

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

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

Fernsprecher: C1 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

6. Jahrgang

BERLIN, 17. Februar 1933

Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Theorie und Statik plastischer Träger des Stahlbaues.

Von K. Eisenmann, Braunschweig.

In neuerer Zeit mehren sich die Arbeiten¹⁾, die der Erkenntnis Rechnung tragen, daß Baustoffe, wie Stahl, die bei einer bestimmten Streckspannung plastisch werden, in statisch unbestimmten Systemen eine größere Sicherheit bieten als in statisch bestimmten. Die Neuheit des Gegenstandes bringt es mit sich, daß in einigen wichtigen Punkten die Meinungen noch auseinandergehen; im folgenden sollen daher einige grundlegende Untersuchungen über die Berechnung solcher Träger angestellt werden, bei denen die Streckspannung erreicht wird, so daß sich Fließbereiche ausbilden können.

1. Allgemeine Annahmen.

Bei der Biegungsberechnung vollwandiger Träger ist eine der Grundannahmen die von Bernoulli zuerst aufgestellte Hypothese, nach der ebene Querschnitte auch nach der Biegung eben bleiben sollen. Nach den bisher vorliegenden experimentellen Untersuchungen kann diese Hypothese auch für elastisch-plastische und rein plastische Querschnitte aufrechterhalten werden.

Natürlich trifft das Hookesche Gesetz der Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen bis zur Streckspannung nicht mehr zu, sondern ein viel komplizierteres. Dennoch wird die vereinfachende Annahme gemacht, daß das Hookesche Gesetz bis zur Fließgrenze uneingeschränkt gilt, daß unmittelbar darauf Fließen eintritt, so daß trotz Steigerung der Dehnung die Streckspannung konstant bleibt; das Spannungsdiagramm über einen Querschnitt der Fließzone zerfällt daher in ein Diagramm über den elastischen Kern, für den das Hookesche Gesetz und lineare Spannungsverteilung bestehen, und in die plastischen Randflächen, die die konstante Streckspannung σ_s haben.

Bezüglich der Biegelinie soll angenommen werden, daß sie entsprechend der Annahme bei rein elastischen Querschnitten nur von den Hauptspannungen σ , dagegen nicht von den Schubspannungen τ abhängt.

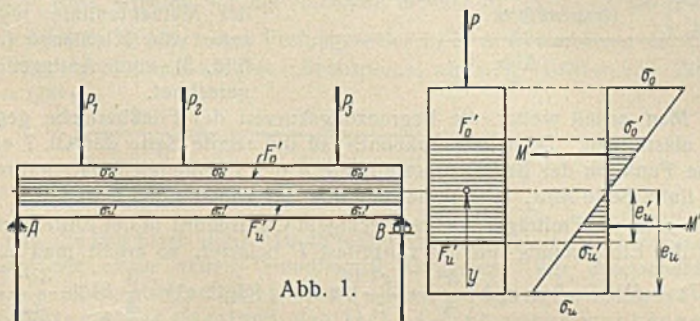


Abb. 1.

Unter diesen Voraussetzungen ist das grundlegende Gesetz zu beweisen, daß die Biegelinie eines Balkens, der an beliebigen Stellen Fließbereiche besitzen möge, nur von der Verbiegung seines elastischen Kerns abhängt. Zum Beweise betrachten wir einen einfachen Balken auf zwei Stützen, der irgendwie durch äußere Lasten beansprucht werde und dessen innere Spannungen die Streckspannung zunächst in keinem Punkte erreichen. Um die Biegelinie dieses Balkens zu untersuchen, schneiden wir aus dem ursprünglichen Balken einen Teilbalken so heraus, daß die Schwerlinien des ursprünglichen und des Teilbalkens zusammenfallen;

¹⁾ Maier-Leibnitz, Bautechn. 1928, Heft 1 u. 2; 1929, Heft 20. — J. Fritsche, Bauing. 1930, S. 851, 873, 888. — Hohenemser, Ingenieur-Archiv 1931, 4. Heft, S. 472. — F. Kann, Der Momentenausgleich durchlaufender Traggebilde im Stahlbau. Berlin 1932. — F. Kann, Rechnerische Untersuchungen über die Größe des Fließbereiches in stählernen Durchlaufbalken unter Berücksichtigung des Momentenausgleichs. Stahlbau 1932, Heft 14. — O. Knackstedt, Doktor-Diss., Braunschweig 1932.

führen wir in dieser Weise zwei horizontale Längsschnitte parallel zur unteren und oberen Oberfläche, so schneiden wir als Teilbalken einen Kern heraus, der durch die oberen und unteren Schnittflächen F_o' und F_u' begrenzt wird (Abb. 1). Dieser Kern wird dann nicht mehr durch äußere Lasten, sondern nur durch die in den Schnittflächen F_o' und F_u' herrschenden Spannungen σ_o' und σ_u' beansprucht. Da der Kern dieselbe Schwerlinie wie der ursprüngliche Balken besitzt, so müssen die Biegelinien der beiden Balken übereinstimmen. Nach dem Mohrschen Satz findet man die Biegelinie des ursprünglichen Balkens als Seillinie, wenn man bei geeigneter Wahl des Polabstandes den Balken mit der reduzierten Momentenfläche M/J belastet, worin M und J Biege- und Trägheitsmomente des Gesamtquerschnitts im Abstände x vom Auflager A

bezeichnen. Nach obenstehenden Voraussetzungen besteht:

$$\frac{\sigma_u}{e_u} = \frac{\sigma_u'}{e_u'}$$

worin $\frac{\sigma_u}{e_u} = \frac{M}{J}$. Es ist ferner: $\frac{\sigma_u'}{e_u'} = \frac{M'}{J'}$, so daß folgt: $\frac{M}{J} = \frac{M'}{J'}$.

Die Nutzanwendung für den Mohrschen Satz ist folgende: Man findet die Biegelinie eines Balkens als Seillinie nicht nur zur Belastung mit der reduzierten Momentenfläche des gesamten Querschnitts M/J , sondern auch ebensogut zur Belastung mit der reduzierten Momentenfläche M'/J' , worin M' und J' die auf einen achsengleichen, sonst beliebigen Kern entfallenden Biege- und Trägheitsmomente bedeuten. Wir können diesen Satz auf jeden beliebigen Balken, z. B. auf den durchgehenden Balken auf drei Stützen anwenden, und auch dann, wenn Teile des Balkens den plastischen Zustand annehmen. Nehmen wir an, daß über der Mittelstütze B sich eine Fließzone ausgebildet hat, so können wir auch jetzt zwei Längsschnitte an Unter- und Oberseite des Balkens derart führen, daß sie einen elastischen Kern sehr dicht parallel der Begrenzung des vollen elastischen Kerns heraus schneiden. Wie oben folgt, daß man auch hier für diesen elastischen Kern den Mohrschen Satz anwenden kann, wenn man als reduzierte Momentenfläche M_e/J_e also Biege- und Trägheitsmomente des elastischen Kerns verwendet. Für die Teile des Balkens, für die keine Fließzone besteht, fallen die reduzierten Momentenflächen des Gesamtbalkens und des elastischen Kerns zusammen, für die Fließzonen jedoch nicht.

Es mag darauf hingewiesen werden, daß Hohenemser und Knackstedt entsprechend obenstehenden Ausführungen verfahren sind; dagegen hat Herr Kann in seinen Veröffentlichungen¹⁾ als reduzierte Momentenfläche $\frac{M}{J_e} = \frac{M}{\mu J}$ eingeführt, wo M das gesamte äußere Moment und $J_e = \mu J$ das Trägheitsmoment nur des elastischen Kerns bedeuten. Herr Kann vernachlässigt somit unberechtigterweise den sehr bedeutenden Einfluß des Momentes des plastischen Bereichs. Der Kannsche Momentenausgleich ist daher in den Grundlagen verfehlt und unrichtig.

2. Die Gleichgewichtsbedingungen.

Im folgenden soll weiter untersucht werden, was die Gleichgewichtsbedingungen für Schnitte durch die Fließzone eines Balkens besagen. Wir untersuchen bei einem beliebigen Balken einen Querschnitt mit elastischem Kern und plastischen Randbereichen. Bei senkrechter Belastung des Balkens ergibt die Bedingung, daß die Summe der Horizontal-komponenten der inneren Kräfte verschwinden muß, die Gleichung $\int \sigma dF = 0$, wo die Integration über die elastischen und plastischen Teile des Querschnitts auszuführen ist. Wenn σ_s die Streckspannung, F_o und F_u die obere und untere plastische Querschnittsfläche, F_e die elastische Kernfläche bedeuten (Abb. 2), erhalten wir die Gleichung:

$$(1) \quad -\sigma_s F_o + \sigma_s F_u + \int \sigma' dF_e = 0.$$

Im folgenden nennen wir einen Querschnitt mit vertikaler und horizontaler Symmetrieachse symmetrisch, dagegen ein Profil mit nur vertikaler Symmetrieachse unsymmetrisch. Setzen wir zunächst beliebige unsymmetrische Profile voraus, so dürfen wir nicht annehmen, daß in der Fließzone die Nulllinie, also die neutrale Faser des elastischen Kerns, mit der Schwerlinie des Gesamtbalkens zusammenfällt. Sind y die allgemeinen und e mit dem absoluten Werte ϵ die Begrenzungskordinaten des elastischen Kerns von der

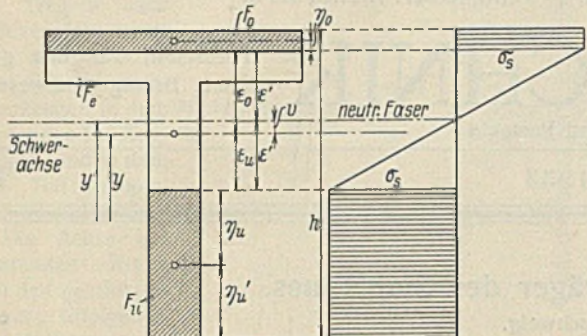


Abb. 2.

Schwerlinie an gerechnet, und y' und e' (ϵ') die entsprechenden Koordinaten von der Nulllinie aus, und ist v der Abstand von Nulllinie und Schwerlinie, so bestehen die Beziehungen:

$$(2) \quad y' = y + v, \quad e' = e + v$$

und für die absoluten Werte:

$$(2a) (2b) \quad \epsilon' = \epsilon_u + v, \quad \epsilon' = \epsilon_o - v,$$

wo ϵ_u und ϵ_o die unteren und oberen absoluten Werte der Begrenzungskordinaten des elastischen Kerns bezeichnen. Beim unsymmetrischen Querschnitt muß die vom Schwerpunkt weiter entfernte Faser zuerst plastisch werden, während die anderseitig gelegene noch elastisch bleiben kann. Benutzen wir die absoluten Werte ϵ' , so erhalten wir die Gleichung:

$$(3) \quad \frac{\sigma'}{y'} = \frac{\sigma_s}{\epsilon'}$$

und eingesetzt in die Gl. 1 bei Fortfall des gemeinsamen Faktors σ_s :

$$(4) \quad \int y' dF_e = \epsilon' (F_o - F_u).$$

Bezeichnen wir ferner mit $S_o = |\int y dF_o|$ und $S_u = |\int y dF_u|$ die absoluten Werte der statischen Momente der oberen und unteren plastischen Querschnittsflächen bezogen auf die Schwerachse des Gesamtbalkens, so erhalten wir universell nach dem Schwerpunktsatz:

$$(5) \quad \int y dF_e = S_o - S_u.$$

Nach Gl. 4 ergibt sich unter Berücksichtigung der Gl. 2a und 5:

$$\int (y + v) dF_e = (\epsilon_u + v) (F_o - F_u),$$

$$v (F_e + F_u - F_o) = S_u - \epsilon_u F_u - (S_o - \epsilon_o F_o) - (\epsilon_o - \epsilon_u) F_o.$$

Da hierin $\epsilon_o - \epsilon_u = 2v$ und ferner:

$$S_u - \epsilon_u F_u = \eta_u F_u, \quad S_o - \epsilon_o F_o = \eta_o F_o,$$

so wird:

$$(6) \quad v = \frac{1}{F} [(S_u - \epsilon_u F_u) - (S_o - \epsilon_o F_o)] = \frac{1}{F} (\eta_u F_u - \eta_o F_o).$$

Hierin bedeuten η_o und η_u die Abstände der Schwerpunkte der plastischen Flächenteile von der oberen bzw. unteren Begrenzung des elastischen Kerns. Der Abstand v der neutralen Faser und Schwerlinie wächst mit der Differenz der statischen Momente der plastischen Flächenteile bezogen auf die zugehörigen Kernbegrenzungen.

Für symmetrische Querschnitte wird $\eta_u F_u = \eta_o F_o$; der Abstand v verschwindet nur für symmetrische Querschnitte; für diese fallen Schwerlinie und neutrale Faser zusammen.

Da nach den Gleichgewichtsbedingungen äußeres und Inneres Moment für einen Punkt x der Balkenachse gleich werden, so wird:

$$M = \int y' \sigma dF = \sigma_s \int y' dF_u - \sigma_s \int y' dF_o + \int y' \sigma' dF_e,$$

und mit Berücksichtigung von Gl. 3:

$$M = \sigma_s \int y' dF_u - \sigma_s \int y' dF_o + \frac{\sigma_s}{\epsilon'} \int y'^2 dF_e = \sigma_s (S'_u + S'_o + W'_e).$$

Nach den Transformationsgleichungen 2 erhalten wir dann:

$$\frac{M}{\sigma_s} = \int y dF_u + v F_u - \int y dF_o - v F_o + \frac{1}{\epsilon'} (\int y^2 dF_e + v^2 F_e)$$

oder, da $W'_e = \frac{1}{\epsilon'} (\int y^2 dF_e + v^2 F_e)$ das Widerstandsmoment des elastischen Kerns bezogen auf die Nulllinie bedeutet:

$$(7) \quad \frac{M}{\sigma_s} = S_u + S_o + v (F_u - F_o) + W'_e.$$

Aus dieser Gleichung ersieht man, daß das gesamte Moment aufgeteilt werden kann in einen plastischen und einen elastischen Anteil:

$$(8) \quad \begin{cases} M = M_p + M_e, & M_p = \sigma_s [S_u + S_o + v (F_u - F_o)], \\ M_e = \sigma_s W'_e = \frac{\sigma_s}{\epsilon'} (J_e + v^2 F_e). \end{cases}$$

Gl. 6, 7, 8 geben Antwort auf eine Reihe von Fragen; zunächst wollen wir das Moment $M_{p \max}$ für den Grenzfall ermitteln, daß die ganze Querschnittsfläche rein plastisch geworden ist. Für diesen Grenzfall verschwindet das Widerstandsmoment des elastischen Kerns $W'_e = 0$ mit diesem; denn unmittelbar vor Verschwinden des Kerns kann man diesen als ein Rechteck von der Höhe $2\epsilon'$ und der Breite b' auffassen. Da ferner ϵ_u und ϵ_o verschwinden und nach dem Schwerpunktsatz $S_{u \max} = S_{o \max} = S$ bestehen muß, so wird nach Gl. 6: $v = 0$.

Für ganz beliebige Querschnitte erhalten wir die sehr einfache Gleichung:

$$(9) \quad M_{p \max} = 2 \sigma_s S.$$

Für ein Rechteckprofil erhalten wir: $M_{p \max} = \sigma_s \frac{b h^2}{4}$. Für ein I 25 wird (s. M. Foerster, Bd. 1, S. 680) $M_{p \max} = \sigma_s \cdot 462$. Die Bestimmung von $M_{p \max}$ ist zur Ermittlung der Bruchlast und der Bruchsicherheit maßgebend, wie später gezeigt wird.

Für symmetrische Profile erhalten wir das Gesamtmoment nach Gl. 7, da $S_u = S_o$:

$$(7a) \quad M = \sigma_s (2 S_u + W_e).$$

Nach Gl. 6 u. 7 können andere Größen des Fließbereichs leicht berechnet werden. Soll z. B. die Länge der Fließzone x' über einem Auflager bestimmt werden, so sind in Gl. 7 die Größen $S_u = S_o = 0$, $F_u = F_o = 0$, $W'_e = W_e$ einzusetzen; man erhält dann:

$$(10) \quad M' = \sigma_s W = M.$$

Aus dieser Gleichung kann man, da M' eine Funktion von x' ist, die Länge der Fließzone berechnen, was erstmalig von Herrn Knackstedt für symmetrische Profile durchgeführt worden ist. Für unsymmetrische Profile bestehen an der oberen und unteren Faser verschiedene Längen der Fließzonen; nach Gl. 10 berechnet man die Länge der größeren Fließzone. Ist die obere Fließzone kleiner, so sind zu Ihrer Berechnung in Gl. 7 die mit dem Index o gekennzeichneten Größen zu streichen; man erhält für die Berechnung der kleineren Fließzone die Gleichung:

$$(11) \quad M'' = \sigma_s (S_u + v F_u) + \sigma_s W'_e = M.$$

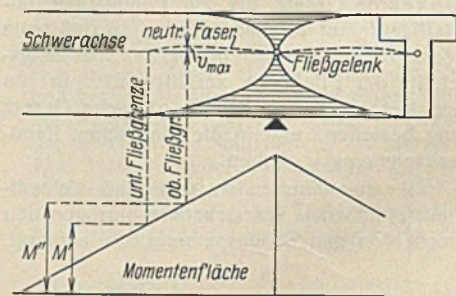


Abb. 3.

Am einfachsten erhält man die Größen der Fließzonen graphisch, wenn man die Momentenlinie von einer horizontalen Nulllinie aus aufträgt und im Abstände M' bzw. M'' eine Parallele zur Nulllinie zieht; der Schnittpunkt der Parallelen mit der Momentenlinie ergibt sofort die Fließlänge (Abbild. 3) vom Auflager an gerechnet.

Man erhält weiter die Begrenzungskurven der Fließbereiche gegen die elastischen. Denn man erkennt, daß die rechte Seite der Gl. 7 eine reine Funktion der Begrenzungskordinate e des Fließbereichs ist, während die linke Seite M/σ_s eine reine Funktion der zugehörigen Abszisse x' ist. Wird z. B. ein Freitragender von rechteckigem Querschnitt in der Entfernung l von der Einspannung mit der Einzellast P belastet, so erhält man nach Gl. 7: $-P(l-x') = \sigma_s b \left(\frac{h^2}{4} - \frac{e^2}{3} \right)$, woraus folgt: $e^2 = \frac{3}{4} h^2 + \frac{3P}{\sigma_s} \cdot \frac{l}{b}$

$-\frac{3P}{\sigma_s} \cdot \frac{x'}{b}$. Die Begrenzungskurve des Fließbereichs ist demnach eine Parabel. Wird ein einfacher Balken von Rechteckprofil mit Einzellasten belastet, so ist die Begrenzung ebenfalls eine Parabel.

Es soll schließlich noch der Verlauf der neutralen Faser in der Fließzone untersucht werden, indem der Abstand v der neutralen Faser von der Schwerlinie nach Gl. 6 bestimmt wird. Für symmetrische Querschnitte wird stets $v = 0$, die neutrale Faser liegt in der Schwerachse des Balkens. Betrachten wir jetzt einen unsymmetrischen Querschnitt (Abb. 3), bei dem die gezogenen Fasern zuerst plastisch werden, so berechnen wir v nach Gl. 6. Für die rein elastischen Querschnitte fällt die neutrale Faser wegen $v = 0$ in die Schwerachse. Erst an dem Querschnitt, der durch den Anfang der größeren Fließzone gelegt wird, beginnt v zu wachsen. Soweit noch kein oberer Fließbereich besteht, wird:

$$(12) \quad v = \frac{S_u - \epsilon_u F_u}{F} = \eta_u \frac{F_u}{F}.$$

Da v eine positive Größe ist, so weicht die neutrale Faser von der Schwerlinie nach oben ab, als ob sie vom Fließbereiche abgestoßen würde. Der Abstand der neutralen Faser wächst demnach mit dem statischen Moment des unteren plastischen Bereichs, bis auch an der oberen Faser das Fließbereich beginnt. Dann nähert sich die neutrale Faser wieder der Schwerachse und erreicht diese stets, wenn der Querschnitt rein plastisch geworden ist. Der Maximalwert von v liegt an dem Beginn der kleineren Fließzone. Die vier unbekanntenen Werte η_o, η_u, v, e' berechnet man nach Gl. 5, 6, 7 und der vierten Gleichung: $h = 2e' + 2\eta_u + 2\eta_o$, oder auch $h = 2e' + \eta_u + \eta_u' + \eta_o + \eta_o'$.

3. Fließgelenke; statisch bestimmt und statisch mehrfach zusammenhängende Systeme.

An den höchstbeanspruchten Stellen eines Balkens, z. B. über dem Mittellager eines durchlaufenden Trägers, bilden sich bei genügend großer Belastung Fließbereiche aus. Der in diesem Fließbereich am höchsten beanspruchte Querschnitt geht schließlich in den rein plastischen Zustand über und kann dann als Höchstbetrag ein Moment aufnehmen, dessen Wert $M_{p \max} = 2\sigma_s S$ nur vom gewählten Profil abhängt. Bei weiterem Anwachsen der Belastung kann dieser Querschnitt eine weitere Vergrößerung des Momentes nicht mehr aufnehmen; sein Schwerpunkt, der wie bewiesen stets mit der neutralen Faser zusammenfallen muß, wirkt daher statisch genau wie ein Gelenk — wir nennen es Fließgelenk —, das durch das plastische Moment $M_{p \max}$, das als äußeres am elastischen Kern wirkend aufgefaßt werden kann, verspannt ist. Wir wollen zunächst die Biegelinie im Fließgelenk untersuchen und wählen ein Fließgelenk über der Mittelstütze eines durchlaufenden Trägers. Als Differentialgleichung der Biegelinie erhalten wir $\rho = E \cdot \frac{J_e}{M_e}$. Machen wir für den verschwindenden elastischen Kern im Fließgelenk einen Grenzübergang, so können wir für jedes beliebige Profil den Querschnitt dieses Kerns als ein Rechteck von der Breite b' und der Höhe $2e'$ auffassen; wir erhalten dann:

$\rho = e' \cdot \frac{E}{\sigma_s}$. Wenn also e' verschwindet, so muß auch der Krümmungshalbmesser ρ verschwinden; die Biegelinie hat im Fließgelenk eine verschwindende Krümmung.

Will man die Bruchlast eines beliebigen statischen Systems bestimmen, so kann man die Belastung solange steigern, bis an einer gefährdeten Stelle der Bruch eintritt. Um für die Belastung stets nur eine einzige Variable zu erhalten, wollen wir annehmen, daß bei mehreren Lasten P_1, P_2, P_3 das Anwachsen verhältnismäßig geschehe, so daß:

(13) $a_1 P_1 + a_2 P_2 + a_3 P_3 = (a_1 p_1 + a_2 p_2 + a_3 p_3) P = \mu P = M_0$ gesetzt werden darf, worin p_1, p_2, p_3, μ Konstanten, und P die einzige Variable bedeuten.

Suchen wir zunächst die Bruchlast eines statisch bestimmten Systems, so wird bei wachsender Belastung an der Stelle des größten positiven oder negativen äußeren Momentes ein Fließgelenk auftreten, wodurch das System beweglich wird und zusammenbricht. Die Bruchlast erhält man aus der Gleichung: $M_0 = 2\sigma_s S, P_b \mu_0 = 2\sigma_s S$. Für einen einfachen Balken aus St 37 von 10 m Länge, der in der Mitte durch eine Einzellast belastet wird, erhalten wir bei Annahme eines I 20: $P_b \cdot \frac{l}{4} = 250 \cdot 2400, P_b = 2400$ kg und für einen Freitragler, der in 10 m Abstand von der Einspannung durch eine Einzellast P beansprucht wird: $P_b \cdot 1000 = 250 \cdot 2400, P_b = 600$ kg.



Abb. 4.

Um die Bruchlast eines statisch unbestimmten Systems zu berechnen, müssen wir einen neuen Grundbegriff einführen. Wir unterscheiden einfach oder statisch bestimmt zusammenhängende Systeme und Systeme, die zweifach, dreifach, n -fach zusammenhängen, je nachdem durch Einschalten von einem, zwei, drei oder n Gelenken oder anderen entsprechenden Vorrichtungen ein bewegliches System abgetrennt werden kann. In dem Balken auf fünf Stützen der Abb. 4 ist das erste Feld l_1 einfach oder statisch bestimmt zusammenhängend mit dem Gesamtbalken, denn durch Einschalten eines Gelenkes innerhalb der Feldweite wird der linke Balkenteil beweglich. Die Felder l_2 und l_3 sind zweifach zusammenhängend, das Feld l_4 dreifach. Ein beiderseitig eingespannter gerader Balken ist dreifach zusammenhängend, da er durch Einschalten dreier Gelenke eine unendlich kleine Beweglichkeit erhält. Ein beiderseitig eingespannter gebogener Balken ist dagegen vierfach statisch zusammenhängend, da er erst durch Einschalten von vier Gelenken eine jetzt endliche Beweglichkeit erhält. Der gewölbte Balken kann daher unter Umständen als System von größerer Sicherheit angesehen werden als der gerade Balken sonst gleicher Anordnung. Um die Bruchlast zu berechnen, hat man Ort und Zahl der

Fließgelenke zu ermitteln, die das System beweglich machen; dagegen ist es gleichgültig, in welcher zeitlichen Reihenfolge diese Fließgelenke auftreten. Die Fließgelenke sind stets verspannt durch die maximalen plastischen Momente $M_{p \max} = 2\sigma_s S$, die nur von der Wahl des Profils abhängen. Es mag darauf hingewiesen werden, daß die Lage der Fließgelenke durch die Wahl verschiedener Profilquerschnitte bei einem System beeinflusst wird, ja, daß es hierdurch ermöglicht wird, Sollstellen im Balken vorzuschreiben, an denen die Fließgelenke auftreten sollen. Um ein einfaches Beispiel anzuführen, betrachten wir den beiderseits eingespannten Balken von gleichem Profil in der Mitte belastet durch eine Einzellast. Die Bruchlast erhält man aus der Gleichung: $M = M_{p \max}$, worin $M = P_b \cdot \frac{l}{4} = M_{p \max}$, so daß $P_b = \frac{16\sigma_s S}{l}$. Die Bruchlast ist demnach doppelt so groß wie die beim einfachen Balken.

4. Sicherheit gegen Fließen und Bruch.

Will man ein beliebiges statisches System dimensionieren, so wird gefordert, daß die Bauglieder ein vorgeschriebenes Maß von Sicherheit besitzen, und zwar für Stahl eine etwa 1,71-fache Sicherheit gegen das Auftreten der Fließspannung σ_s . Die vollwandigen Balken dimensioniert man nach der Gleichung: $M = \sigma_{zul} W$, wobei $\sigma_s = n_s \sigma_{zul}$ gesetzt wird. Da diese Formel nur für vollkommen elastische Querschnitte gültig bleibt, ihre Geltung dagegen verliert, sobald der Querschnitt an irgendeiner Stelle plastisch wird, so kann allerdings die Sicherheit gegen Bruch hierdurch nicht berechnet werden. Diese bisherige Art der Dimensionierung hat den Nachteil, daß sie die große Sicherheit, die in der Möglichkeit des Auftretens von Fließgelenken besteht, überhaupt nicht berücksichtigt, so daß im Besonderen die mehrfach zusammenhängenden, also statisch unbestimmten Systeme benachteiligt werden. Man könnte weit wirtschaftlicher dimensionieren, wenn man außer dem elastischen auch das plastische Verhalten des Baustoffes für die Sicherheit heranzöge, wenn man also sowohl die Fließsicherheit als auch die Bruchsicherheit untersuchen würde.

Wir haben erörtert, daß der Bruch eintritt nach Auftreten einer genügend großen Zahl von Fließgelenken, wodurch das System beweglich geworden ist. Wir errechnen hiernach die Bruchsicherheit nach der Methode der Fließgelenke und untersuchen zunächst für statisch bestimmte Systeme die Fließsicherheit n_s und die Bruchsicherheit n_b . Nach der

üblichen elastischen Methode erhalten wir: $M_0 = \frac{\sigma_s}{n_s} \cdot W$, und für denselben Querschnitt nach der Methode der Fließgelenke (Gl. 9):

$$(14) \quad M_0 = 2 \cdot \frac{\sigma_s}{n_b} \cdot S.$$

Für statisch bestimmte Systeme wird daher stets das Verhältnis der Sicherheiten gegen Bruch und gegen Fließen:

$$(15) \quad \frac{n_b}{n_s} = 2 \cdot \frac{S}{W}.$$

Berücksichtigt man ferner, daß $J/S = s$ den Abstand der Zug- und Druckmittelpunkte bedeutet, so wird:

$$(15a) \quad \frac{n_b}{n_s} = \frac{2e}{s}$$

und für symmetrische Profile:

$$(15b) \quad \frac{n_b}{n_s} = \frac{h}{s}.$$

Für I-Profile z. B. ist $h/s = 1,17$ eine nahezu konstante Zahl; setzt man $n_s = 1,71$, so erhält man $n_b = 2$. In statisch bestimmt zusammenhängenden Systemen haben demnach die I-Profile nach den heute geltenden Vorschriften die nach der Methode der Fließgelenke errechnete Bruchsicherheit $n_b = 2$, die stets als ausreichend zu betrachten ist, zumal wenn man bedenkt, daß dann die experimentelle Bruchsicherheit infolge Verfestigung des Materials nach dem Fließen etwa $1\frac{1}{2}$ mal so groß, also gleich drei sein dürfte.

Bei mehrfach zusammenhängenden Systemen ist es möglich, daß die Bruchsicherheit weit größer als 2 wird, auch wenn gleichzeitig die Fließsicherheit mit $n_s = 1,71$ nachgewiesen wird. Soll der gefährliche Querschnitt eines solchen Systems, in dem das Moment ein Maximum wird, dimensioniert werden, so erhält man nach der elastischen Methode

wieder: $M = \frac{\sigma_s}{n_s} \cdot W$. Dieser gefährliche Querschnitt ist zugleich der, in dem das erste Fließgelenk auftreten muß; für den Bruch jedoch ist der Querschnitt maßgebend, in dem das letzte Fließgelenk auftritt, der das System beweglich macht. In einem m -fach zusammenhängenden System erhalten wir das Moment in diesem Querschnitt für den Bruch nach dem Superpositionsgesetz:

$$(16) \quad M = M_{ob} - \alpha_1 M_{p1}^{\max} - \alpha_2 M_{p2}^{\max} \dots - \alpha_{m-1} M_{p(m-1)}^{\max} = M_{p \max}$$

$$M_{ob} = 2\sigma_s (\alpha_1 S_1 + \alpha_2 S_2 + \dots + \alpha_{m-1} S_{m-1} + S_m)$$

M_{ob} bedeutet hier das Moment, in dem durch die Fließgelenke statisch bestimmt gewordenen System, wenn die verspannenden plastischen Momente nicht wirken würden; aus ihm kann die Bruchlast errechnet werden. Kommt es nun aber nicht zum Bruch, sondern herrscht in diesem Querschnitt nur das Moment M_o infolge der wirklichen Belastung, so können wir die Bruchsicherheit definieren als das Verhältnis der Bruchlast P_b zur tatsächlichen Belastung P , wobei P , wie in Abschnitt 3 gezeigt, als einzige Variable anzusehen ist. Wir erhalten dann die Bruchsicherheit:

$$(17) \quad n_b = \frac{P_b}{P} = \frac{M_{ob}}{M_o} = \frac{2\sigma_s}{M_o} (\alpha_1 S_1 + \dots + \alpha_{m-1} S_{m-1} + S_m)$$

Die Koeffizienten α lassen sich leicht berechnen; so erhalten wir für das Mittelfeld eines Balkens auf vier Stützen:

$$n_b = \frac{2\sigma_s}{M_o} \left(\frac{x'}{l} S_b + \frac{x}{l} S_c + S \right),$$

also $\alpha_1 = \frac{x'}{l}$, $\alpha_2 = \frac{x}{l}$; hat das System ein konstantes Profil, so wird $S_1 = S_2 = S_3 = \dots = S$; setzen wir ferner die Summe der Koeffizienten von S gleich

$$(18) \quad x = \alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_{m-1} + 1,$$

so folgt:

$$(19) \quad n_b = 2x\sigma_s \frac{S}{M_o}$$

Für konstante Profile erhält man das Verhältnis der Sicherheiten gegen Bruch und Fließen:

$$(20) \quad \frac{n_b}{n_s} = 2x \frac{S}{W} \cdot \frac{M}{M_o}$$

und für symmetrische Profile:

$$(20a) \quad \frac{n_b}{n_s} = x \frac{h}{s} \cdot \frac{M}{M_o}$$

Für den Balken auf vier Stützen mit gleichmäßig verteilter Last erhält man bei Dimensionierung des Mittelfeldes mit I-Profilen das Verhältnis der Sicherheiten: $\frac{n_b}{n_s} = 2 \frac{h}{s} \cdot \frac{M}{M_o} = 2 \cdot 1,17 \cdot 0,8 = 1,87$, $n_b = 1,71 \cdot 1,87 = 3,18$. Der durchlaufende Balken hat demnach eine Bruchsicherheit, wie sie bei statisch bestimmten Systemen niemals erreicht werden kann. Unter der Voraussetzung, daß gleichzeitig eine Bruchsicherheit $n_b = 2$ nachgewiesen wird, erscheint es gerechtfertigt, daß eine geringere Fließsicherheit als die zur Zeit vorgeschriebene zugelassen wird. Allerdings wird man für die Fließgrenze eine untere Grenze, etwa $n_s = 1,3$, festsetzen müssen, die nicht unterschritten werden darf.

Die statisch bestimmten Systeme würden also wie bisher eine Fließsicherheit $n_s = 1,71$ beibehalten; für statisch mehrfach zusammenhängende Systeme dagegen wäre eine Mindestbruchsicherheit $n_b = 2$ vorgeschrieben, aus der man die Fließsicherheit zu berechnen hätte; erhält die Fließsicherheit einen Wert größer als 1,3, so sollte die Dimensionierung zugelassen werden, die günstiger ist als die bisher statthafte.

Zahlenbeispiel: Der Balken auf vier Stützen habe eine gleiche Feldweite $l = 10$ m und eine gleichmäßig verteilte Belastung $q l = 8,4$ t je Feld. Nach der bisher zugelassenen Dimensionierung erhalten wir bei Verwendung von St 37: $M = 1400$ W, $W = \frac{8400}{10} \cdot \frac{1000}{1400} = 600$ cm³; gewählt I 29. Nach der vorgeschlagenen Dimensionierung setzen wir zunächst die Fließsicherheit $n = 1,3$ und errechnen nach Gl. 20a $n_b = 1,3 \cdot 2 \cdot 1,17 \cdot 0,8 = 2,43$. Da die Bruchsicherheit größer als 2 ist, ist die Fließsicherheit $n = 1,3$ zulässig; für die zugelassene Spannung erhält man dann $\sigma_{zul} = \frac{2400}{1,3} = 1850$, weshalb nach der Gleichung $M = 1850$ W dimensioniert werden dürfte; wir erhalten $W = 453$ cm³; gewählt I 27.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hallen für die Automobilfabrik in Nishnj-Nowgorod.

Von Prof. Dr.-Ing. Kulka, Hannover, und Dipl.-Ing. L. Schmitz, Köln.
(Schluß aus Heft 3.)

3. Preßwerk.

Das Preßwerk ist eine fünfschiffige Halle (das fünfte Schiff ist in Eisenbeton ausgeführt) von 19 400 m² Fläche, rd. 3000 t Stahlgewicht, also einem Gewicht von rd. 76 kg/m² Grundfläche bei 8,3 kg/m³ umbautem Raum.

Durch die Halle EF führt ein Schienenstrang, in den Giebelwänden befinden sich daher entsprechende Tore.

Der statische Charakter des Bauwerkes ist wieder ein System von Bindern, die mit den Stützen biegefest verbunden sind, während

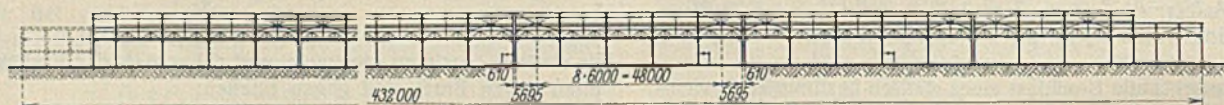


Abb. 14. Schnitt a-a (s. Abb. 15).

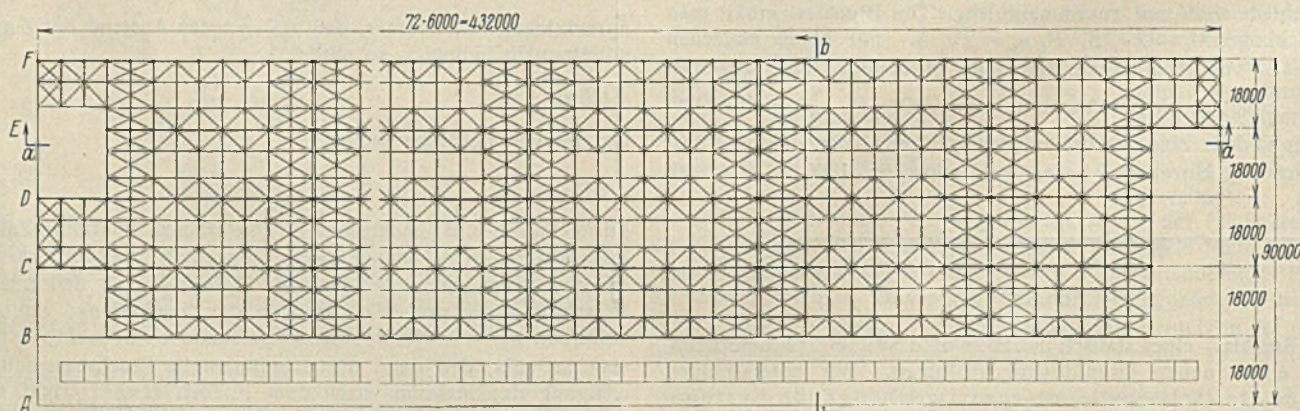


Abb. 15. Dachgrundriß des Preßwerkes.

Die Länge der Halle beträgt insgesamt 432 m, die Breite $5 \times 18 = 90$ m; Binderentfernung ebenfalls 6 m, Stützenentfernung 12 m (Abb. 14 bis 16). Mit Rücksicht auf die Größe der Halle ist nach je 60 m eine Ausdehnungsfuge eingeschaltet, wo stets Doppelbinder angeordnet sind, deren Achsen in Entfernung von 0,61 m stehen. Drei der Stahlhallen haben eine lichte Höhe unter Binderunterkante von 9 m, eine Halle von 12,5 m. Die Giebelwände sind teilweise durch Eisenbetonbauten abgeschlossen. Für die Auflagerung der Zwischenbinder sind die in 12 m Entfernung befindlichen Säulen miteinander durch besondere Unterzüge verbunden.

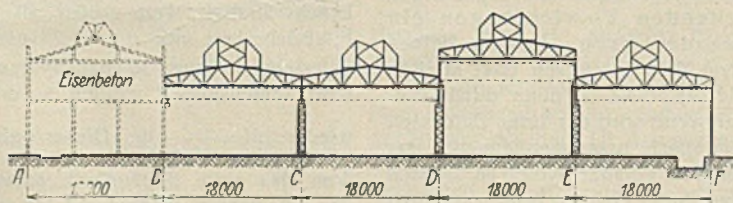


Abb. 16. Schnitt b-b (s. Abb. 15).

die Stützen in die Fundamente fest eingespannt sind. Abweichend von den bisher beschriebenen Hallen sind die Stützen als Fachwerkstützen ausgebildet. Die Stiele tragen in ihrem oberen Teil Walzträger, welche die Kranbahn tragen (Abb. 16).

Die Beleuchtung der Hallen weicht von der der bisher beschriebenen Hallen dadurch ab, daß in den laternenartigen Aufsätzen nicht nur die vertikalen Flächen, sondern auch die unter 45° geneigten Steifflächen mit Glas eingedeckt sind.

In der Stützenreihe B liegen die Binder nicht auf den Stützen auf, sondern auf den Eisenbetonkonsolen der benachbarten Eisenbetonhalle.

Die Kranbahnen bestehen aus I-Trägern und haben eine Stützweite von 6 m mit Ausnahme der nördlichsten Kranbahn, die 12 m Stützweite hat und als Blechträger ausgebildet ist. An der Seite der Eisenbetonhalle sind die Kranträger ebenfalls auf die Konsolen der Eisenbetonhalle gelegt.

In den Endfeldern sind Prellböcke in die Kranbahn eingebaut. Als Kranschiene sind durchweg Eisenbahnschienen verlegt. Wie bereits erwähnt, sind Unterzüge von 12 m Stützweite für die Zwischenbinder angeordnet. Dieselben sind als Fachwerkträger ausgebildet und erhalten ihre Belastung durch die Binder und die Kranlasten, da ja die Kranträger in der Mitte der Unterzüge nochmals unterstützt sind. Infolge des exzentrischen Kraftangriffs der Kranträger entstehen in den Mittelpfosten der Binderunterzüge große Biegemomente. Zur Aufnahme derselben sind diese Pfosten mit den Zwischenbindern zu steifen Rahmen verbunden, so daß die Kranbahnen in den 6 m-Punkten, wo keine Stützen vorhanden sind, auch seitlich gehalten sind.

Ähnlich wie in den andern Hallen sind Verbände in den Obergurt-ebenen und den Oberlichtern angeordnet, und zwar als Rundstahlverbände, während die Horizontalverbände in den Binderuntergurten aus Winkelprofilen konstruiert sind. Letztere Verbände dienen zugleich zur Verteilung der Einzellasten quer zur Halle auf mehrere Rahmengruppen.



Abb. 17. Längsansicht der Federnfabrik.

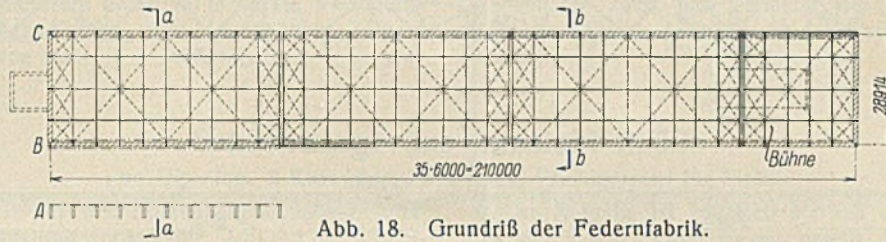


Abb. 18. Grundriß der Federnfabrik.

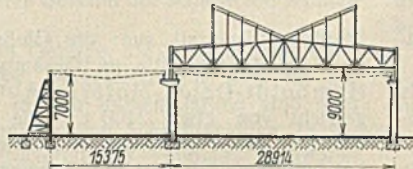


Abb. 19. Schnitt a-a
(s. Abb. 18).

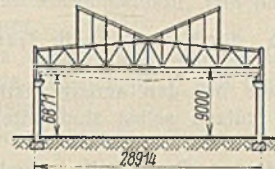


Abb. 20. Schnitt b-b
(s. Abb. 18).

4. Federnfabrik.

Die Federnfabrik ist eine einschiffige Halle von 28,9 m Breite und 210 m Länge. Die Grundfläche beträgt 6300 m², das Gewicht 780 t; das ergibt etwa 124 kg/m² bebauter Fläche und 9,9 kg/m³ umbauten Raumes. Die Konstruktion der Halle unterscheidet sich nicht wesentlich von der der beschriebenen Hallen. Die Anordnung geht aus den Abb. 17 bis 20 hervor.

Auch hier sind in etwa 60 m Entfernung Ausdehnungsfugen vorgesehen. Die Entfernung der Binder beträgt 6 m. Verbände und Kranbahnen sind analog den der bereits beschriebenen Hallen durchgebildet. 1/3 der Halle am östlichen Ende ist durch eine Betonbühne in zwei Etagen geteilt.

5. Montagehalle.

Die Montagehalle ist die größte der Fabrikationshallen der Automobilfabrik. Sie hat die außergewöhnliche Länge von 546 m und ist im Querschnitt als sechsschiffige Halle von 6 × 18 = 108 m konstruiert. Die Grundraumfläche beträgt 56 000 m², das Gewicht etwa 4400 t, das ergibt 79 kg/m² bebauter Fläche und 8,1 kg/m³ umbauten Raumes. Die Anordnung geht aus Abb. 21 bis 23 hervor. Die Hallen sind verschieden hoch konstruiert, in den vier Hallen AB, BC, DE und EF ist die lichte Höhe bis Binderuntergurt 5,25 m, in den Hallen CD und FG 8,85 m. Die West- und Ostabschlüsse der Halle an den Giebelwänden werden durch

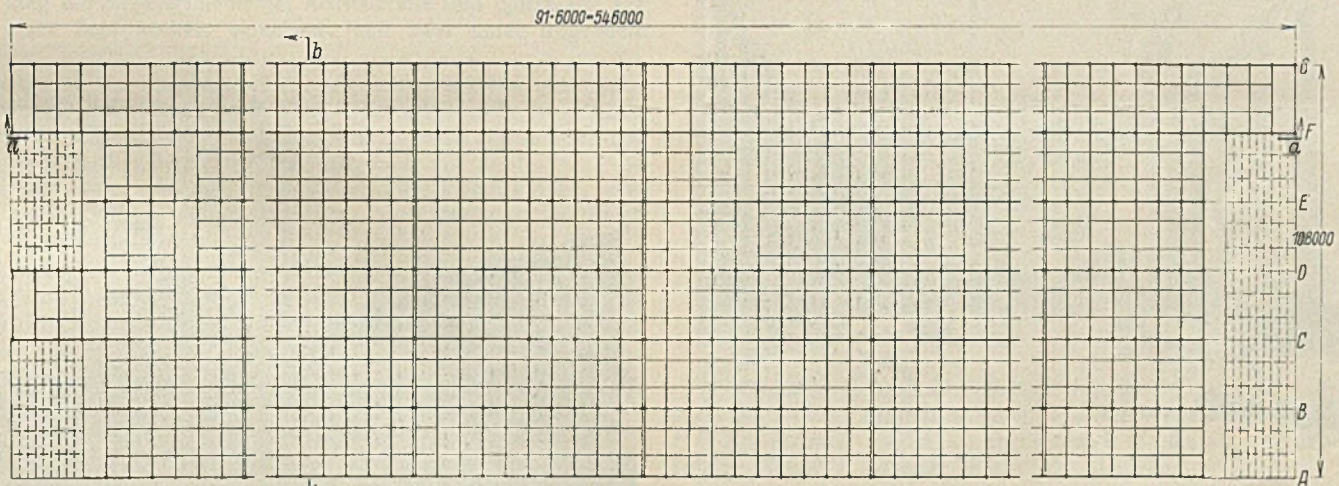


Abb. 21. Grundriß der Montagehalle.



Abb. 22. Längsschnitt a-a (s. Abb. 21).

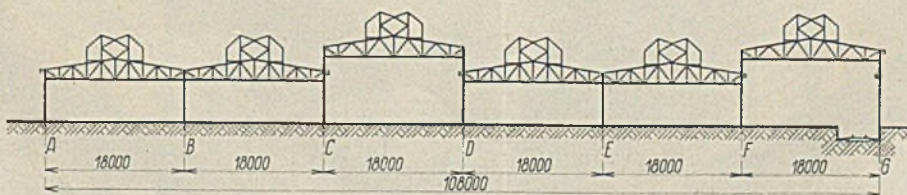


Abb. 23. Schnitt b-b (s. Abb. 21).

Rechts und links von den Ausdehnungsfugen sind je zwei Binderfelder (12 m Breite) mit durchgehenden horizontalen und vertikalen Verbänden als Raumtragwerk konstruiert und bilden so einen steifen Träger von 72 m Stützweite, der in der Lage ist, auch die in Längsrichtung der Halle wirkenden Kräfte sowie etwaige Kranschübe auf mehrere Reihen Stützen zu übertragen. Dies war deswegen nötig, weil in den Stützenreihen C, D, E keine bis zu den Fundamenten reichenden vertikalen Verbände oder Portale eingebaut werden konnten. In den Giebelwänden sind Stützen aus I 30 angeordnet.

zwei massive Gebäude gebildet. Die Ausdehnungsfugen sind auch hier in etwa 60 m Entfernung angeordnet. Um aber auch in der Querrichtung eine unbehinderte Ausdehnung der Halle zu ermöglichen, ist neben der Stützenreihe E eine Ausdehnungsfuge in der Querrichtung vorgesehen. Kranbahnen sind nur in den beiden hohen Hallen CD und FG vorgesehen. Aus diesem Grunde liegen die Binder auch höher.

Die Beleuchtung der Halle geschieht durch die Lichtbänder in den Längswänden, den Giebelwänden, durch die vertikalen und schrägen Lichtbänder in den Dachaufbauten.

Die Beleuchtung der Halle geschieht durch die Lichtbänder in den Längswänden, den Giebelwänden, durch die vertikalen und schrägen Lichtbänder in den Dachaufbauten.

Die Eindeckung der Halle ist ganz ähnlich wie die der bisher beschriebenen Hallen mit Ruberoid auf doppelter Holzschalung ausgeführt.

Durch die Halle *FG* läuft ein durchgehender Schienenstrang. Außerdem ist für den Quertransport in der Längswand *G* eine Durchbrechung vorgesehen, durch welche ein Transportband läuft.

Stützen und Binder sind ähnlich wie bei den andern Hallen als Rahmenkonstruktionen verbunden. Die Stützen selbst sind unten eingespannt.

Abb. 24 zeigt einen charakteristischen Querschnitt durch die Hallen *AB* und *BC*.

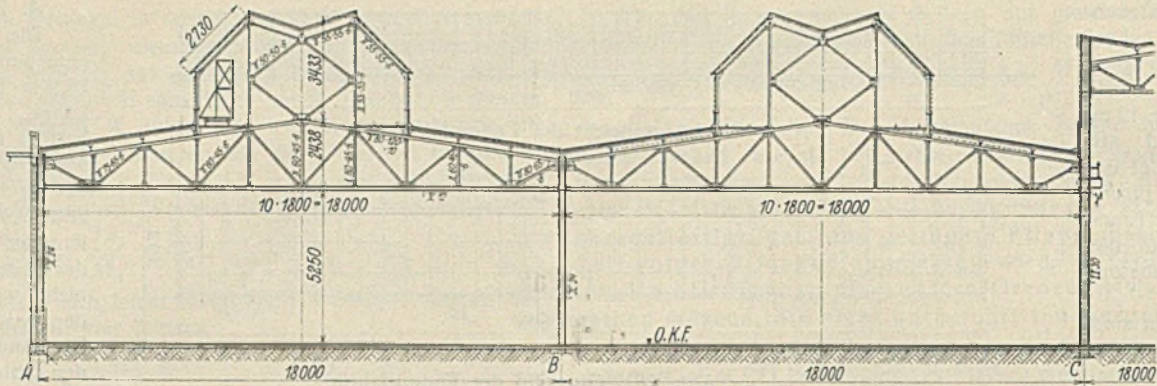


Abb. 24. Querschnitt durch die Montagehalle.

Ausführung der Arbeiten.

Wie bereits erwähnt, lag die Ausführung der Arbeiten in den Händen der deutschen Firmen *J. Gollnow & Sohn, Stettin*, und der Firma *Humboldt-Deutz-Motoren A.-G., Kalk bei Köln*. Die Firma *Gollnow* führte in ihrer

Stettiner Werkstatt aus: die Gießerei, das Preßwerk, die Federnfabrik und die Montagehalle im Gesamtgewicht von etwa 11 000 t, die Firma *Humboldt-Deutz-Motoren A.-G.* die Schmiedewerkstatt im Gesamtgewicht von etwa 2100 t. Die reibungslose Ausführung dieses gewaltigen Baues stellt den deutschen Firmen das beste Zeugnis aus. Die Leistung kann um so höher bewertet werden, wenn man sich an Hand des Bauprogramms die Termine vergegenwärtigt, zu welchen die Arbeit geschafft wurde. Die Unterzeichnung des Schlußprotokolls für den Auftrag erfolgte am 15. Mai 1930. Der Versand begann am 3. August des gleichen Jahres und umfaßte z. B. für die Arbeiten der Firma *Gollnow* im August 1500 t, im September 2500 t, Oktober 2000 t, November 1500 t, Dezember 1000 t, Januar 1931 1000 t, Februar 800 t und im März den Rest. Es wurde also in der Werkstatt rd. 7 Monate an der Abwicklung des Auftrages gearbeitet. Die vertraglichen Versandtermine lagen durchschnittlich später als die erreichten Termine. So brauchte z. B. der Versand erst am 20. September begonnen zu werden, während er in Wirklichkeit bereits Anfang August begann.

Die Montage der Konstruktion wurde durch den russischen Auftraggeber unter Beihilfe amerikanischer Ingenieure in kürzester Zeit durchgeführt. Beispielsweise wurde die Aufstellung der großen Montagehalle

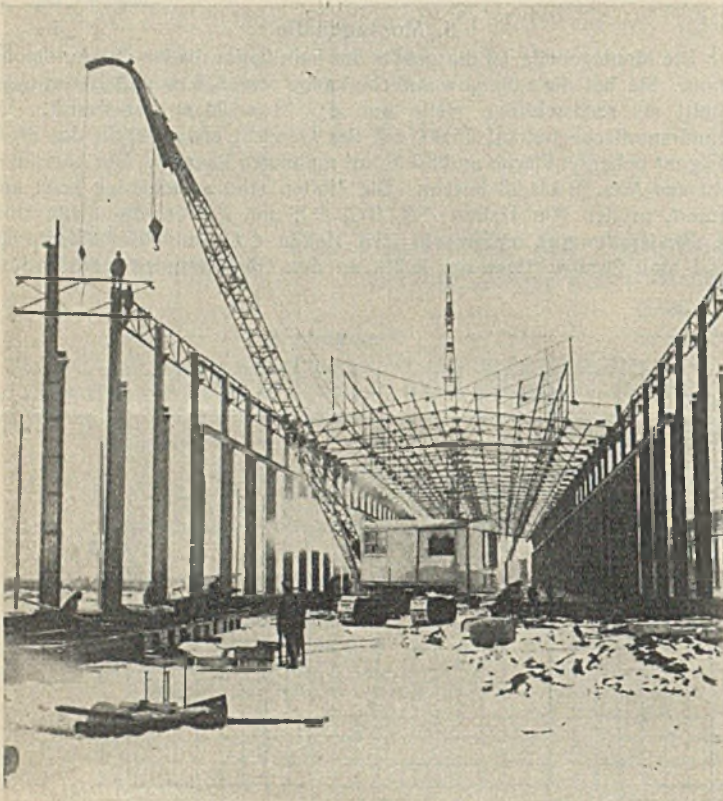


Abb. 25.
Montage mittels Raupenschlepperkränen.



Abb. 27. Verladen der Konstruktionen vom Hafengrundstück der Firma *Gollnow, Stettin*.



Abb. 26. Blick in die Montagehalle.

im Gewicht von etwa 4400 t und einer Grundfläche von etwa 56 000 m² in nur 43 Tagen bewirkt. Diese Leistung wurde mit in erster Linie erreicht durch die Verwendung von Raupenschlepperkränen entsprechender Tragkraft und entsprechender Auslegerhöhe (Abb. 25), und zwar stand für jedes Schiff der mehrschiffigen Halle ein derartiger Kran zur Verfügung. Trotz dieser für die herstellenden Firmen nicht angenehmen Teilung der Lieferung und Montage vollzog sich die Aufstellung ohne Reibungen

und ohne Reklamationen, was letzten Endes auch auf die äußerst sorgfältige Signierung zurückzuführen ist, die vom Auftraggeber verlangt wurde.

Abb. 26 zeigt die Aufstellung der Montagehalle.

Abb. 27 zeigt das Verladen der Konstruktion vom Hafengrundstück der Firma J. Gollnow & Sohn, Stettin, unmittelbar auf das Seeschiff.

Alle Rechte vorbehalten.

Schachtringe aus Baustahl St 52.

Von Dipl.-Ing. J. Kusenber, Sterkrade, Prüflingenieur für Statik.

Beim Abteufen von Schächten für den Kohlenbergbau müssen vielfach Schwimmsandschichten durchfahren werden, die nicht nur die Abteufarbeiten sehr erschweren, sondern auch den Bestand der Schachtverkleidung gefährden können.

Bisher hat man in schwimmendem Gebirge die Schachtverkleidung aus gußeisernen Ringen, sog. Tübbings, hergestellt, die sich im allgemeinen auch gut bewährt haben. In den letzten Jahren sind aber verschiedene katastrophale Zusammenbrüche von Schachtanlagen zu beklagen gewesen, die auf die Unzulänglichkeit der Tübbings gegenüber Störungen im gleichmäßigen radialen Gebirgsdruck zurückzuführen waren.

Gußeiserne Schachtringe sind vorzüglich geeignet, einen hohen gleichmäßigen Gebirgsdruck aufzunehmen; sie versagen aber dann, wenn durch irgendeine Ursache eine Ungleichmäßigkeit im Druck auf die Schachtwandung entsteht, die in dieser nicht nur Ringspannungen, sondern auch größere Biegemomente erzeugt.

Da der Zusammenbruch einer Schachtanlage den Verlust zahlreicher Menschenleben mit sich bringen kann und stets eine große Kapitalanlage zunichte macht, so ist es wohl angebracht, zu untersuchen, ob nicht durch die Verwendung von Schachtringen aus hochwertigem Baustahl eine weitgehende Sicherheit gegen die Wiederholung von Unglücksfällen der oben erwähnten Art geboten werden kann.

In der nachstehenden Untersuchung werden zunächst für einen geschlossenen Ring die Biegemomente, Achsialkräfte und Querkräfte als Funktionen eines Zentrivinkels berechnet, und zwar unter folgenden Annahmen:

1. Der Ring ist bis auf eine durch den Zentrivinkel β bestimmte Bogenstrecke gleichmäßig radial von außen belastet. Auf dieser Strecke ist die gleichmäßige Belastung ersetzt durch eine in Streckenmitte radial nach innen gerichtete Einzellast.
2. Die gleichmäßige Ringbelastung fehlt auf zwei gleich großen, einander gegenüberliegenden Strecken, in deren Mitten entsprechend große Einzellasten wirken.

Die Ergebnisse dieser allgemeinen Untersuchung werden dann zahlenmäßig ausgewertet unter der Annahme, daß die von gleichmäßiger Belastung freien Ringstrecken je $\frac{1}{6}$ des Ringumfanges groß sind.

Schließlich wird ein Ringquerschnitt bestimmt, der dem angenommenen Kräftespiel gewachsen und so geformt ist, daß entsprechend ausgeführte Schachtringe aus Baustahl St 52 im Schacht in ähnlicher Weise eingebaut werden können wie gußeiserne Tübbings.

Ein Ring vom Halbmesser R sei durch einen radial nach innen gerichteten gleichmäßigen Druck $= p/m$ Umfang belastet. Auf dem Ringabschnitt $b = 2R \cdot \beta$ sei diese Belastung durch eine in Abschnittmitte angreifende, radial nach innen gerichtete Einzellast P ersetzt (Abb. 1).

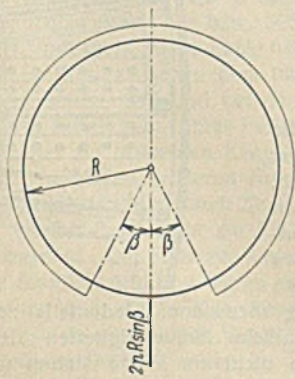


Abb. 1.

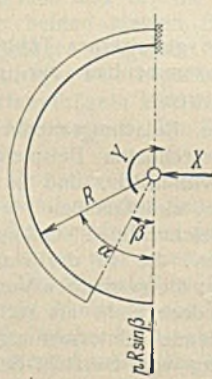


Abb. 2.

Damit Gleichgewicht im Spiel der äußeren Kräfte vorhanden sei, muß

$$P = 2p \cdot R \int_0^\beta \cos \varphi \cdot d\varphi = 2p \cdot R \cdot \sin \beta \text{ sein.}$$

Es sollen die Biegemomente M , die Achsialkräfte S und die Querkräfte Q berechnet werden, die infolge der angenommenen Belastung auftreten.

Die Aufgabe ist zweifach statisch unbestimmt, wenn man sich den Ring durch einen Durchmesser geteilt denkt, der mit der Richtung der Einzellast zusammenfällt, und dann eine Ringhälfte nach Abb. 2 für sich betrachtet.

Als statisch unbestimmte Größen werden zweckmäßigerweise die versetzte Achsialkraft X und das Moment Y in der Ringmitte angreifend angenommen.

Nach bekanntem Rechnungsverfahren ergibt sich folgende Lösung:

$$X = 2p \cdot R \cdot \left[\cos \beta \cdot \left(\frac{\pi - \beta}{2} - \frac{\sin 2\beta}{4} \right) + \sin \beta - \frac{\sin^3 \beta}{2} \right] \cdot \frac{1}{\pi},$$

$$Y = p \cdot R^2 \cdot (\pi - \beta + \sin \beta) \cdot \frac{1}{\pi}.$$

Die Achsialkräfte und Querkräfte ergeben sich nach Abb. 2 wie folgt:

$$S = p \cdot R \cdot \sin \beta \cdot \sin \alpha + X \cdot \cos \alpha$$

$$\text{bzw. } + p \cdot R \cdot (1 - \cos \beta \cdot \cos \alpha) + X \cdot \cos \alpha,$$

$$Q = p \cdot R \cdot \sin \beta \cdot \cos \alpha - X \cdot \sin \alpha$$

$$\text{bzw. } = p \cdot R \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta - X \cdot \sin \alpha.$$

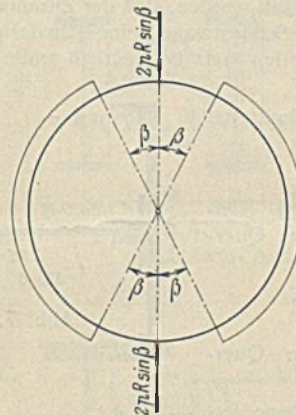


Abb. 3.

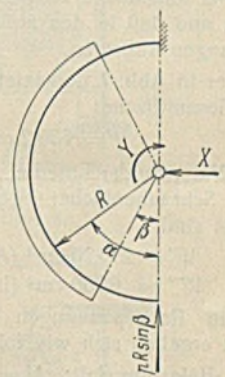


Abb. 4.

Wird auf zwei einander gegenüberliegenden gleich großen Ringstrecken $b = 2R \cdot \beta$ die gleichmäßig verteilte Belastung p durch eine Einzellast $P = 2p \cdot R \cdot \sin \beta$ ersetzt, so ergeben sich für die statisch unbestimmten Größen X und Y folgende Werte (Abb. 3 u. 4):

$$X = p \cdot R \cdot \cos \beta,$$

$$Y = 2p \cdot R^2 \cdot \left(\sin \beta - \beta + \frac{\pi}{2} \right) \cdot \frac{1}{\pi}.$$

Für die Achsialkräfte und Querkräfte gelten die Formeln des ersten Belastungsfalles.

Die vorstehenden allgemein gültigen Formeln werden im folgenden auf zwei Sonderfälle angewandt, für die nachstehende Annahmen gelten sollen:

Ringhalbmesser $R = 3,500 \text{ m}$,

Ringbreite $= 1,000 \text{ m}$,

Ringbelastung $p = 100 \text{ t/m}$ (100 m Wassersäule), $\beta = 30^\circ$.

Für den 1. Belastungsfall erhält man zunächst

$$X = 308,4 \text{ t}; \quad Y = +1215 \text{ tm (abgerundet).}$$

Das größte Biegemoment $M = +136 \text{ tm}$ tritt unter der Einzellast auf. Die Achsialkraft ist dort $S = -308,4 \text{ t}$ und die Querkraft unmittelbar neben der Einzellast ist $Q = 175 \text{ t}$.

Das größte negative Moment ergibt sich für $\alpha = 30^\circ$ zu $M = -26 \text{ tm}$. Die Achsialkraft für diesen Ringpunkt ist $S = -354,5 \text{ t}$ und die Querkraft $Q = -2,6 \text{ t}$ (nach außen gerichtet).

Für den 2. Belastungsfall erhält man unter den gleichen Annahmen

$$X = 303,1 \text{ t}; \quad Y = 1206 \text{ tm.}$$

Das größte Biegemoment $M = +145 \text{ tm}$ tritt wieder unter den Einzellasten auf. Die Achsialkraft ist daselbst $S = -303,1 \text{ t}$ und die Querkraft unmittelbar neben den Einzellasten ist $Q = 175 \text{ t}$.

Der Größtwert des negativen Momentes, $M = -19 \text{ tm}$, ergibt sich für $\alpha = 30^\circ$ bis 150° ; ist er für diese Ringstrecke gleichbleibend. Die Achsialkraft ist hier $S = -350 \text{ t}$ und die Querkraft $Q = 0$.

Der Verlauf der Biegemomente und Achsialkräfte für beide Belastungsfälle ist in Abb. 5 u. 6 dargestellt.

Für die Querschnittsgestaltung von Schachtringen aus Baustahl sind besonders zwei Gesichtspunkte maßgebend.

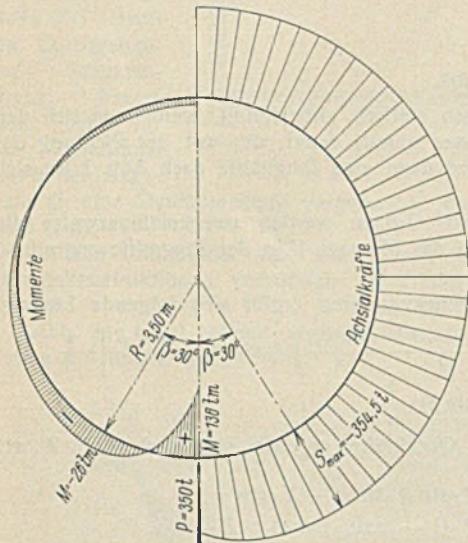


Abb. 5.

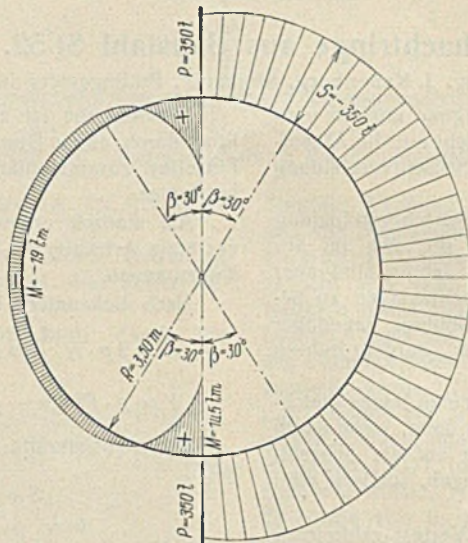


Abb. 6.

Die Querschnittsform muß so gewählt werden, daß der Zusammenbau einzelner Ringstücke zur geschlossenen Schachtwand keine Schwierigkeiten macht, und daß in den äußeren Ringteilen stets beträchtlich große Druckspannungen auftreten.

Der in Abb. 7 dargestellte Querschnitt hat eine Gesamtfläche

$$F = 630,2 \text{ cm}^2.$$

Die Widerstandsmomente des durch Niet- oder Schraubenlöcher geschwächten Querschnitts sind

$$W' = 21120 \text{ cm}^3 \text{ (Außenfaser),}$$

$$W'' = 6350 \text{ cm}^3 \text{ (Innenfaser).}$$

Die Randspannungen für diesen Querschnitt ergeben sich wie folgt:

1. Belastungsfall: $M = +13600 \text{ tcm}$; $S = -308,4 \text{ t}$.

$$\sigma' = -\frac{308,4}{630,2} - \frac{13600}{21120} = -1,133 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma'' = -\frac{308,4}{630,2} + \frac{13600}{6350} = +1,653 \text{ t/cm}^2.$$

Für $M = -2600 \text{ tcm}$ und $S = -354,5 \text{ t}$ ergibt sich

$$\sigma' = -\frac{354,5}{630,2} + \frac{2600}{21120} = -0,440 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma'' = -\frac{354,5}{630,2} - \frac{2600}{6350} = -0,972 \text{ t/cm}^2.$$

2. Belastungsfall: $M = +14500 \text{ tcm}$; $S = -303,1 \text{ t}$.

$$\sigma' = -\frac{303,1}{630,2} - \frac{14500}{21120} = -1,167 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma'' = -\frac{303,1}{630,2} + \frac{14500}{6350} = +1,805 \text{ t/cm}^2.$$

Für $M = -1900 \text{ tcm}$ und $S = -350,0 \text{ t}$ erhält man

$$\sigma' = -\frac{350,0}{630,2} + \frac{1900}{21120} = -0,465 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma'' = -\frac{350,0}{630,2} - \frac{1900}{6350} = -0,854 \text{ t/cm}^2.$$

Zu den oben ermittelten Druckspannungen in der äußeren Faser des Mantelbleches kommen noch örtliche Biegungsspannungen hinzu, die durch die Einzellast P erzeugt werden.

Da diese, entgegen der bisherigen Voraussetzung, weder in einem Punkte noch in einer Linie wirken kann, so wird die Annahme gemacht, sie werde durch die etwa $0,40 \text{ m}$ starke Betonschicht, die beim Schachtbau zwischen Gebirge und Schachtmantel eingebracht wird, auf eine Fläche von $1,0 \cdot 1,0 \text{ m}$ verteilt. Auf diese Fläche wirkt dann eine Last von

$$p = \frac{350000}{10000} = 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Betrachtet man ein unversteiftes Stück des Schacht-Mantelbleches als ebene Platte, die am Rande nachgiebig eingespannt ist, so ergibt sich die größte Biegungsspannung infolge einer gleichmäßig verteilten Belastung $= p \text{ kg/cm}$ nach der Formel

$$\sigma = \eta \cdot \frac{b^2}{s^2} \cdot \frac{p}{2 \cdot (1 + \xi^2)} \quad (\eta = 0,56),$$

wenn a und b die Seitenlängen der Platte sind und $a > b$, $b : a = \xi$ ist.

Nach Abb. 8 kann $a = 37,8 \text{ cm}$, $b = 46,4 \text{ cm}$ gesetzt werden; ξ ist also $= 0,815$, $\xi^2 = 0,664$.

$$\text{Man erhält } \sigma = 0,56 \cdot \frac{37,8^2}{9} \cdot \frac{35}{2 \cdot (1 + 0,664)} = 935 \text{ kg/cm}^2.$$

Die größte Beanspruchung des Mantelbleches ergibt sich unter den gemachten Annahmen zu

$$\sigma_{\text{max}} = -1,167 - 0,935 = -2,102 \text{ t/cm}^2.$$

Die oben berechneten Randspannungen zeigen, daß die Mantelbleche stets auf Druck beansprucht werden und daß ein Spannungswechsel innerhalb des Ringquerschnitts erst in rd. $32,5 \text{ cm}$ Abstand von der Mantelaußenfläche stattfindet. Unter der Voraussetzung, daß die Stirnflächen der einzelnen Ringstücke maschinenmäßig so bearbeitet werden, daß eine unmittelbare Druckübertragung gewährleistet ist, genügen zur Verlaschung der gezogenen Querschnittsteile Stegflächen innerhalb der äußeren Gurtwinkel und Laschen für die inneren Gurtwinkel.

In Abb. 8 ist die Verlaschung eines Ringstoßes dargestellt. Bei ihrer Ausbildung wurde vorausgesetzt, daß an der Stoßstelle das Größtmoment und die größte Querkraft wirksam sind.

Die zur Verbindung zweier Ringstücke dienenden Nieten bzw. Schrauben sind in der Zeichnung markiert. Man erkennt, daß die Herstellung der Verbindung im Schacht keinerlei Schwierigkeiten macht. Aus der Abbildung ist ferner zu ersehen, daß die maschinenmäßige Bearbeitung der einzelnen Ringstücke in ähnlicher Weise erfolgen kann,

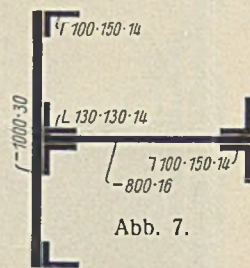


Abb. 7.

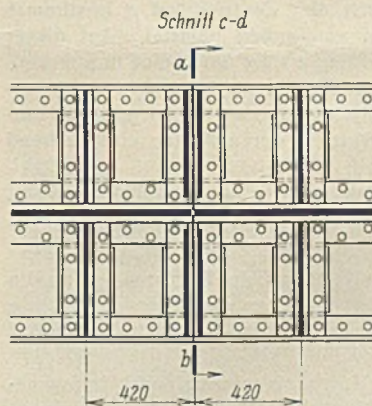
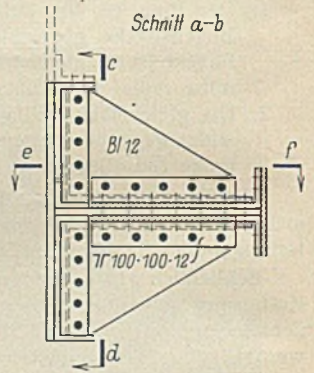
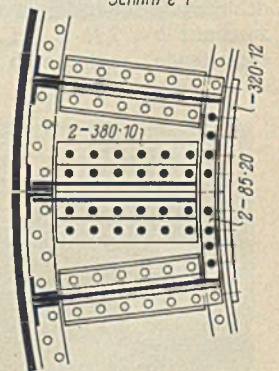


Abb. 8.



Schnitt e-f



wie die gußeiserner Tübbings, ebenso ihr Zusammenbau zur geschlossenen Schachtwand.

Die Belastungsannahmen für die durchgerechneten Beispiele sind zwar ganz willkürlich, und es ist fraglich, ob sie einigermaßen den Störungen im gleichmäßigen Gebirgsdruck entsprechen, die in der Natur auftreten können; die gemachten Voraussetzungen sind jedoch wohl als recht ungünstig anzusehen. Jedenfalls zeigt die vorstehende Untersuchung, daß bauliche Schwierigkeiten der Verwendung von Baustahl-Schachtringen nicht im Wege stehen und daß der Ersatz gußeiserner Tübbings durch Schachtringe aus Baustahl St 52 die Sicherheit einer Schachtanlage im Schwimmsandgebiet ganz außerordentlich erhöhen werden.

INHALT: Theorie und Stalk plastischer Träger des Stahlbaues. — Die Hallen für die Automobilfabrik in Nishnj-Nowgorod. (Schluß.) — Schachtringe aus Baustahl St 52.

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