiten der Gesamtanlage.**

Die Hallenlängswände sind 35 cm dicke Kiesbetonwände und in jedem Feld in der Mitte zwischen den Bindern durch einen Windpfosten, der sich auf einen an der Traufe entlanglaufenden I-Windriegel abstützt, verstellt. Von Sockelvorsprüngen wurde gemäß modernen baulichen Grundsätzen überall Abstand genommen. Die südliche Längswand enthält keine Fenster, um während der Wintermonate bei tiefstehender Sonne eine direkte Bestrahlung des Halleninneren und die dadurch notwendig werdende Ausführung der Fenster in Milch- oder Klarglas der höheren Kosten wegen zu vermeiden. Die nördliche Längswand dagegen erhielt große Holzfenster, die mit Hilfe der Hallenoberlichter eine annehmbare Beleuchtung der Erdgeschoß-Südseite des späteren Anbaues von der Halle aus sicher stellen sollen, da auch nach dem Anbau die Längswand bestehen bleibt. Die östliche Giebelwand ist vorläufig als Holzfachwerkwand mit Schwemmsteinausfachung erstellt worden, um sie bei einer späteren Hallenverlängerung leicht abbrechen und wieder verwenden zu können. Die Gliederung dieser Fachwerkwand bietet nichts Neues.

Die eigentlichen, zwischen den Raupenoberlichtern liegenden Dachhautstreifen sind wärmetechnisch sehr gut durchgebildet. Auf den Pfettenoberflanschen liegen 50 cm breite und 85 mm dicke, bewehrte Bimsbetonstegplatten mit längs durchlaufenden Hohlräumen auf, die zur Erhöhung der Wärmeisolierung und Vermeidung von Schwitzwasserbildung

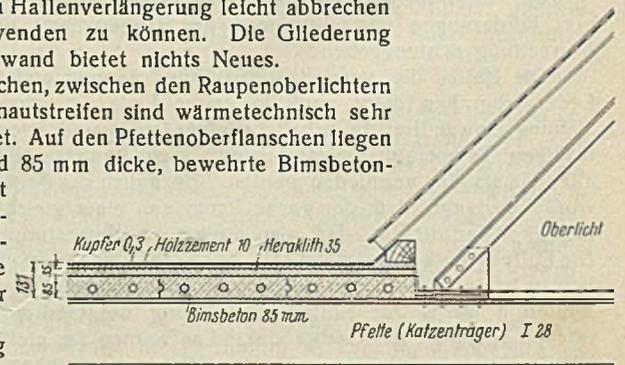


Bild 4. Hallendach mit Oberlicht.

einen 3,5 cm dicken Heraklithbelag tragen. Ein 10 mm dicker Holzzementglattstrich mit aufgeklebtem, 0,3 mm starkem Kupferblech bildet den Abschluß der soliden Dacheindeckung (Bild 4). Über den Hallenbindern sind die kittlosen Raupenoberlichter, System „Wema“, die nach allen vier Seiten abgewalmt sind, aufgebaut, wobei ihr Anschluß an die Dachdecke durch eine keilförmige Bimsbetonzarge zweckentsprechend aus-

gebildet wurde, wie Bild 4 ferner zeigt. Um ein Entweichen der Warmluft durch die Oberlichter zu vermeiden und um auch die wärmetechnisch weniger befriedigenden Glasflächen der Oberlichter für die Wärmehaltung günstig zu beeinflussen, wurde in Binderuntergurtenebene auf die ganze Breite der Oberlichter eine zweite Glasabdeckung als Mattglasstaubecke eingebaut. Der dadurch im Oberlicht selbst entstehende abgeschlossene Raum mit ruhender Luftschicht ist für die Isolation natürlich sehr wertvoll. Nebenbei sei erwähnt, daß die Binderkonstruktion als solche den Lichteinfall nicht im mindesten beeinträchtigt, daß durch die Oberlichter bei einer Gesamtbreite von 3,60 m vielmehr eine ruhige, gleichmäßige Helligkeit in der Halle erzielt wird (Bild 5). Das am Hochbau anschließende und der Beleuchtung des östlichen Hochbau-Erdgeschosses dienende Pultoberlicht ist ebenfalls mit einer Glasstaubecke versehen. Die eigentliche Dachfläche ist im normalen Binderfeld 7,60 m breit.

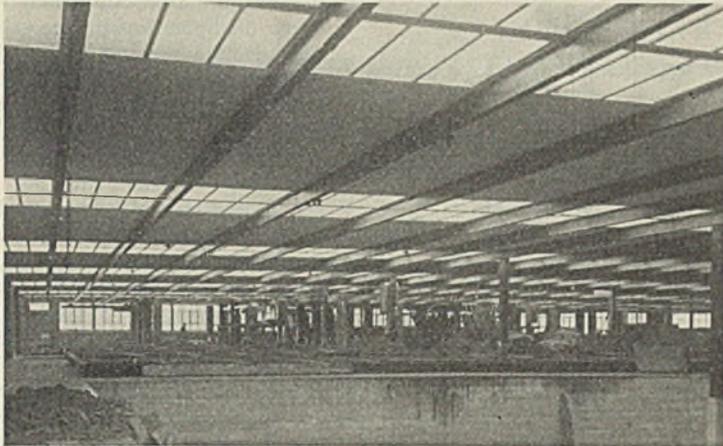


Bild 5. Grubenhalle. Innenansicht mit Katzbahnträgern und Glasstaubecken.

Sämtliche Zwischendecken des Hochbaues sind, wie im neuzeitlichen Industriehochbau üblich, Massivdecken.

Da im 1. Stock die bereits erwähnten, stoßweise arbeitenden, schweren Maschinen zur Aufstellung kommen, wurde die Erdgeschoßdecke als 12 cm starke Eisenbetondecke zwischen Stahldeckenträgern von 1,83 m gegenseitigem Abstand bei kassetierter Untersicht ausgeführt (Bild 6). Die Unterflächen erhielten lediglich einen satten Zementmilchanstrich. Der Fußbodenbelag besteht aus einer 2 cm dicken Holzzementschicht, die auf einen ebenso dicken Magerbetonglattstrich aufgetragen wurde.

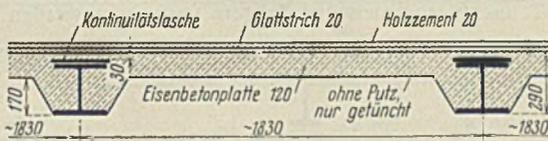


Bild 6. Hochbau. Erdgeschoßdecke.

Die von der Grubenhalle hereinlaufenden Katzträger wurden zur Vermeidung einer zusätzlichen Biegebeanspruchung der Erdgeschoß-Rahmenriegel nur an den Deckenträgersträngen der Stützenreihen aufgehängt. Die Decken über dem 1., 2. und 3. Obergeschoß wurden als Eisenbeton-Rippendecken (sogenannte Hohlstegdecken) zwischen Stahlträgern mit 3,74 bzw. 2,75 m gegenseitigem Abstand — die Deckenträgerstränge teilen jedes Rahmenfeld in zwei Hälften — ausgeführt. Da die drei obersten Stockwerke des Hochbaues nur zu Lager- und Trockenzwecken bestimmt sind, konnten hier größere Deckenträgerabstände gewählt werden. An die Zugbewehrung der einzelnen Betonrippen wurden hölzerne Planlatten gehängt, die an einer 24 mm starken Lattung den Rohrputz tragen. Diese Massivdeckenkonstruktion hat bei größter Tragfähigkeit, hervorragender Steifheit und ausgezeichnete Wärme- und Schallsolation den besonderen Vorzug der nicht durch teure und schwere Deckenhohlkörper erreichten völlig glatten Deckenunterseite. Durch die Ungebundenheit in

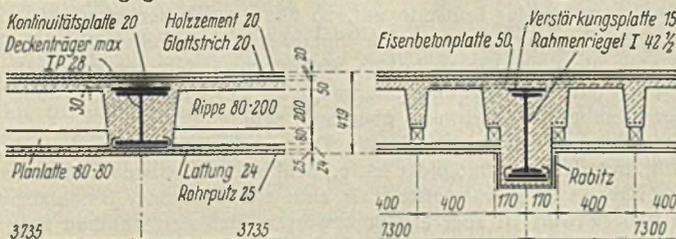


Bild 7. Hochbau. Decke über dem 1. und 2. Obergeschoß.

der Planlattenhöhe paßt sich diese Deckenkonstruktion ohne Materialvergeudung auch jeder Deckenträgerausbildung in der Höhe an. Der Fußbodenbelag besteht auch hier wieder aus 2 cm Holzzement auf 2 cm Magerbetonglattstrich (Bild 7).

Die aus 6 mm starkem Well eternit (Asbestzementschiefer) auf Holzpfetten bestehende Dachhaut des Hochbaues wird von gewöhnlichen Holzbindern getragen, die mit 2,43 m Abstand auf Stahldeckenträgern von derselben Teilung, wie vorstehend angegeben, aufgesetzt sind. Der räumliche Abschluß des Dachgeschosses wurde durch eine isolierende Staubdeckenkonstruktion erzielt, die aus 3,5 cm Heraklith auf Holzlatten mit untergenagelter, 24 mm starker gespundeter Schalung besteht und an die Deckenträger angehängt ist. Diese äußerst leichte Dachausbildung gewährleistet einen vorzüglichen Schutz gegen alle Witterungseinflüsse (Bild 8).

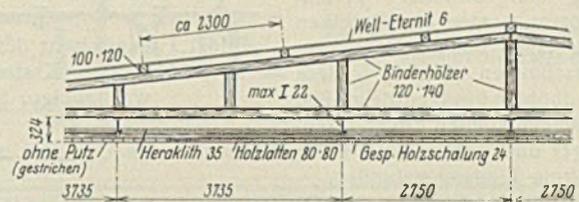


Bild 8. Hochbau. Dachausbildung.

Da an der Baustelle geeigneter Kies in genügender Menge zur Verfügung stand, wurden auch sämtliche Wände des Hochbaues in Beton hergestellt. Die Fensterbrüstungen der beiden Langfronten sind 25 cm stark und von Oberkante Rohfußboden ab 1 m hoch und werden stockwerkweise durch Wandträger aus Stahl abgefangen. Die durchgehenden Lichtbänder der zwei Längsfassaden reichen jeweils von der Brüstung bis hart unter die einzelnen Decken, was bei einer durchschnittlichen Stockwerkhöhe von 4 m und einer mittleren Deckenstärke von 40 cm einer Fensterhöhe von 2,60 m entspricht. Die Lichtbänder sind in Holz mit doppelter Verglasung ausgeführt.

Die vordere Giebelwand im Stockwerkrahmen 1 wurde 40 cm stark betoniert und weist im Erdgeschoß zwei seitliche, in den übrigen Stockwerken je ein Mittelfenster auf (Bild 9). Dieser Giebelwand, die auch leicht bewehrt ist, fällt eine besondere statische Funktion zu, von der weiter unten gesprochen werden soll und aus der sich die große Stärke erklärt, die außerdem auch durch die Stahlkonstruktion des Rahmens 1, der natürlich in der Wand verschwinden mußte, bedingt war.

Um die Einheitlichkeit der augenfälligen Brüstungsbänder zu wahren und um dem Beschauer die Neigung des Daches, die bei der strengen waagerechten und senkrechten Linienführung des Hochbaues stören mußte, zu verbergen, wurde auf das Dach eine ringsum laufende, etwa 1,40 m hohe Brüstung ebenfalls aus Kiesbeton aufgesetzt.

Wie an der Halle sind auch beim Hochbau die äußeren Fassaden völlig glatt. Das Bild 9 läßt deutlich die eindrucksvolle, harmonische Schlichtheit neuzeitlicher Zweck-Architektur in ihrer ganzen Schönheit erkennen.

Mit Ausnahme der Treppenhäuser und Aufzugsschächte, sowie der sanitären Anlagen, die teils gemauerte Leichtsteinwände, teils Beton-

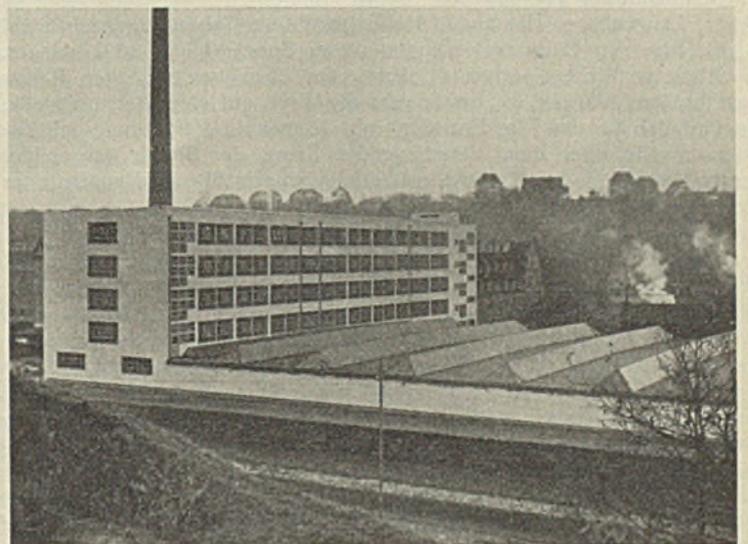


Bild 9. Ansicht der Gesamtanlage.

wandungen besitzen, sind Zwischenwände nicht vorhanden. Die zweiarmligen Treppenläufe sind in den einzelnen Stockwerkdecken durch Stahlträger unterstützt, wogegen die Treppenläufe, Geländer und Podeste nur in Beton hergestellt wurden. Zwischen den Rahmen 12 und 13 sind zwei elektrische Lastaufzüge mit je 2500 kg Tragkraft vorgesehen. Selbstverständlich besitzt auch jedes Stockwerk seine eigenen Abortanlagen, Wasch- und Garderobenräume. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

### Talsperren ganz aus Stahl.

Von Ing. W. Jerichow (VDI).

Die Ilseder Hütte, Abt. Peiner Walzwerk, hat in Anlehnung an ihre Breitflanschträger eine Spundwandform herausgebracht, deren Spundwandbohlen aus dünnwandigen Breitflanschträgern mit an den Flanschenden angewalzten Dreiecksleisten bestehen. Durch die beiderseitig klauenartig ausgebildeten Verbindungsschlösser werden die einzelnen Bohlen zu einer dichten Wand zusammengeschlossen (Bild 1). Diese Spundwandbohlen besitzen die großen Festigkeitseigenschaften der Breitflanschträger und haben bereits im Brückenbau als Unterbau am Land und im Strom Eingang gefunden.

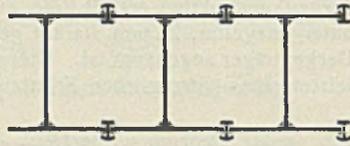


Bild 1. Querschnitt der Sperrwand aus Peiner Kastenspundwandbohlen.

Es lag nun nahe, diese vorteilhaften Träger auch auf anderen Baugebieten anzuwenden. Talsperren in Stahl sind in Deutschland so gut wie unbekannt. In Amerika sind bereits solche Sperren kleineren Umfangs ausgeführt; der deutsche Stahlbau-Ingenieur hat sich aber bislang wenig mit dieser Frage beschäftigt.

Bei uns sind Talsperren bisher als Erddämme, besonders aber als Schwergewichtsmauern oder Pfeilerstaumauern ganz in Beton ausgeführt worden. Die Schwergewichtsmauern widerstehen dem seitlichen Wasserdruck durch ihre große Schwere, wurden aber in ihren Ausmaßen zu wuchtig und erforderten hohe Baukosten. Daher wurden neuere Talsperren teilweise in Rippenbauweise auf breiter Grundlage ausgeführt, die den Schwergewichtsmauern durch geringeren Stoffverbrauch, kürzere Bauzeit und geringere Kosten überlegen sind. Da der Stahl diese Vorzüge in gestelgertem Maße besitzt, ist es ingenieurmäßig nur natürlich, ihn dem Gebiete des Talsperrenbaues nutzbar zu machen. Wo auch immer der Stahl zur Anwendung kommt, ist er der raumsparende Träger gewaltiger Lasten; wo schwierige Bauaufgaben mit anderen Baustoffen nicht durchführbar sind, sind mit Stahl als Baustoff wegen seiner Tragkraft, Formbarkeit und Anpassungsfähigkeit an örtliche Verhältnisse stets gute und wirtschaftliche Lösungen möglich.

Zudem wird heute ein nahezu rostbeständiger Stahl hergestellt, der bei Bauten unter Wasser die früher gefürchtete Zerstörung auf ein Mindestmaß beschränkt.

Die Vorarbeiten für die Wasserwirtschaft des Thüringer Waldes sind vom Zivilingenieur Dr.-Ing. Hermann Reineke in Wutha in Angriff genommen, auf dessen Anregung u. a. die Ausbildung einer Sperrmauer in Stahl unter Verwendung der Peiner Kastenspundwand erwogen wurde. Demzufolge hat die Ilseder Hütte, Peine, im Verein mit der Stahlbaufirma Hermann Rüter, Langenhagen-Hannover, den Entwurf einer Talsperre ganz in Stahl aufgestellt. Die Hauptabmessungen dieser Sperre gibt Bild 2 wieder.

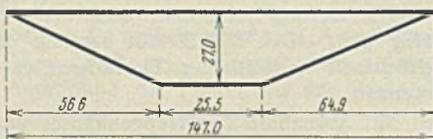


Bild 2. Talquerschnitt.

Als eigentliche Sperrwand dienen die oben beschriebenen Peiner Spundbohlen. An der Sperrsohle ruht die Wand auf einer Betonschwelle. Der Grundablaß und das Entnahmerohr können in Verbindung mit der Betonschwelle oder dem tieferliegenden Sporn der Sperre ausgebildet werden, während der Hochwasserüberfall zweckmäßig als Hangentlaster anzulegen ist.

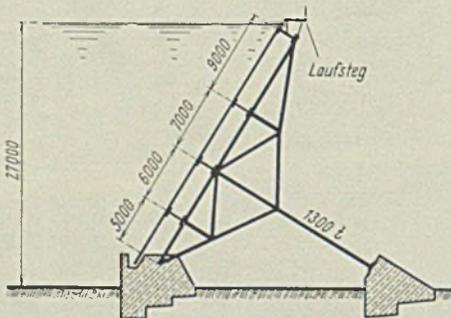


Bild 3. Querschnitt der stählernen Talsperre in Talmitte.

Bis zur Höhe der Betonschwelle reicht der Wasserspiegel, wenn noch der sogenannte eiserne Bestand an Wasser in der Sperre vorhanden ist. Dann besteht auch die Möglichkeit, auf der Wasserseite an der gesamten Stahlkonstruktion etwaige Unterhaltungsarbeiten auszuführen, wie sie bei sonstigen Sperrwänden ebenfalls nötig und üblich sind.

Die Wand ist bis oben hin ihrer Tragkraft entsprechend in sich vergrößernden Abständen durch Querträger unterstützt, die wieder auf Haupt-

trägern gelagert sind (Bild 3). Für die Hauptträger war der Entwurf in genietetem und geschweißtem Bauweise ausgearbeitet.

Während Erddämme, Schwergewichtsmauern oder Betonsperren als Rippenbauten gänzlich an Ort und Stelle aufgeführt und die Arbeiten bei Frost unterbrochen werden müssen, vollziehen sich die Vorgänge beim Stahl im Hüttenwerk, im Walzwerk und in der Stahlbauanstalt. Nur der Zusammenbau wird in kurzer Zeit auf der Baustelle vorgenommen. Der Zusammenbau bei diesem Entwurf war so geplant, daß erst das gesamte Tragwerk mit einem oben laufenden Drehkran vorgetrieben wird (Bild 4);

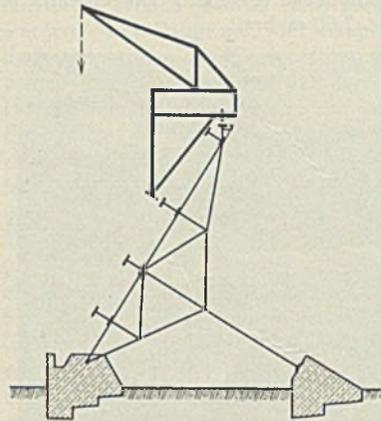


Bild 4. Zusammenbau der Stahlkonstruktion mit oben laufendem Drehkran.

anschließend verlegt der Kran dann rückläufig die eigentliche Sperrwand. Das Ausgießen der durch die Spundwandträger gebildeten Hohlräume mit Beton oder einem anderen Füllmittel, das aber nicht zur Standfestigkeit der Wand nötig ist, und das Überziehen der Wasserseite mit einem Anstrich schließen die Bauarbeiten ab.

Sperrmauern durchqueren das Tal gewölbeartig; denn der Natur des Steins entsprechend können der Mauer nur Druckkräfte zugewiesen werden. Durch die Bogenform wird angestrebt, dem Bauwerk eine erhöhte Sicherheit zu geben und Rissebildungen vorzubeugen, die durch Längsbewegungen bei Wärmeunterschieden auftreten würden. Die Stahlsperrowand

dagegen kreuzt das Tal geradlinig und wird infolgedessen kürzer. Ihre Längenänderung durch Wärmeunterschiede ist allerdings größer als die einer Mauer. Diese Bewegungen können jedoch an den Talufern oder an beliebigen Zwischenpunkten durch besondere abdichtende Bewegungsfugen aufgenommen werden. Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die Längsbewegungen noch dadurch unwirksam gemacht werden können, daß an Stelle der geschlossenen Wand aus Spundbohlen Buckel- oder Tonnenbleche zwischen Trägern verwendet werden (Bild 5).

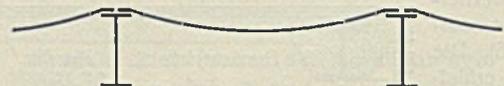


Bild 5. Querschnitt der Sperrwand aus Buckel- und Tonnenblechen in hängender Form.

Als nicht zu verkennender Vorzug des Stahlbaues ist noch hervorzuheben, daß bei Zerstörung durch Sprengung, die auch bei Mauern eintreten könnte, eine Wiederherstellung von der Jahreszeit unabhängig in kurzer Frist ausgeführt werden kann. Die Amerikaner benutzten für ihre Sperrwände Bleche, die in Gewölbeform auf Druck beansprucht werden (Bild 6). Diese würden gegenüber den von uns bevorzugten, auf Zug



Bild 6. Querschnitt einer Sperrwand aus Tonnenblechen in Gewölbeform, wie sie in Amerika ausgeführt ist.

beanspruchten Muldenblechen bei örtlichem Überdruck, mit dem der Wasserdruck gleiche Richtung hat, leicht ausknicken, und die zerstörende Wirkung ist dann umfangreicher als bei umgekehrter Lage. Tritt die Sprengwirkung an der Luftseite auf, so übt das Wasser immerhin einen mildernden Gegendruck aus. Die Sperrwand aus Peiner Spundbohlen dürfte aber nicht nur diesen beiden Stahlblechwänden, sondern vielleicht auch jeder anderen Bauweise überhaupt an Festigkeit gegen Stöße und etwaige Bombensprengwirkung überlegen sein.

Der Entwurf der beschriebenen Talsperre ist nicht zur Ausführung gewählt, trotzdem er ermöglicht hätte, Baukosten zu sparen und erheblich kürzere Bauzeit zu gewährleisten als eine steinerne oder Betontalsperre. Durch den Entwurf ist aber erneut bewiesen, daß der Stahlbau sehr geeignet ist, den wichtigsten volkswirtschaftlichen Zwecken zu dienen.

**INHALT:** Vereinfachte Berechnung von Stockwerkrahmen. — Ein beachtenswerter Stahlskelet-Großbau. — Talsperren ganz aus Stahl.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W9. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.