DER STAHLBAU

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

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 22. November 1935 | Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Ein Aufstellmast für schwere Lasten und weite Ausladung.

Von Dipl.-Ing. Otto Stein, Beuthen O. S.

Der Stahlbau bedarf zum Aufstellen seiner Bauwerke auf dem Bauplatz besonderer Hilfseinrichtungen, weil seine Erzeugnisse nicht wie sonst im Bauwesen zumeist aus kleinen Körpern an Ort und Stelle zusammengebaut, sondern aus großen und schweren Stücken hergestellt werden, die in der Werkshalle fertiggemacht, dann im ganzen zur Baustelle geschafft und dort in ihre endgültige Lage gebracht werden. Infolge der Schwere der zu bewegenden Stücke und der zum Bewegen notwendigen Hilfsmittel erscheint diese Tätigkeit im Gegensatze zum sonstigen Baugewerbe nicht mehr als handwerksmäßige Arbeit, sondern gewinnt mehr die Merkmale eines maschinellen Industriebetriebes. Sie ist die Fortsetzung der vorhergehenden, in der Werkshalle ausgeführten, ebenfalls maschinellen Arbeitsleistung zur Anfertigung der zu versendenden Stücke aus den Erzeugnissen des Walzwerks und den Verbindungsmitteln: Schrauben, Nieten und neuerdings Verschweißungen.

Da die Zusammenbauarbeit in der gut eingerichteten Werkshalle wesentlich billiger ist als die schwierigere auf der Baustelle, ist es notwendig, die Bauplatzarbeit soweit wie möglich zugunsten der im Werke einzuschränken, was gleichbedeutend ist mit dem Ziele, die Versandstücke so groß wie möglich zu machen, so groß, wie es die vorgesehene Versandweise zuläßt. Die zunehmende Verbesserung der Versandmittel, die wachsende Motorenstärke, die gesteigerte Größe und Tragfähigkeit der Wagen, auch der Eisenbahnwagen und Sonderbeförderungen aller Art, ermöglichen den Versand immer größerer und schwererer Stücke. Die Arbeitskosten werden billiger; es ergibt sich aber auch die notwendige Folge, daß die Hilfsmittel der Baustelle, insbesondere die Hebeeinrichtungen, für immer schwerere und größere Laststücke brauchbar sein müssen. Die Stahlbauunternehmungen haben daher ihr Augenmerk auch auf die Ergänzung und Erweiterung ihres Aufstellgerätebestandes zu richten. Durch gut gewählte und vielseitig brauchbare Geräte für schwere Lasten wird dann nicht nur an Kosten für die Aufstellarbeit in wirtschaftlich bedeutendem Maße gespart, sondern vor allem auch an Zeit. Eine neuzeitliche Stahlbauaufstellung geht schnell vonstatten, wesentlich schneller als bei den anderen vergleichbaren Bauweisen. Schwere Stücke sind zumeist auch räumlich ziemlich ausgedehnt. Sie sind sperrig und ihre Bewegung erfordert große freie Räume. Die Hebezeuge müssen deshalb auch eine weite Auskragung ermöglichen. Großen Einfluß auf die Gestaltung der Hebezeuge hat ferner die Hubhöhe, die zu überwinden ist. Gerade bei dem Aufstellen hochliegender Bauten kann die Leistungsfähigkeit der Hebezeuge sehr zur Geltung kommen; denn würde man solche Teile aus kleineren Stücken zusammenbauen wollen, so wären hohe und teure Baugerüste nicht zu umgehen. Ein kräftiges Hebezeug kann dagegen große Stücke ohne Rüstung heben und an ihre Stelle setzen, wobei in kürzester Zeit eine Leistung erzielt wird, die sonst lange Zeit für Gerüstbau und unbequeme Zusammensetzarbeit erfordern würde.

Bei der Beschaffung neuer Aufstellgeräte genügt es nicht, daß nur mit den gerade vorliegenden Aufstellaufgaben gerechnet wird, sondern die Stahlbauunternehmungen müssen bei dem Entwurfe eines neuen Gerätes auch darauf bedacht sein, daß es in möglichst vielseitiger Weise verwendbar ist und daß auch den später zu erwartenden Anforderungen genügt werden kann.

Die Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerke, Werk Donnersmarckhütte in Hindenburg O. S., hatten vor einiger Zeit mehrere sehr hoch über dem Erdboden liegende Bauwerke, die teilweise aus sehr schweren Stücken bestanden, zu erstellen, und es mußte hierfür ein neues Aufstellgerät beschafft werden. Für diese Bauten und dann mit Rücksicht auf bevorstehende größere Brückenbauten entschloß man sich zur Herstellung eines drehbaren, mit Seilen abgespannten Aufstellmastes mit Ausleger, der bis 40 t schwere und sperrige Stücke auf große Höhen und mit weiter Ausladung bewegen konnte, der aus leichteren Einzelstücken zusammengesetzt, leicht aufzustellen und abzubauen war und dessen Bestandteile auch in verschiedener anderer Weise zu Stützgerüsten, Tragpfeilern, Portalkranen usw. verwendet werden können. Den Entwurf aller Einzelheiten, die Festigkeits-, Tragfähigkeits- und Standsicherheitsberechnungen und die Werkstattzeichnungen verfertigte das Konstruktionsbüro, das übrige, mit Ausnahme der Drahtseile, lieferte die Stahlbauwerkstätte der Donnersmarckhütte. Der Mast, der sich inzwischen auf mehreren Verwendungsstellen gut bewährt hat, soll im Nachstehenden in Wort und Bild dargestellt werden.

Die allgemeine Anordnung des Gerätes ist in Bild 1 dargestellt. Die beiden Hauptbestandteile sind der 50 m hohe Standbaum und der 40 m lange Ausleger. Hierzu gehört noch eine Anzahl, und zwar bis zu acht strahlenförmig verteilter Abspanndrahtseile, die den Standbaum am oberen

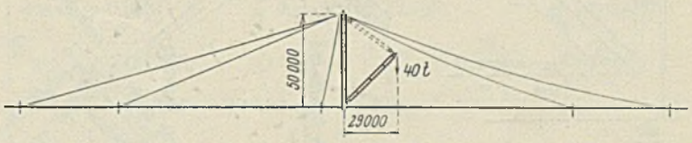

Bild 1.

Ende mittels eines den Drehzapfen umfassenden Ringes halten und in mehr oder weniger flacher Neigung zur Erde herab zu ihren unteren Befestigungsstellen gehen. Der Standbaum ist auch an seinem unteren Ende über einem Kugelzapfen drehbar gelagert und kann bei flacher Neigung der Seile samt Ausleger ungehindert um seine lotrechte Achse ringsherum gedreht werden. Der Ausleger ist mit einem ziemlich tief liegenden Scharniergelenk am Standbaum befestigt und damit gegen den Standbaum um eine waagerechte Achse drehbar. Das obere Auslegerende hängt nach Derrickart an einem mit der Spitze des Standbaumes verbindenden Flaschenzug. Dort an der Spitze läuft das Zugseil über zwei Rollen und dann innerhalb des Standbaumes nach unten und weiter über eine Ablenkrolle zu einer Winde. An der Spitze des Auslegers, und zwar an derselben Rollenachse hängt auch der die Last tragende Flaschenzug. Sein Seil läuft längs der Auslegeroberseite und in dem unteren Teil des Standbaumes abwärts und gleichfalls zu einer Winde. Zur Aufnahme der erheblichen lotrechten Auflagerkraft des Standbaumes dient eine große rechteckige Lagerplatte, die aus einem Trägerrost und einem starken Grundblech besteht. Besondere Seile und Winden dienen dann noch zum Drehen des ganzen Mastes. Im folgenden seien die genannten Bestandteile ausführlicher behandelt und ihre Wirkungsweise, Gestaltung und Bemessung beschrieben.

Der Standbaum, der mit seinen 50 m Höhe einem mittleren Fabrikschornstein gleichkommt, hat eine Längsdruckkraft von etwa 120 t knicksicher auszuhalten. Außerdem erhält er auch Biegungsmomente, und zwar in der Mitte etwa 30 tm. Die elastische Formänderung durch die Biegungsmomente macht ihrerseits wieder die Längsdruckkraft außermittig, wodurch die genaue Berechnung der Standsicherheit schwierig wird. Es wurde angestrebt, durch die Wahl der Lage der Gelenke, der Rollen, der Flaschenzugbefestigungen und Drehzapfenanordnung die Biegungsmomente nach Möglichkeit einzuschränken; wegen der wechselnden Lasten und Auslegerstellungen konnten sie jedoch nicht für alle Gebrauchsfälle ausgeschaltet bleiben. Auch der Ausleger erhält Längsdruckkräfte, jedoch geringere als der Standbaum, dagegen erhält er im allgemeinen größere Biegungsmomente, und zwar besonders infolge seines eigenen Gewichts. Dieser letzteren Erscheinung kann dadurch entgegengewirkt werden, daß man die Auslegerlängskraft in tieferer Lage einleitet, was negative, nach

oben biegende Zusatzmomente ergibt. Durch die besondere Gestaltung der Auslegerenden kann das erreicht werden. Den genannten Hauptbeanspruchungen entsprechend erhielten beide Stäbe, Standbaum und Ausleger, übereinstimmend einen quadratischen Querschnitt von 1200 mm Seitenlänge.

Der Standbaum ist seiner Höhe nach in 10 m lange Schüsse geteilt. Die obersten 10 m sind wegen des größeren Kopfgewichtes nochmals in der Mitte geteilt, so daß dort ein 5 m langer Schuß und der eigentliche 5 m hohe Kopfteil vorhanden sind. Der Ausleger ist in vier je 10 m lange Schüsse eingeteilt. Die beiden mittleren stimmen mit den mittleren Standbaumschüssen, abgesehen von den fehlenden Leitersprossen, vollkommen überein. An den Verbindungsstellen der Schüsse, die beim Auf- und Abbau stets wieder verschraubt oder gelöst werden, sind außen an den vier Wandebenen Bleche angebracht (Bild 2), die zur Hälfte an einem Schuß festgenietet sind und mit der anderen Hälfte über die Stoßfuge vorstehen, damit dort der nächstfolgende Schuß angeschraubt werden kann. Zur weiteren Verbindung sind vier Stoßwinkel innerhalb der Eckwinkel vorhanden, die ebenfalls zur Hälfte an einem Schuß angenietet sind und zur Hälfte, ebensoweit wie die äußeren Bleche, überstehen, so daß die einzusteckenden Eckwinkel des nächstfolgenden Schusses mit je sieben zweischnittigen Schrauben angeschlossen werden können. Diese Verbindung ist für die aufzunehmenden Kräfte reichlich stark; sie ist jedoch wegen des häufigen Lösens so bemessen worden. Jeder 10 m-Schuß hat zwei Querverbände, einen am oberen Schußende unmittelbar an der Stoßfuge und einen zweiten ungefähr in der Mitte. Am Kreuzungspunkt ist ein Knotenblech, das in der Mitte einen kreisförmigen Ausschnitt hat, durch den beim Standbaum die Hebeseile hindurchgehen.

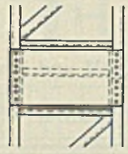

Bild 2.

Bild 3.

Bild 4.

Bild 5.

Bild 6.

Bild 7.

Bild 8.

Bild 3 zeigt schematisch die Lagenbeziehungen der Stabachsen, der Gelenke und der Seilrollen. Wie man sieht, ist die Standbaummittelachse etwas nach hinten geneigt, während die Standbaumdrehachse, nämlich die Verbindungslinie von Fuß- und Kopfgelenk, lotrecht steht. Die Abweichung beträgt am Kopfende 415 mm und ist erforderlich, damit sich die drei Kraftlinien, Rückhalteseil, Flaschenzug und Standbaummittellinie, stets annähernd in einem und demselben Punkte schneiden können, wodurch der Standbaumschaft von unnötigen Biegungsmomenten verschont bleibt. Bild 4 zeigt die Kräfterichtungen beim Standbaumkopf. Man sieht, wie sich die Richtung des Rückhalteseils bei verschiedener Seilneigung mit der Richtung der Flaschenzugkräfte bei verschiedener Auslegerstellung nahezu immer ziemlich nahe der verlängerten Standbaummittellinie treffen. Bild 5 zeigt Kräftepläne, die erkennen lassen, wie bei lotrechter oder waagerechter Belastung der Rollenachse des Auslegerkopfes mit der Lasteinheit die Kraftzerlegung bei verschiedener Auslegerstellung in den Ausleger und in den Flaschenzug hinein vor sich geht. Man erkennt, daß die Auslegerlängskraft nur wenig schwankt, daß dagegen die Flaschenzugkraft sehr verschieden wird. Durch Vervielfachen der dargestellten Lasteinheitswirkung mit der tatsächlichen lotrechten und waagerechten Seitenkraft einer Last erhält man die Längskräfte für Ausleger und Flaschenzug. Die Seilführung über die am Auslegerrücken und am Standbaumfuß befestigten Rollen ergibt noch besondere Einwirkungen auf den Ausleger, die in Bild 6, und zwar für eine Seillast = 1 t, dargestellt sind. Bild 7 zeigt Biegemomente und Axialkräfte im Ausleger bei einer mittleren Stellung, und zwar für ständige Last und für 40 t Nutzlast. Zu letzterer sind hierbei noch 2 t für das Gewicht der Flaschenzüge und des Lasthakens hinzugefügt.

Ausleger und Standbaum erscheinen, obwohl sie vierseitige, räumliche Fachwerke sind, statisch zunächst als lange, schlanke Stäbe. Da sie neben den Längskräften auch Biegungsmomente erster Ordnung aus Eigenlasten und quergerichteten Lastseitenkräften erhalten, werden die Stabachsen auch die nach dem Elastizitätsgesetz damit zwangsläufig verbundenen geringen elastischen Krümmungen erhalten. Daraus folgt wiederum, daß auch die rechnungsmäßigen Längskräfte, die gerade Richtungslinien haben, nicht völlig in der Stabmittellinie liegen können, sondern wieder kleine Abweichungen von ihr, kleine Außermittigkeiten, haben werden, aus denen wieder Biegungsmomente zweiter und weiterer Ordnungen entstehen. Es ergibt sich eine zusammengesetzte Ausbiegung, die nicht einem Proportionalitätsgesetze folgt. Das w-Verfahren, das diese Erscheinungen berücksichtigen soll, aber nicht auf Rechnung, sondern auf Versuchen an kleinen Stäben beruht, sollte wegen der Größe des Mastes und seiner besonderen Gittergestalt durch ein Rechenverfahren ersetzt werden. Verfasser verwendete das von Müller-Breslau angegebene, in den „Neueren Methoden der Festigkeitslehre" 1913, S. 442 u. f., enthaltene Verfahren, insbesondere auch deshalb, weil es die Berechnung der Vergitterungsstäbe und die Berücksichtigung der Einzelstab-Biegungsmomente gestattet. Statt der ⊏-Gurte bei Müller-Breslau sind beim Mast Fachwerke vorhanden, was an den Ableitungen aber nichts Wesentliches ändert. Die kleinen zusätzlichen Biegungsmomente in den Eckstäben, quer zu den anderen Momenten, sind bei sonst zweifacher Sicherheit unbedenklich.

Bei außermittiger Druckbelastung von Stäben gilt nicht das Additionsgesetz der einzelnen Lastwirkungen, sondern es ist klar, daß z. B. eine verdoppelte Last nicht nur doppelt so große Randspannungen, sondern, weil auch die Stabkrümmung größer wird, noch weit mehr vergrößerte Randspannungen ergeben wird. Die Beanspruchung ist daher beim Mast nicht getrennt für Eigenlast und Nutzlast errechnet worden, sondern es wurden die ungünstig zusammenwirkenden Lasten unter einem behandelt.

Auch der Sicherheitsgrad ist nicht auf das Verhältnis der Streckgrenze zur Gebrauchsbeanspruchung bezogen; denn, wenn auch dieses Verhältnis etwa zweifach ist, wird man wegen der mangelnden Proportionalität doch nicht sagen können, daß der Mast eine verdoppelte Belastung aushalten kann. Der Sicherheitsgrad soll sich aber hierauf beziehen, d. h. es soll bei zweifacher Sicherheit eine Verdoppelung der Last möglich sein. Um diesen Schwierigkeiten in einfacher Weise gerecht zu werden, wurde die Beanspruchungsermittlung mit einer Last von 80 t errechnet, also dem Doppelten der vorgesehenen Nutzlast von 40 t. Für die 80 t-Last sollten die Spannungen unterhalb der Streckgrenze bleiben. Zur Sicherheit wurde auch das Eigengewicht des Gerätes verdoppelt eingesetzt, weil für einzelne Stellen der Eigengewichtseinfluß überwiegend ist und auch für diese Stellen zweifache Sicherheit zur Streckgrenze gewahrt bleiben soll. Sind aber sowohl Nutzlast als auch ständige Last verdoppelt angenommen, so kann man sicher sein, daß auf jeden Fall die errechneten Spannungen mindestens doppelt so groß sind als die in Wirklichkeit vorkommenden, daß man also zumindest zweifache Sicherheit bei der verlangten Nutzlast von 40 t hat.

Mit den Bezeichnungen bei „Müller-Breslau" ist beim Gerät in cm- und t-Rechnung (Bild 8):

$h = 114{,}4$; $\lambda = 105{,}9$; $d = 155{,}9$; $F = 38{,}4$; $F_d = 17{,}46$;
$F_h = 9{,}58$; $\sec\varphi = 1{,}471$; $E = 2100$; $J = 354$; $J_{d,\eta} = 9{,}78$;
$e_1 = 2{,}82$; $e_2 = 7{,}18$; $W_1 = 125{,}5$; $W_2 = 49{,}3$;
$J_1 = 251\,800$; $\gamma = 7{,}00$.

Beim Ausleger ist in waagerechter Stellung $P \cong 80$ t; und für die mittige Last:

$$\gamma'' = 0{,}202; \quad \gamma' = 0{,}007\,58; \quad \varrho' = 0{,}001\,532;$$

$$\Delta^2 y = \pm \frac{1}{2} h \varrho' = \pm 0{,}088\,3; \quad \Delta y = \pm 0{,}044\,15;$$

$$K = \mp \frac{6EJ}{\lambda^2} \Delta^2 y = \mp 35{,}0 \text{ tcm};$$

$$M = \pm 0{,}5 K = \mp 17{,}5 \text{ tcm};$$

$$D_m = [P(y_m - y_{m-1}) - 2(M_m - M_{m-1})] \frac{\sec\varphi}{h} = -0{,}855 \text{ t};$$

$$V = + P\gamma' \frac{h}{\lambda} = + 0{,}655 \text{ t};$$

$$\sigma_{0,\mathrm{I}} = \frac{P}{2F}(1 - \gamma') + \frac{M}{W} = 1{,}033 + 0{,}139 = 1{,}172 \text{ t/cm}^2.$$

Der Einfluß des Hebels $a = -28$ cm und die Eigengewichtsknotenlast $G = 2 \times 0{,}1653$ t ergibt:

$$\varrho = 0{,}001\,710; \quad \cos\vartheta = 0{,}999\,145; \quad \vartheta = 2°22'10'';$$

$$M'_m = g \frac{\lambda^2}{2} m(n - m) = 17{,}5 \text{ m } [37 - m];$$

$$y_m = \left[a + \frac{\lambda}{2}\left(\gamma + \frac{2}{\varrho}\right)\frac{G}{P}\right] \cdot \left[\left\{\cos\left(\frac{n}{2} - m\right)\vartheta : \cos\frac{n\vartheta}{2}\right\} - 1\right] - \frac{M'_m}{P}.$$

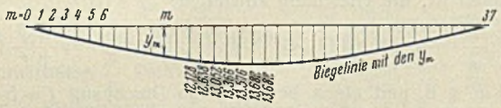

Bild 9.

Bild 9 zeigt die y_m.

$$\max \Delta^2 y = -0{,}106; \quad M_m = -EJ\frac{\Delta^2 y_{m+1}}{\lambda^2} = -66{,}2\,\Delta^2 y_{m+1};$$

$\max M_m = +7{,}02$ tcm.

max Q in 16,5 m Abstand von der Mitte ist $= 16{,}5 \text{ m} \cdot 0{,}315 \text{ t/m} = 5{,}15$ t, wobei $g = 0{,}315$ t/m.

$$O_m = P\frac{a + y_m}{h} + \frac{M'_m}{h} - \frac{2M_m}{h}; \quad \max O_m = -41{,}2 \text{ t};$$

$$\sigma_{0,\mathrm{II}} = +1{,}080 + 0{,}056 = +1{,}136 \text{ t/cm}^2;$$

$$D_m = \sec\varphi \frac{P}{h}(y_m - y_{m-1}) + Q_m \frac{\lambda}{h}\sec\varphi;$$

$$\max D_m = \pm 1{,}107 \pm 7{,}00 = \pm 8{,}11 \text{ t}.$$

Für alle Wirkungen (von P, a, G) zusammen ist dann:

$$\sigma_0 = 1{,}172 + 1{,}136 = 2{,}308 \text{ t/cm}^2;$$

zulässig ist 3,6 für St 52 bei den verdoppelten Lasten.

$$D = -0{,}855 - 8{,}11 = -8{,}97 \text{ t}; \quad \text{je Wand: } 4{,}48 \text{ t};$$

für ⌐ 100 · 50 · 6 und $D_E = \frac{\pi^2 E J_{d\,y}}{d^2} = -8{,}32$ t;

$$v = 8{,}32 : 4{,}48 = 1{,}86; \quad v' = 2{,}11 : 0{,}86 = 2{,}45.$$

Bild 10.

Nach Bild 10 ist mit dem Hebelarm 0,5 cm:

$$\sigma_d = -\frac{4{,}48}{8{,}73} + \frac{4{,}48 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}45}{(9{,}78 : 3)} = -2{,}21 \text{ t/cm}^2; \quad \text{zul} = 2{,}4 \text{ für St 37};$$

$V = +0{,}736$ t oder $-0{,}081$ t; $\sigma_z = 0{,}093$; $\sigma_{dr} = -0{,}071$ t/cm².

Die Einflüsse der μ', μ'', Δh sind unwesentlich.

Die Abmessungen der Gelenkbolzen des Auslegers sind aus den Bildern 11 und 12 ersichtlich.

Die Biegungsmomente im Standbaum sind ziemlich vielgestaltig und verwickelt. Im Standbaumkopf entstehen Drehmomente infolge der nicht ganz zu beseitigenden Außermittigkeit der beiden Hauptkräfte vom Flaschenzug und vom Rückhalteseil. Ferner entstehen Drehmomente, und zwar die erheblichsten, beim unteren Auslegergelenk. Für die günstigste Stellung dieses Gelenks wurden eingehende Untersuchungen angestellt um zu erreichen, daß die Richtung der dort auftretenden Kraft bei den hauptsächlichsten Gebrauchsfällen stets möglichst nahe beim unteren Standbaumgelenk vorbeigeht. Weitere Drehmomente entstehen bei den am Standbaum gelagerten Rollen für das oberhalb des Auslegerfußes ankommende Zugseil. Auch vom Eigengewicht der Abspannseile entsteht am oberen Drehzapfen eine Belastung mit Drehmomenten für den Standbaum. Alle diese Drehmomente erzeugen im Standbaum Biegungsmomente, Längskräfte und Querkräfte. Ihre Ermittelung für die verschiedenen möglichen Auslegerstellungen war eine umfangreiche, hauptsächlich aber rein geometrische Rechnung. Sie kann hier nur angedeutet werden. Wie beim Ausleger wurde immer zunächst die Wirkung einer Lasteinheit bestimmt, und zwar zerlegt in je zwei Seitenkräfte parallel und senkrecht zur Standbaummittellinie. Dafür wurden die Auflagerkräfte am Kopf und Fuß des Standbaumes ermittelt unter Berücksichtigung der Richtungen des jeweils belasteten Rückhalteseils und des Flaschenzuges. Die äußeren Kräfte und die Auflagerkräfte ergaben dann die inneren Schnittkräfte. Die gleichzeitig möglichen ungünstigsten Wirkungen wurden zusammengestellt.

Der Standbaum erhält im allgemeinen größere Längskräfte und kleinere Biegungsmomente als der Ausleger. Bei der Auslegerneigung von $\alpha \sim 50°$ sind die Momente am kleinsten.

Von $P = 2 \cdot 101{,}1$ t mittig entsteht

$$\gamma'' = 0{,}508; \quad \gamma' = 0{,}007\,63; \quad \varrho' = 0{,}003\,07;$$

$$\pm \Delta y = 0{,}1105; \quad \pm \Delta^2 y = 0{,}2210; \quad K = \mp 87{,}5; \quad M \cong 43{,}75;$$

$$y_m = h \cdot \mathrm{tg}^2 \frac{\vartheta'}{2} \cdot \cos\frac{m}{2}\vartheta' \cdot \cos\frac{n - m}{2}\vartheta' : \cos\frac{n}{2}\vartheta'; \quad n = 47; \quad m = 22;$$

$$\cos\vartheta' = 0{,}9981; \quad \frac{n}{2}\vartheta' = 40°06'12{,}15''; \quad \vartheta' = 3°33'53{,}08'';$$

$$y_{m=22} = 0{,}1272; \quad O = \frac{P}{2} + \frac{P_{y\,m}}{2} + 2\frac{M_m}{h} = -100{,}46 \text{ t};$$

$\sigma_{0,\mathrm{I}} = 2{,}968$; (bei $\alpha = 40°$ ist $\sigma_{0,\mathrm{I}} = 1{,}506$; bei $\alpha = 90°$; $\sigma_{0,\mathrm{I}} = 0{,}353$);

$$D_m = \left[\frac{P}{h}(y_m - y_{m-1}) - \frac{4M_m}{h}\right]\sec\varphi = -1{,}960 \text{ t}; \quad \sigma_d = 0{,}576;$$

$$V_m = \frac{h}{\lambda}\varrho'\left[-\frac{P}{4} + \frac{6EJ}{\lambda^2}\right] = 1{,}45 \text{ t}; \quad \sigma_z = 0{,}184.$$

Bei Auslegerneigungen von $\alpha = 35°$ bis rechnungsmäßig 90° entstehen die größten Biegungsmomente bei 90°. In Standbaummitte ist dann

$$M = 2 \times 32 \text{ tm}; \quad a = M : N = 2{,}025 \text{ m}; \quad \frac{EJ_1}{P\lambda^2} = 1680;$$

$$\varrho = 0{,}000\,588; \quad \vartheta = 1°23{,}3'; \quad \text{für } m = 23 \text{ ist}$$

$$y_{23} = a\left\{\left[\cos\left(\frac{n}{2} - 23\right)\vartheta : \cos\frac{n}{2}\vartheta\right] - 1\right\} = 38{,}3 \text{ cm};$$

$$M_{23} = \frac{8EJ\delta}{l^2} = \frac{8EJy_{23}}{l^2} = 9{,}12 \text{ tcm};$$

$$O_m = P\frac{a + y_m}{h} - \frac{2M_m}{h} = -66{,}0 \text{ t};$$

$$\sigma_{0,\mathrm{II}} = \frac{O}{F} + \frac{M}{W_1} = 1{,}720 + 0{,}073 = 1{,}793.$$

Für alle Wirkungen zusammen ist $\sigma_{0,\mathrm{I}} + \sigma_{0,\mathrm{II}} = \sigma_0 = 0{,}353 + 1{,}793 = 2{,}146$.

Bild 13 zeigt die Gurtstabrandspannungen σ bei verschiedenen Auslegerneigungen α. Für Neigungen α kleiner als 35° muß die Nutzlast kleiner als 40 t bleiben und ist gegebenenfalls besonders zu ermitteln.

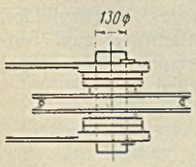

Bild 11.

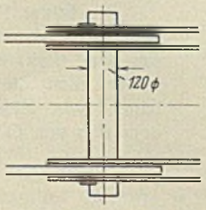

Bild 12.

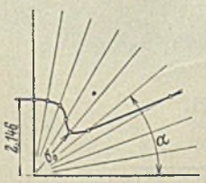

Bild 13.

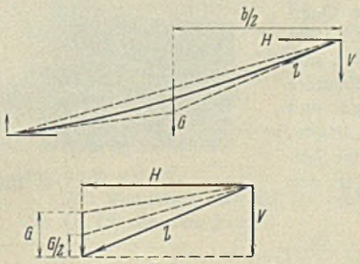

Bild 14.

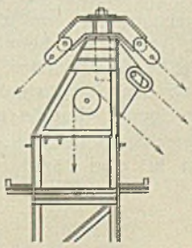

Bild. 15.

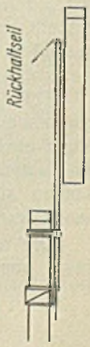

Bild 16.

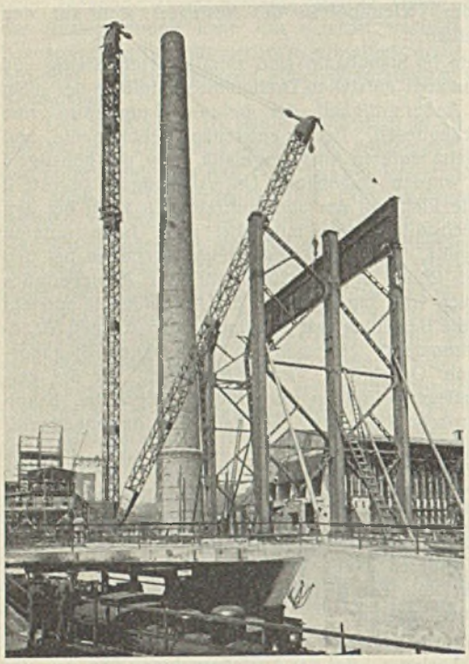

Bild 17.

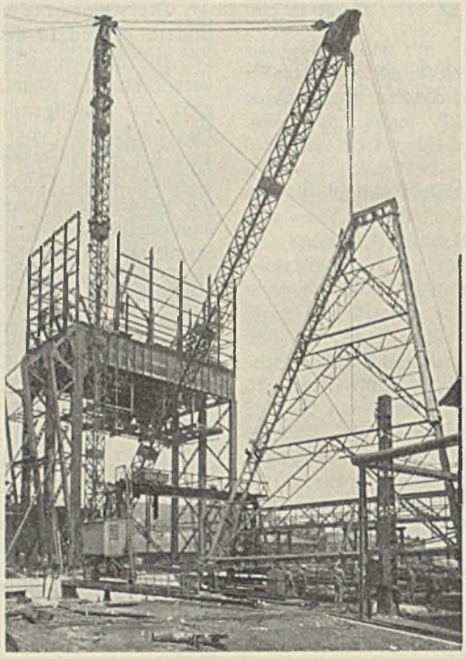

Bild 18.

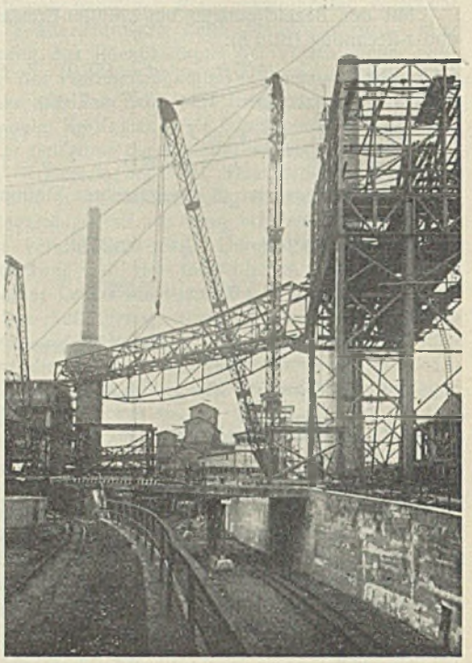

Bild 19.

Für die Gitterstreben gilt mit a:

$$y_1 = a\left\{\left[\cos\left(\frac{n}{2}-1\right)\vartheta : \cos\frac{n}{2}\vartheta\right]-1\right\};$$

$$D = \frac{P y_1}{h}\sec\varphi_1 = 0{,}012\,87\,P y_1;$$

für $a = 80°$ ist $\left(\frac{n}{2}-1\right)\vartheta = 45°\,19'$; $y_1 = +2{,}50$ cm;

$\max D = -2{,}08$ t (Druck);

für die Pfosten gilt

$$y_{22} = a\left\{\left[\cos\left(\frac{n}{2}-22\right)\vartheta : \cos\frac{n}{2}\vartheta\right]-1\right\}; \qquad \max V = O_{\max}\frac{\Delta^2 y}{\lambda};$$

für $\alpha = 90°$ ist $\left(\frac{n}{2}-22\right)\vartheta = 2°\,05{,}35'$; $y_{22} = 0{,}383$; $\Delta^2 y = +0{,}0005$;

$O_{\max} = -66{,}0$ t; $V_{\max} = -0{,}031$ t Druck, < als beim Ausleger.

D ist insgesamt $\approx -1{,}96 - 2{,}08 = -4{,}04$ t, ohne Rücksicht auf die verschiedenen α. Die Strebenkräfte beim Ausleger sind wesentlich größer. Die größte Pfostenzugkraft ist $V = +1{,}45$ t; $\sigma_z = 1{,}83$ t/cm².

Die Fundamentscheibe des Mastes belastet bei rd. 120 t Auflast den Erdboden auf $3{,}2 \cdot 2{,}2 = 7$ m² Fläche mit 1,72 kg/cm². In der längeren Rechteckrichtung ist das Biegungsmoment 98 tm und wird von 4 I 55 getragen, die mit vier Querverbindungen einen starken Rost bilden, der auch alle entsprechenden Querkräfte zu tragen vermag. Die untere Platte ist 20 mm stark und hat aufgebogene Ränder. Die Fundamentscheibe kann auch die regelmäßige waagerechte Seitenkraft vom belasteten Ausleger im Betrage bis zu 30 t aufnehmen. In Sonderfällen können noch besondere Verankerungen angebracht werden.

Bei den Abspannseilen war die Querschnittsbeanspruchung zu ermitteln. Wie schon erwähnt, ist zwischen belasteten und unbelasteten Seilen unterschieden. Letztere hängen sich an den Standbaumkopf und haben nur ihr eigenes Gewicht zu tragen.

Die waagerechten Seitenkräfte der Seilzüge kommen in dem Ringe, der den Drehzapfen umfaßt, zum allseitigen Ausgleich. Man kann, wenn f der Durchhangspfeil ist, die Gleichung aufstellen:

$$2f : \frac{b}{2} = \frac{G}{2} : H \text{ (Bild 14)}; \qquad f = \frac{b\,G}{8\,H}; \qquad H = \frac{b\,G}{8\,f};$$

für $b = 175$ m z. B. und einen beobachteten Durchhang $f = 5$ m ist die Seillänge $S = 182$ m, Seilgewicht 470 kg bei 2,6 kg/m; $H = 2{,}06$ t. Der obere schräge Seilzug ist $Z = 2{,}23$ t, der lotrechte $V = 0{,}82$ t.

Man wird, um möglichst nach allen Richtungen gleiche Seilspannungen zu haben, alle Durchhänge einem gleichen, etwa dem obigen H anpassen. Die Zugspannung der unbelasteten Seile ist dann etwa $^1/_{20}$ derjenigen von belasteten Seilen. Letztere erhalten je nach ihrer flacheren oder steileren Ausspannung 40 bis 50 t Zugkraft, wenn nur auf ein Seil gerechnet wird. Hierfür sind die Seile auszuwählen. Dem belasteten Seil entspricht ein etwa 20 mal kleinerer Durchhang. Beim Schwenken des belasteten Auslegers muß sich der obere Standbaumdrehzapfen etwas im Kreise drehen, und zwar wird er immer etwas gegen den Ausleger zugeneigt sein.

Bild 15 zeigt die oberen Seilbefestigungen, den Seilring, den Drehzapfen des Standbaums und die Seilrollen am Standbaumkopf.

Bei einem Winddruck von $2 \cdot 150$ kg/m² (doppelt = 300 kg/m²) entsteht im Standbaum ein Biegungsmoment von $2 \cdot 48{,}7$ tm; eine Axialkraft doppelt = 12,7 t, $\gamma_{23} = 175$ cm; $\vartheta = 0°\,57'$; $M_m = 41{,}4$ tcm; $O_m = 104$ t Druck; $\sigma_w = 3{,}36$ t/cm².

Bei hohen Winddrücken darf der Mast sonach nicht in Gebrauch genommen werden.

Eine besondere Einrichtung wurde geschaffen für das Hochziehen der Standbaumschüsse beim Aufstellen. Sie ist aus Bild 16 ersichtlich. Ein Rohr von 254 mm äußerem Durchmesser und 10 mm Wandstärke geht beim Aufbau voraus und wird an der Spitze mit einem Rückhaltseil versehen. Es kann 4 t Last tragen.

Die Bilder 17 bis 21 zeigen den Mast bei der Verwendung zum Aufstellen schwerer Rahmen, ganzer Brückenfelder, ferner auch die Einzelschüsse zum Aufbauen von Einschwimmungsgerüsten bei dem Bau von Oderbrücken.

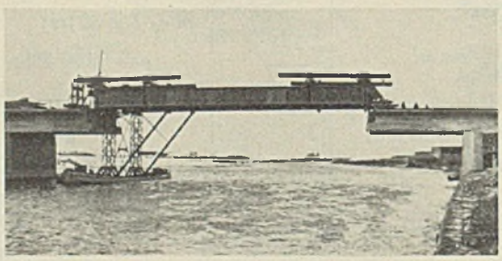

Bild 20.

Bild 21.

Alle Rechte vorbehalten.

Ausbeulen von Bindeblechen.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Karl Girkmann, Wien.

Die folgende Untersuchung bezieht sich vor allem auf die Bindebleche von Flachmasten und auf die aus Blechlaschen gebildeten Riegel ähnlicher Rahmentragwerke des Stahlbaues; sie gilt aber auch für die Bindebleche gegliederter Druckstäbe (Rahmenstäbe).

Die Beanspruchungen dieser Bleche werden zumeist unter vereinfachenden Annahmen ermittelt, unter denen das Biegungsmoment der als „Stäbe" aufgefaßten Bleche in Stabmitte verschwindet. Besitzt ein solches Blech von der theoretischen Länge a (Bild 1a, b), der Breite b und der Stärke h die Schubkraft Q, so ergibt die elementare Rechnung für einen beliebigen Ort x, y die Blechspannungen

$$\sigma_x = \frac{M_x}{J}\,y, \qquad \sigma_y = 0, \qquad \tau = \frac{Q\,S}{J\,h} \qquad \text{oder}$$

$$(1) \qquad \sigma_x = 12\,\frac{Q}{b^3\,h}\,x\,y, \qquad \sigma_y = 0, \qquad \tau = \frac{3}{2}\cdot\frac{Q}{b\,h}\left(1 - \frac{4\,y^2}{b^2}\right).$$

Aus diesen Gleichungen erhält man für $x = \pm\,{}^1/_2\,a$ die Randspannungen des Bleches in bestimmter stetiger Verteilung (Bild 1c), während in Wirklichkeit die Verteilung der Randkräfte und damit auch der Spannungszustand des Bleches von der Art des Blechanschlusses abhängt. Zur Lösung des gegenständlichen Stabilitätsproblems wird näherungsweise der Verlauf der Randspannungen gemäß Bild 1c angenommen. In diesem Falle entsprechen die Spannungen nach Gl. (1) tatsächlich dem ebenen Spannungszustand des Bleches [Airysche Spannungsfunktion

$$F = \frac{Q}{b\,h}\,x\,y\left(2\,\frac{y^2}{b^2} - \frac{3}{2}\right)\Bigg]$$

und die Gl. (1) sind für beliebige Seitenverhältnisse $\frac{b}{a}$ verwendbar.

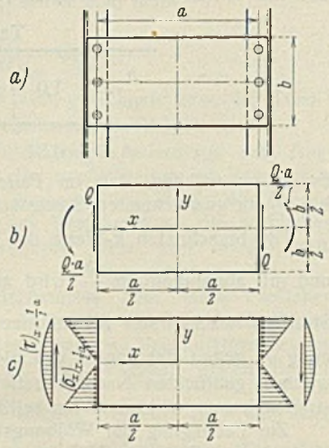

Bild 1.

In den Bindeblechen von Flachmasten und Rahmenträgern treten häufig auch Normalkräfte auf, und die entstehenden Normalspannungen σ_x' hätte man den Spannungen σ_x der Gl. (1) noch zu überlagern. Von Interesse wären vor allem Druckspannungen σ_x', da sie das Beulen der Bleche begünstigen. Nun sind aber diese Spannungen, die zumeist nur von der Windbelastung der Stiele herrühren, in der Regel sehr klein; wo Einzellasten angreifen, die größere Normal-Druckkräfte hervorrufen, werden ja steife Riegel an Stelle der Bindebleche vorgesehen. Im folgenden sollen auch diese Spannungen σ_x' nicht weiter berücksichtigt werden. Ebenso bleiben jene zusätzlichen Blechspannungen außer Betracht, die durch die Längenänderungen der Stiele verursacht werden.

Die Bindebleche werden in der Praxis nun so bemessen, daß die erforderlichen Anschlüsse untergebracht werden können und daß die größten, unter Berücksichtigung allfälliger Nietabzüge errechneten Blechspannungen die jeweils vorgegebenen Werte nicht überschreiten. Die Bindebleche gegliederter Druckstäbe dürfen aber auch nicht vorzeitig ausbeulen und die Bindeblech-Riegel der Flachmaste und Rahmenträger müssen unter der ungünstigsten Belastung noch genügend große Sicherheit gegen Beulen aufweisen.

Eine theoretische Untersuchung über das Beulen von Bindeblechen ist nicht vorhanden; man hat sich damit beholfen, einen Randstreifen des Bleches für sich als Stab auf Knicken zu berechnen, wozu noch eine weitere vereinfachende Annahme zu treffen war.

Im folgenden soll nun die Stabilität der Bindebleche untersucht und ein Näherungsverfahren entwickelt werden, mittels welchem in fraglichen Fällen die Beulsicherheit der auf üblichem Wege bemessenen Bleche rasch überprüft werden kann. Die Bleche mögen aus einem homogenen, isotropen Werkstoff bestehen. Sie stellen Platten dar, deren ebener Spannungszustand durch die Gl. (1) bestimmt ist. Die Plattenränder $x = \pm\,{}^1/_2\,a$ werden frei aufgestützt gedacht, die Ränder $y = \pm\,{}^1/_2\,b$ sind frei. Zu ermitteln ist nun jener kritische Wert Q_{kr} der Schubkraft Q, unter dem die Stabilitätsgrenze erreicht wird. Die Untersuchung wird unmittelbar nur für unbeschränkt elastisch gedachten Stahl durchgeführt. Die Bindebleche werden als vollkommen eben angenommen, und es wird vorausgesetzt, daß vor Erreichen der kritischen Schubkraft des betrachteten Bleches keine andere Instabilität, wie Knicken eines Stieles in oder aus der Rahmenebene bzw. Kippen des Flachmastes, Ausbeulen eines anderen Bleches usw., noch sonst ein vorzeitiges Versagen des Baugliedes eintritt.

Zur Lösung der gestellten Aufgabe wird das Energiekriterium herangezogen, mit dessen Hilfe es leicht möglich ist, einen geeigneten Näherungswert für die kritische Schubkraft Q_{kr} herzuleiten.

Angenommen, die Schubkraft Q habe ihren kritischen Wert erreicht und das Blech sei unendlich wenig ausgebogen. Soll nun diese ausgebogene Lage $w = f(x, y)$ tatsächlich eine Gleichgewichtslage sein, so muß für jede kleine virtuelle Verrückung $\delta\,w$ der Platte die Bedingung

$$(2) \qquad \delta\,e = 0$$

erfüllt sein, wenn e die gesamte potentielle Energie der verbogenen Platte bedeutet. Da unter den getroffenen Voraussetzungen an den Rändern $x = \pm\,{}^1/_2\,a$ keine Randmomente auftreten und auch die der Plattenbiegung zugehörigen Randscherkräfte wegen $w = 0$ dort keine Arbeit leisten, erhält man für die potentielle Energie e[1]), unter Beachtung von $\sigma_y = 0$, den Ausdruck

$$(3) \qquad \left\{\begin{aligned} e = e_0 &+ \int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}}\int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} h\left\{\frac{1}{2}\,\sigma_x\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2 + \tau\,\frac{\partial w}{\partial x}\cdot\frac{\partial w}{\partial y}\right\} d\,x\,d\,y \\ &+ \int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}}\int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} N\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)^2\right. \\ &\left. -(1-\nu)\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right]\right\} d\,x\,d\,y, \end{aligned}\right.$$

worin e_0 den von w unabhängigen Wert der potentiellen Energie der Platte unmittelbar vor der Ausbiegung, ν die Querdehnungszahl und N die Plattensteifigkeit bedeuten:

$$(4) \qquad N = \frac{E\,h^3}{12\,(1-\nu^2)}.$$

Auf Grund der vorliegenden Spannungs- und Stützungsverhältnisse habe ich für die Auswölbung $w\,(x, y)$ der Bindebleche zunächst den einfachen Näherungsansatz

$$(a) \qquad w = C_1\cdot\sin\frac{2\,\pi\,x}{a} + C_2\,y\cdot\cos\frac{\pi\,x}{a}$$

in Betracht gezogen, der zwar nur einen Freiwert $\frac{C_2}{C_1}$ enthält, trotzdem aber die entstehenden Ausbeulungen schon genau genug beschreiben könnte. Dieser Ansatz befriedigt die Randbedingungen $w = 0$ und $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu\,\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0$ der gestützten Ränder $x = \pm\,{}^1/_2\,a$, nicht aber die Bedingungen $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu\,\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$ und $\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2-\nu)\,\frac{\partial^3 w}{\partial^2 x\,\partial y} = 0$ der freien Ränder $y = \pm\,{}^1/_2\,b$, da die ersten Summanden dieser Gleichungen jeweils Null sind, die zweiten aber gleichzeitig von Null verschieden bleiben. Zur Abschätzung des Fehlers, der durch diesen Umstand verursacht werden könnte, wurde der erweiterte Ansatz

$$(b) \qquad \left\{\begin{aligned} w = C_1\cdot\sin\frac{2\,\pi\,x}{a}\,(1 + A_1\,y^2 + B_1\,y^4) \\ + C_2\cdot\cos\frac{\pi\,x}{a}\,(y + A_2\,y^3 + B_2\,y^5) \end{aligned}\right.$$

in Untersuchung gezogen, der bei entsprechender Festlegung der Konstanten A_1, B_1, A_2 und B_2 auch die Bedingungen der freien Ränder erfüllt. Dieser Ansatz, der bereits sehr umfangreiche Entwicklungen bedingt, hat zwar bei hohen Blechen zu kleineren Q_{kr} als der einfache Ansatz Gl. (a) geführt, die Unterschiede waren aber praktisch bedeutungslos. Daher wurde auf die strenge Erfüllung der Randbedingungen in $y = \pm\,{}^1/_2\,b$ verzichtet und dafür noch eine Ansatzerweiterung mittels der Zusatzglieder

$$\sin\frac{4\,\pi\,x}{a} \qquad \text{und} \qquad y\cdot\cos\frac{3\,\pi\,x}{a}$$

versucht. Für die häufigeren Blechabmessungen wurden auch jetzt keine wesentlich kleineren Schubkräfte Q_{kr} als mit dem Ansatz Gl. (a) erhalten; bei schmalen Blechen, beispielsweise bei $\frac{b}{a} = 0{,}2$, betrug aber der Unterschied immerhin mehr als 5 %. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß nur das zweite Zusatzglied von Bedeutung ist, während das erste praktisch ohne Einfluß bleibt. Auf Grund dieser Ergebnisse wird der folgenden Herleitung eines Ausdruckes für die kritische Schubkraft Q_{kr} der dreigliedrige Ansatz

$$(5) \qquad w = C_1\cdot\sin\frac{2\,\pi\,x}{a} + C_2\,y\cdot\cos\frac{\pi\,x}{a} + C_3\,y\cdot\cos\frac{3\,\pi\,x}{a}$$

zugrunde gelegt.

Mit Benutzung der Gl. (5) erhält man für das erste Doppelintegral der Gl. (3) den Ausdruck

$$(6) \qquad I_1 = Q\left[\frac{32}{9}\,C_1\,C_2 - \frac{96}{25}\,C_1\,C_3\right],$$

[1]) A. Nadai, Elastische Platten, Berlin 1925.

während für das zweite, die Biegungsarbeit ergebende Doppelintegral

$$(7)\quad \left\{ I_2 = N\pi^2 \frac{b}{a}\left\{4C_1^2\frac{\pi^2}{a^2} + C_2^2\left[\frac{\pi^2}{48}\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{1-\nu}{2}\right] + C_3^2\left[\frac{27}{16}\pi^2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{9}{2}(1-\nu)\right]\right\}\right.$$

entsteht. Die Bedingung Gl. (2) ist nun erfüllt, wenn

$$(8)\quad \frac{\partial e}{\partial C_1} = 0, \qquad \frac{\partial e}{\partial C_2} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial e}{\partial C_3} = 0$$

sind. Mit den Gl. (6) u. (7) ergeben die Gl. (8) die Beulgleichungen

$$(9)\quad \left\{\begin{aligned} &8N\frac{\pi^4}{a^2}\cdot\frac{b}{a}C_1 + \frac{32}{9}QC_1 - \frac{96}{25}QC_3 = 0,\\ &\frac{32}{9}QC_1 + 2N\pi^2\frac{b}{a}\left[\frac{\pi^2}{48}\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{1-\nu}{2}\right]C_2 = 0,\\ &-\frac{96}{25}QC_1 + 2N\pi^2\frac{b}{a}\left[\frac{27}{16}\pi^2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{9}{2}(1-\nu)\right]C_3 = 0.\end{aligned}\right.$$

Soll nun die betrachtete Plattenauswölbung eine Gleichgewichtsfigur bilden, so dürfen nicht alle Konstanten C verschwinden; die Nennerdeterminante des Gleichungssystems (9) muß daher Null sein, und man erhält hieraus für die kritische Schubkraft $Q = Q_{kr}$ den Ausdruck

$$(10)\quad Q_{kr} = 2N\frac{\pi^3}{a}\cdot\frac{b}{a}\sqrt{\frac{\Phi_1\Phi_2}{\left(\frac{48}{25}\right)^2\Phi_1 + \left(\frac{16}{9}\right)^2\Phi_2}}, \quad \text{wobei}$$

$$(11)\quad \Phi_1 = \frac{\pi^2}{48}\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{1-\nu}{2}, \qquad \Phi_2 = \frac{27}{16}\pi^2\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \frac{9}{2}(1-\nu).$$

Mit Gl. (4) und den für Stahl gültigen Zahlenwerten $E = 2100$ t/cm² und $\nu = 0{,}3$ können diese Beziehungen auch geschrieben werden

$$(10\text{a})\quad Q_{kr} = 6708\frac{h^3}{a}\cdot\frac{b}{a}\sqrt{\frac{\Phi_1\Phi_2}{1{,}1664\,\Phi_1 + \Phi_2}}$$

$$(11\text{a})\quad \Phi_1 = 0{,}2056\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 0{,}35, \qquad \Phi_2 = 16{,}655\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 3{,}15.$$

Die Auswertung der Gl. (10a) ergibt für verschiedene Seitenverhältnisse $\frac{b}{a}$ die folgenden Werte $\frac{a}{h^3}Q_{kr}$ (h und a in cm, Q_{kr} in Tonnen):

Tafel 1.

$\frac{b}{a} =$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
$\frac{a}{h^3}Q_{kr} =$	4920	4263	3651	3082	2553	2060	1600	1169	762

Eine zeichnerische Darstellung der Werte $\frac{a}{h^3}Q_{kr}$ in Abhängigkeit von $\frac{b}{a}$ ist in Bild 2 zu sehen.

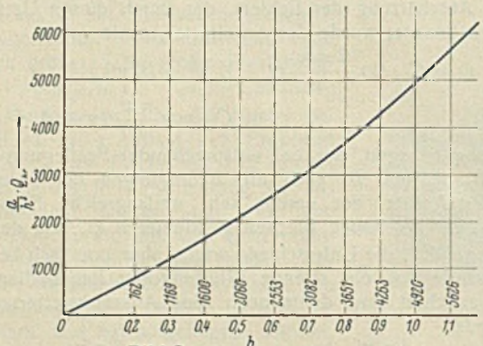

Bild 2. $\frac{b}{a}$ ——

Mit $C_3 = 0$, also mit dem Ansatz Gl. (a), hätte man den einfacheren Ausdruck

$$(10\text{b})\quad Q_{kr} = 6708\frac{h^3}{a}\cdot\frac{b}{a}\sqrt{0{,}2056\left(\frac{b}{a}\right)^2 + 0{,}35}$$

erhalten, der beispielsweise für $\frac{b}{a} = 1$ 0,5 0,2 um 1,5% 3,2% 5,4% größere Q_{kr} als Gl. (10a) liefert.

Die Ergebnisse sollen nun mit jenen der bisherigen Näherungsberechnung auf Knicken verglichen werden. Denkt man sich am Rand $y = \frac{1}{2}b$ einen Streifen von der Höhe 1 cm herausgeschnitten und diesem beiderseits gelenkig gelagerten Stab die Normalkraft $1\,h\,(\sigma_x)_{y=\frac{b}{2}}$ zugeordnet, so entsteht in einer Stabhälfte Druck, in der anderen Zug, wobei die Normalkraft entsprechend der Spannung σ_x nach Gl. (1) von Null in Stabmitte bis zum Endwerte $P = \pm 3\frac{Q}{b}\cdot\frac{a}{b}$ an den Stabenden anwächst. Im Sinne der Näherungsberechnung wird der Blechstreifen als Stab mit der konstanten Druckkraft $P = 3\frac{Q}{b}\cdot\frac{a}{b}$ und der geschätzten Knicklänge $l_k = k\,a$ auf Knickung gerechnet; k wird häufig mit $\frac{1}{3}$, zuweilen mit einem noch kleineren Werte in Rechnung gestellt. Es soll nun festgestellt werden, zu welchen k-Werten die in der Tafel 1 verzeichneten kritischen Schubkräfte Q_{kr} führen.

Die Knickspannung σ_K des Streifens mit der Länge $k\,a$ ist

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E i^2}{(k\,a)^2} = \frac{\pi^2 E h^2}{12\,(k\,a)^2};$$

aus der kritischen Schubkraft erhält man für das Bindeblech die folgende, in $x = \frac{1}{2}a$ und $y = \frac{1}{2}b$ auftretende größte Normalspannung σ_x:

$$\max\sigma_x = 3\frac{Q_{kr}}{b\,h}\cdot\frac{a}{b}.$$

Die Gleichsetzung beider Spannungswerte führt zu

$$k = \frac{\pi}{6}\cdot\frac{b}{a}\sqrt{E\frac{h^3}{a\,Q_{kr}}}$$

und man erhält hieraus beispielsweise für

Tafel 2.

$\frac{b}{a} =$	1,0	0,8	0,6	0,4
$k =$	0,34	0,32	0,29	0,24

Es ist zu ersehen, daß im Falle $b < a$ das Näherungsverfahren mit $k = \frac{1}{3}$ zu ausreichenden Blechstärken führt.

Die berechneten k-Werte der Tafel 2 hängen vom Verhältnis $\frac{b}{a}$ ab, und mit abnehmendem $\frac{b}{a}$ wird auch k kleiner und die Knicklast des Streifens wächst an. Mit kleiner werdendem $\frac{b}{a}$ fällt eben die Spannung σ_x gegen das Innere des Bleches hin immer rascher ab, und die weniger gedrückten Nachbarstreifen werden gewissermaßen den Randstreifen immer wirksamer am seitlichen Ausweichen behindern.

Zur Festlegung der Wölbungsform der Bleche sind die Konstantenverhältnisse $\frac{C_2}{C_1}$ und $\frac{C_3}{C_1}$ aus den Gl. (9) zu ermitteln und in Gl. (5) einzusetzen; man erhält dann mit Hilfe der Gl. (10a)

$$(5\text{a})\quad \left\{ w = C\left\{\sin\frac{2\pi x}{a} - \pi y\frac{b}{a}\sqrt{\frac{\Phi_1\Phi_2}{1{,}1664\,\Phi_1 + \Phi_2}}\left(\frac{1}{\Phi_1}\cdot\cos\frac{\pi x}{a} - \frac{1}{\Phi_2}\cdot\frac{27}{25}\cdot\cos\frac{3\pi x}{a}\right)\right\}\right..$$

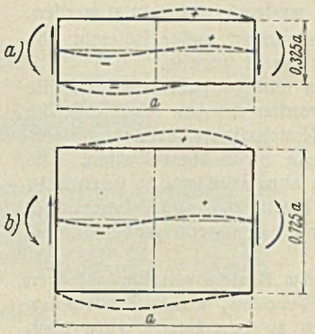

Bild 3.

In Bild 3a u. 3b sind für Bindebleche mit den Seitenverhältnissen $\frac{b}{a} = 0{,}325$ und 0,725[2]) die nach Gl. (5a) berechneten, mit einem konstanten Faktor vervielfachten Ausbiegungen w längs $y = 0$ und $y = \pm\frac{1}{2}b$ (in die Zeichnungsebene geklappt) dargestellt.

Der in den Gl. (10) bzw. (10a) entwickelte Ausdruck für die kritische Schubkraft Q_{kr} wurde unter der Voraussetzung eines unbeschränkt elastischen Stahles hergeleitet. Die erhaltenen Beziehungen und ebenso die in der Tafel 1 verzeichneten Ergebnisse gelten daher nur so lange, als die größte Anstrengung des Baustoffes die P-Grenze desselben nicht überschreitet. Als Maß für die Anstrengung ist im Sinne der Huber- v. Mises-Henkyschen Fließbedingung hier ($\sigma_y = 0$) der Spannungswert

$$\sigma_m = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2}$$

zu betrachten. Nach den getroffenen Voraussetzungen erreicht σ_m unmittelbar vor dem Beulen in den Ecken $x = \pm\frac{1}{2}a$, $y = \pm\frac{1}{2}b$ und auch längs $y = 0$ Größtwerte: in den Ecken ist

$$(12)\quad {}_1\sigma_m = (\sigma_x)_{x=\frac{a}{2},\ y=\frac{b}{2}} = 3\frac{a}{b}\cdot\frac{Q_{kr}}{b\,h},$$

längs $y = 0$ ist die Anstrengung

$$(13)\quad {}_2\sigma_m = \sqrt{3}\,\tau_{y=0} = \frac{3\sqrt{3}}{2}\cdot\frac{Q_{kr}}{b\,h}.$$

Die beiden Spannungswerte sind beim Seitenverhältnis $\frac{b}{a} = \frac{2}{\sqrt{3}}$ gleich

[2]) Zu Beulversuchen verwendete Bleche.

groß. Für $b < \frac{2}{\sqrt{3}}\,a$ ist die Anstrengung in den Ecken maßgebend: $\max \sigma_m = {}_1\sigma_m$; das ist der Regelfall. Für $b > \frac{2}{\sqrt{3}}\,a$ ist die Anstrengung längs $y = 0$ die größere: $\max \sigma_m = {}_2\sigma_m$.

Überschreitet nun $\max \sigma_m$ die P-Grenze, so muß die errechnete Schubkraft Q_{kr} noch mit einem Abminderungsfaktor multipliziert werden. Wären die Spannungen innerhalb des ganzen Bleches unveränderlich, dann könnte, im Hinblick auf die erwiesene Erhaltung der Quasi-Isotropie des Baustahles im unelastischen Spannungsbereich, wieder der übliche Weg beschritten und die maßgebende Anstrengung σ_m in gleicher Weise wie die Euler-Spannung eines Druckstabes abgemindert werden. Nun liegen hier veränderliche Spannungen vor, und man rechnet jedenfalls sicher, wenn jetzt die örtlich größte Anstrengung $\max \sigma_m$ wie die gleich große Euler-Spannung verkleinert wird[3]). Die zugehörige Stabschlankheit folgt dann aus

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\max \sigma_m}} \tag{14}$$

und zu dieser kann aus der Engeßer-Kármán-Linie der Knickspannungen des betreffenden Stahles die tatsächliche Knickspannung σ_K entnommen werden. Als kritische Schubkraft (Q_{kr}) erhält man dann

$$(Q_{kr}) = \frac{\sigma_K}{\max \sigma_m}\, Q_{kr}, \tag{15}$$

wenn Q_{kr} wieder die aus Gl. (10) oder (10a) gerechnete bzw. der Tafel 1 entnommene kritische Schubkraft bei elastischer Beulung bedeutet.

Nach diesem Berechnungsverfahren könnte allerdings das Tragvermögen der Bindebleche im Falle der unelastischen Beulung schon stärker unterschätzt werden. Bei dem gegenwärtigen Stande der Theorie wäre aber eine bessere Angleichung des Verfahrens an die wirklichen Verhältnisse nur unter Zuziehung weiterer, mehr oder minder willkürlicher Annahmen möglich.

Erhält ein Bindeblech eines Flachmastes oder eines ähnlichen Rahmenträgers unter der ungünstigsten Belastung die Schubkraft Q, und besitzt dieses Blech zufolge seiner Abmessungen und Baustoffeigenschaften die kritische Schubkraft (Q_{kr}), so ist die Sicherheit gegen Beulen $n = \frac{(Q_{kr})}{Q}$. Im allgemeinen kann ein solches Tragwerk nach dem Ausbeulen eines Bindebleches in kein neues Gleichgewichtssystem übergehen und der Sicherheitsgrad wäre daher entsprechend hoch anzusetzen.

Die Anwendung des dargelegten Verfahrens soll an einem Rechnungsbeispiele aufgezeigt werden. Die Bindebleche eines Flachmastes seien für $\max Q = 1{,}3$ t und für die größte Blechlänge $a = 680$ mm zu bemessen. Baustoff St 37.12. Der Anschluß an die Stiele soll mittels einschnittiger Niete ϕ 17 mm erfolgen. Nach den Freileitungsvorschriften V.S.F. (V. D. E. 0210/1934) gelten die folgenden zulässigen Inanspruchnahmen: Zug- und Biegespannung $\sigma_{zul} = 1600$ kg/cm², Scherspannung der Niete $\tau_{zul} = 1280$ kg/cm², Lochleibungsdruck $\sigma_{l\,zul} = 4000$ kg/cm².

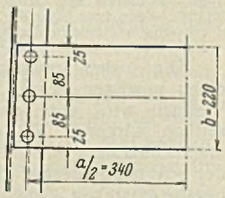

Bild 4.

Das Biegungsmoment im Anschlußquerschnitt ist $M = 1{,}3\ \text{t} \times 34\ \text{cm} = 44{,}2$ t/cm; ein Niet ϕ 17 mm trägt auf Abscheren 2,9 t. Daher kommt ein dreinietiger Anschluß in Frage. Gewählt $b = 220$ mm Blechbreite bei 85 mm Nietabständen (Bild 4). Auf ein Randniet entfällt dann die Kraft $1{,}3\ \text{t}\sqrt{\left(\frac{1}{3}\right)^2 + \left(\frac{34}{17}\right)^2} = 2{,}63\ \text{t} < 2{,}9$ t. Damit der zulässige Lochleibungsdruck nicht überschritten wird, muß die Blechstärke mindestens 4 mm betragen.

Versuch mit $h = 0{,}5$ cm: das nutzbare Widerstandsmoment des Anschlußquerschnittes des Bindebleches ist dann $W_n = 29{,}1$ cm³ und die größte Blechspannung wird $\sigma_b = \frac{44{,}2}{29{,}1} = 1520$ kg/cm² (< 1600). Nach dem üblichen Bemessungsverfahren reichen also die gewählten Blechabmessungen aus. Nun wird die Beulsicherheit nachgeprüft: Für $\frac{b}{a} = \frac{22}{68} = 0{,}324$ folgt aus Bild 2 . . $Q_{kr} = 1270\,\frac{h^3}{a} = 1270 \cdot \frac{0{,}5^3}{68} = 2{,}33$ t. Nach Gl. (12) erhält man für die maßgebende Anstrengung ${}_1\sigma_m = \frac{3}{0{,}324} \cdot \frac{2{,}33}{22 \cdot 0{,}5} = 1{,}96\ \text{t/cm}^2 \approx \sigma_P$. Das Beulen erfolgt also gerade noch unter rein elastischen Spannungen. Die Beulsicherheit ist daher $n = \frac{2{,}33}{1{,}3} = 1{,}79$.

Wird mindestens 2-fache Sicherheit verlangt, so muß h (oder b) vergrößert werden. Es soll bei gleichbleibender Breite $b = 22$ cm die Blechstärke mit 0,6 cm angenommen werden. Dann ist $Q_{kr} = 1270 \cdot \frac{0{,}6^3}{68} = 4{,}03$ t. Nach Gl. (12) erhält man für die maßgebende Anstrengung ${}_1\sigma_m = \frac{3}{0{,}324} \cdot \frac{4{,}03}{22 \cdot 0{,}6} = 2{,}83\ \text{t/cm}^2 > \sigma_P$; es liegt also bereits unelastische Beulung vor. Nach Gl. (14) ist dann $\lambda = \pi \sqrt{\frac{2100}{2{,}83}} = 85{,}6$ und dazu gehört nach der zugrunde gelegten Knickspannungslinie der Deutschen Reichsbahn ein $\sigma_K = 2{,}19$ t/cm². Nach Gl. (15) erhält man also die kritische Schubkraft $(Q_{kr}) = \frac{2{,}19}{2{,}83} \cdot 4{,}03 = 3{,}12$ t, und die Beulsicherheit ist nunmehr $n = \frac{3{,}12}{1{,}3} = 2{,}4$.

Im vorliegenden Falle ist die Beulsicherheit der nach dem üblichen Verfahren bemessenen Bindebleche zu gering gewesen, so daß eine Verstärkung der Bleche noch notwendig war; zumeist aber reichen die erhaltenen Abmessungen bereits aus.

Die Herleitung der Näherungslösung Gl. (10) erfolgte unter der ungünstigen Annahme freier Aufstützung der Plattenränder in $x = \pm\,{}^1/_2\,a$, während in Wirklichkeit stets eine mehr oder minder wirksame teilweise Einspannung vorhanden ist. Auch im Falle der häufigeren unelastischen Beulung könnte sich zufolge der günstigeren Lagerungsbedingungen noch eine wesentliche Erhöhung des Tragvermögens der Bindebleche gegenüber den Rechnungswerten ergeben. Andererseits aber wurde den theoretischen Entwicklungen nur ein Näherungsansatz für die Auswölbung $w(x, y)$ zugrunde gelegt; die Bleche sind ferner nie vollkommen eben und die Verteilung der Randkräfte weicht von der vorausgesetzten ab. Auch werden die Bleche meist außermittig an die Stiele angeschlossen; diesem Umstande kommt allerdings verhältnismäßig geringere Bedeutung zu, da sich die Biegewirkungen der an den Rändern angreifenden Druck- und Zugkräfte zum Teil wegheben. Durch diese, das Tragvermögen mindernden Einflüsse wird dessen Erhöhung zufolge der günstigeren Lagerungsverhältnisse zum größeren Teile wieder aufgehoben. Es ist daher zu erwarten, daß die errechneten kritischen Schubkräfte den wirklichen Werten schon genügend nahekommen.

Zur Überprüfung der theoretischen Ergebnisse sind in der Techn. Versuchsanstalt (Prof. Dr.-Ing. F. Rinagl) der Techn. Hochschule in Wien einige Beulversuche ausgeführt worden. Die beobachteten kritischen Schubkräfte stimmen mit den Rechnungswerten gut überein, die Abweichungen liegen nach der sicheren Seite hin. Über diese Versuche wird gelegentlich noch berichtet werden.

[3]) S. a. Schlußbericht d. Pariser Kongr. 1932 d. Int. Ver. f. Brücken- und Hochbau: Diskussionsbeitrag v. F. Schleicher.

Verschiedenes.

Verstärkungsmaßnahmen für Schutzraumdecken[1]). Entsprechend den von dem Herrn Reichsminister der Luftfahrt gegebenen Richtlinien haben sich die zahlreichen innerhalb des Reichsluftschutzbundes ins Leben gerufenen Luftschutz-Beratungsstellen bemüht, die Bevölkerung zu veranlassen, schon vor Erlaß eines entsprechenden Gesetzes in den einzelnen Wohngebäuden Schutzräume zu errichten. Auch in zahlreichen industriellen Werken hat man mit der Einrichtung von Schutzräumen begonnen. Bei bestehenden Gebäuden müssen in der Regel die vorhandenen Decken den besonderen Anforderungen des Luftschutzes angepaßt werden. Die Decken solcher Räume sollen einsturzsicher sein. Ihre Widerstandsfähigkeit wird sich demnach in erster Linie nach der Größe der möglicherweise auftretenden Trümmerlast zu richten haben. Versuche, diese Last rechnerisch oder auf dem Versuchswege zu ermitteln, haben bisher zu keinem befriedigenden Ergebnis geführt. Bei Berechnung einer Schutzraumdecke sind deshalb bis auf weiteres die vom Reichsluftfahrtministerium vorgeschriebenen Zuschläge zu den üblicherweise zu berücksichtigenden Werten der Nutzlast und des Eigengewichtes der Decke zu berücksichtigen.

Die Größe der Zuschläge errechnet sich nach der Höhe des Gebäudes. Sie beträgt:

bis zu 2 Geschossen 1500 kg/m²,
bis zu 4 Geschossen 2000 kg/m²,
bis zu 6 Geschossen 2500 kg/m².

Diese Werte sind lediglich als Richtzahlen zu betrachten und gelten nur für solche Gebäude, bei welchen die zu berücksichtigende Nutzlast nicht höher als 500 kg/m² ist. Bei Gebäuden mit größeren Nutzlasten oder bei anderen durch besondere Gründe bedingten stärkeren Beanspruchungen der Decken sind die Zuschläge entsprechend zu erhöhen. Befindet sich über einem Schutzraum nur eine Halle oder ein einstöckiges Gebäude,

[1]) Anmerkung der Schriftleitung. Der Verfasser hat bereits in der Zeitschrift Baugilde 1935, Heft 20, und in der Zeitschrift Bauwelt 1935, Heft 46, ähnliche Aufsätze, welche auch Angaben über die Berechnung der verschiedenen Ausführungen enthalten, veröffentlicht. Im Hinblick auf die Wichtigkeit des Stoffes glauben wir trotz dieser beiden vorausgegangenen Veröffentlichungen den Beitrag unseren Lesern nicht vorenthalten zu sollen.

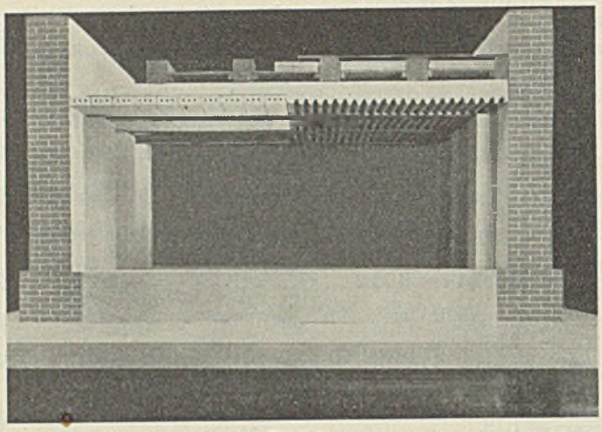

Bild 1.

Schutzraumdecken bestehend aus Wellblech oder Stegzementdielen zwischen Trägern. Da die Holzbalkendecke keine ausreichende Sicherheit gegen Eindringen von chemischen Kampfstoffen bietet, so ist der Raum zwischen Verstärkungsdecke und bestehender Holzdecke mit Beton anzufüllen.

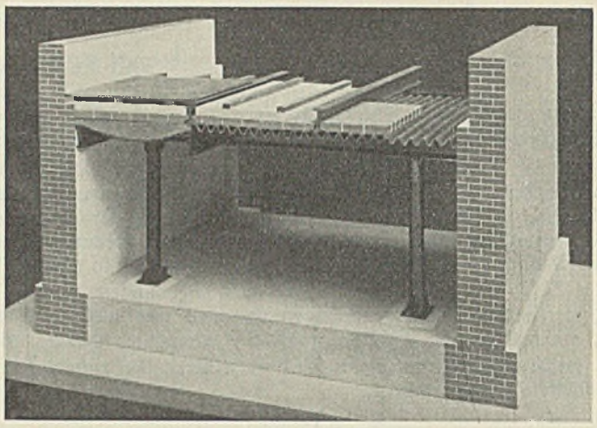

Bild 2.

Bei ausreichender Kampfstoff-Sicherheit der Decke können Wellbleche oder Buckelbleche unmittelbar unter der zu verstärkenden Decke verlegt werden. Die Unterzüge ruhen auf besonderen Stützen, mit denen sie möglichst biegungsfest verbunden sind.

so ist trotzdem ein Zuschlag von 1500 kg in die Rechnung einzusetzen, hierdurch soll eine gewisse Mindestdicke der Decke erreicht werden, die gleichzeitig einen gewissen Schutz vor Volltreffern kleineren Kalibers bietet.

Der Vorschlag, die Höhe der Zuschläge außer von der Zahl der Geschosse und der Nutzlast auch von der Art der Konstruktion des Gebäudes abhängig zu machen, hat bisher nicht die Zustimmung der mit der Klärung des Problems befaßten Stellen gefunden. Auch sind bis auf weiteres bei der Berechnung der Verstärkungskonstruktion die üblichen Festigkeitswerte einzusetzen. Der Einwand, daß es sich im Katastrophenfalle um eine einmalige maximale Beanspruchung des Materials handelt und daß deshalb der Einsatz weit höherer Spannungen zulässig sein müsse, mag zunächst berechtigt erscheinen. Bedenkt man aber, welche außergewöhnlichen Verhältnisse im Katastrophenfall vorliegen können, so erscheint es berechtigt, es bei dem Einsatz der üblichen baupolizeilich vorgeschriebenen Spannungen zu belassen.

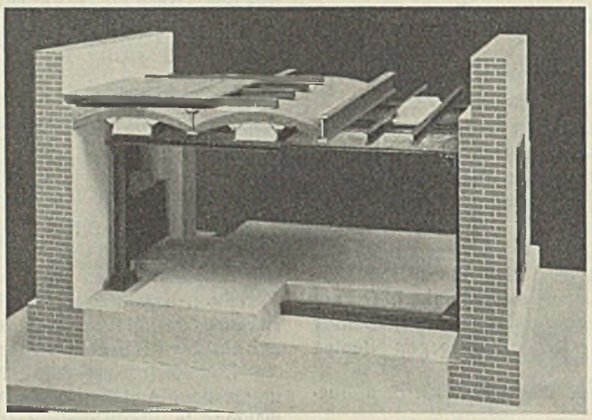

Bild 3.

Preußische Kappe, verstärkt durch Unterzüge und parallel zur Gewölbeachse verlegte Träger. Die Träger und Unterzüge, möglichst auch die Träger der bestehenden Decke sind gegen seitliches Verschieben zu sichern. Das Anfüllen des Raumes zwischen den Verstärkungsträgern mit Stegzementdielen oder Beton kann bei Gewölben mit gelockertem Gefüge zweckmäßig sein. Geschlossene Rahmen, deren obere Riegel die Deckenunterzüge bilden, vergrößern die Seitensteifigkeit und bieten auch Vorteile bei einseitigen Fundamentsenkungen.

Die Art der Verstärkung einer Decke und die zu verwendenden Baustoffe werden je nach der Art des Bauwerkes und den örtlichen Verhältnissen verschieden sein. Im allgemeinen hat man sich in der Praxis von dem sogenannten behelfsmäßigen Schutzraumbau, bei welchem die notwendige Verstärkung der Deckenkonstruktion in Holz ausgeführt wurde, abgewendet. Grundsatz sollte sein, daß die Schutzkonstruktion zweckentsprechend und in ihrer Dauerhaftigkeit in rechtem Verhältnis zu dem Gebäude steht, in welches sie eingebaut wird. Bevor man sich für die eine oder andere Art der Verstärkung der Decke entschließt, wird stets die Vorfrage zu prüfen sein, ob die vorhandene Decke eine ausreichende Sicherung gegen das Eindringen von Kampfstoffen bietet. Bei massiven Decken, insbesondere bei Betondecken, wird dies in der Regel der Fall sein. Muß durch die Verstärkungskonstruktion gleichzeitig ein Schutz gegen das Eindringen von chemischen Kampfstoffen gewährt werden, so sind solche Deckenkonstruktionen zu bevorzugen, bei welchen die zwischen der Verstärkungskonstruktion und der vorhandenen Decke entstehenden Hohlräume mit Beton ausgefüllt werden können. Besteht die Decke eines zum Schutzraum bestimmten Raumes z. B. aus einer Holzbalkendecke, so wird sich in der Regel das Verlegen einer völlig neuen Decke unterhalb der bestehenden empfehlen (Bild 1). Zweckmäßig kann z. B. eine Stegzementdielendecke mit kleinem Trägerabstand und ausreichender Stärke der Zementdielen sein. Auch Wellblech und Buckelbleche eignen sich zum gleichen Zweck (Bild 2). Die Hohlräume zwischen den Stegzementdielen, dem Well- oder Buckelblech und der Holzbalkendecke sind sorgfältig mit Beton auszufüllen. Die neu einzuziehenden Deckenträger können entweder in das bestehende Mauerwerk eingestemmt, auf Vorlagen oder besser auf einer besonderen Trägerkonstruktion verlegt werden.

Die Verstärkung einer vorhandenen Hohlsteindecke kann in etwa gleicher Weise erfolgen wie die Verstärkung einer Holzbalkendecke. Ein Ausfüllen des zwischen den Zementdielen und der bestehenden Decke verbleibenden Zwischenraumes wird nur dann erforderlich sein, wenn die Kampfstoffsicherheit der bestehenden Hohlsteindecke nicht ausreichend erscheint.

Die Frage der Notwendigkeit einer Verstärkung von Gewölben, zu welchen in diesem Falle auch die Preußische Kappe gerechnet werden soll, bedarf besonders sorgfältiger Prüfung. Wenn Kappengewölbe den gesteigerten Festigkeitsansprüchen gewachsen sind, so kann sich die Verstärkungsmaßnahme auf eine Verkürzung der freitragenden Länge der Deckenträger beschränken. Eine Halbierung der Spannweiten bewirkt bekanntlich eine Steigerung des Tragvermögens auf das vierfache. Ist das Gefüge einer Kappe nicht einwandfrei oder ihre Scheitteldicke nicht ausreichend, so kann sie durch Verlegen von parallel zur Gewölbeachse in den Drittel- oder Viertelpunkten zu verlegenden Trägern wirkungsvoll verstärkt werden (Bild 3). Diese Träger ihrerseits sind auf besondere Unterzüge zu verlegen und gegen seitliches Verschieben zu sichern. Einschieben von Stegzementdielen in die zwischen den Trägern verbleibenden Zwischenräume kann sich empfehlen.

Ist die Verstärkung größerer Gewölbe mit Korbbogen oder kreisrunder Wölbung notwendig, so ist eine größere Zahl von Trägern etwa in einem Abstand von 25 bis 30 cm parallel zur Gewölbeachse zu verlegen. Diese Träger ruhen auf Wölbscheiben, die ihrerseits auf quer zum Gewölbe laufenden Unterzügen aufgebracht werden. Je mehr derartige Wölbscheiben eingebaut werden, um so kürzer wird die freitragende Länge und damit das erforderliche Profil der Längsträger.

Die bisher geschilderten Verstärkungsmaßnahmen bieten lediglich einen gewissen Schutz gegen das Auftreten vertikal gerichteter Kräfte. Vielfach wird aber auch ein gewisser Schutz des Schutzraums gegen seitlich wirkende Kräfte erwünscht sein, gleich ob diese Kräfte infolge ungleichmäßiger Anhäufung der Gebäudetrümmer an einzelnen Stellen der Schutzraumdecke oder durch die Wirkung des Zerknalls einer Sprengbombe entstehen. Durch Verwendung von biegungsfesten Rahmen (s. Bild 3), deren Schwellen versenkt in der Kellersohle liegen und deren obere Riegel die Unterzüge bilden, wird eine erhebliche Steigerung der Seitensteifigkeit der Schutzkonstruktion erwirkt. Der Ausbildung der Eckpunkte und deren Verstärkung durch möglichst große Knotenbleche ist besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Eine eigenartige und in ihrer Art besonders zweckmäßige Möglichkeit des Ausbaus bestehender Räume als Schutzräume bietet die Verwendung von Stahllamellen[2]), die in seitlicher Anlehnung an die Schutzraumwände ein Gewölbe von großer Tragfähigkeit bilden. Je nach den örtlichen Verhältnissen sind die Stoßfugen der Lamellen mit einer elastischen Masse gasdicht abzuschließen. Die Stirnwände des Stahlgewölbes erhalten durch sorgfältiges Vermauern einen kampfstoffsicheren Abschluß.

Die vorstehenden Ausführungen beschränken sich bewußt auf die Durchführung von Luftschutzmaßnahmen bei bestehenden Gebäuden. Bei Neubauten werden sich in der Regel technisch vorteilhaftere und besser befriedigende Lösungen finden lassen. Doch gelten auch für sie die anfangs angeführten vermehrten Forderungen an das Tragvermögen der Deckenkonstruktion.

Ing. W. Peres,
Gruppenleiter und Inspekteur des Ausbildungswesens im Präsidium des Reichsluftschutzbundes, Berlin.

[2]) Vgl. Ztrlbl. d. Bauv. 1935, Heft 23.

INHALT: Ein Aufstellmast für schwere Lasten und weite Ausladung. — Ausbeulen von Bindeblechen. — Verschiedenes: Verstärkungsmaßnahmen für Schutzraumdecken.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.