

# DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin  
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau“ 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang

BERLIN, 7. September 1928

Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Beanspruchung der Leitungsmaste bei Seilriß.

Von Dr.-Ing. Kammüller, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Nach dem Bruch eines Seiles kommen die Nachbarmaste unter die Wirkung eines einseitigen Seilzuges. Dieser beansprucht sie jedoch nicht in seiner vollen Größe, sondern er wird durch die bei einer Ausbiegung eintretende Gegenwirkung der übrigen Seile, insbesondere der mit dem Mast fest verbundenen Erdseile herabgemildert. In stärkstem Maße tritt diese Gegenwirkung auf, wenn zwei Erdseile weit nach den Seiten ausladend verlegt sind. Die Berechnung der Leitungsmaste bei Seilriß, insbesondere die in jüngster Zeit viel umstrittene Torsionsberechnung, wird also erst dann ein einigermaßen richtiges Bild geben, wenn man diese Gegenwirkung, die die Beanspruchung und damit den Eisenaufwand ganz beträchtlich herabsetzt, mit in Rechnung zieht.

Maßgebend für diese Gegenwirkung sind neben den elastischen Eigenschaften der Leitung die elastischen Eigenschaften des Mastes. Je weicher und nachgiebiger ein Mast ist, um so mehr wird sich die entlastende Gegenwirkung äußern können. Bevor also an das eigentliche Problem herangegangen wird, mögen einige Formeln abgeleitet werden, die mit wenig Rechenaufwand aus den Konstruktionsdaten des Mastes seine elastischen Eigenschaften ergeben, und zwar ist zu bestimmen, um wieviel er sich unter Wirkung einer Kraft  $1$  in Seilhöhe ausbiegt, und um welchen Winkel sich unter dem Moment  $1$  die Mastkrone dreht. Diese beiden Mastkonstanten seien mit  $\delta$  und  $\tau$  bezeichnet. Ihre Berechnung geschieht auf dem Wege über die Formänderungsarbeit.

#### A. Berechnung für $\delta$ und $\tau$ für gleichwandige Maste.

Um die Durchbiegung  $\delta$  zu berechnen, kann man sich die in Leitungsrichtung liegende Kraft  $1$  je zur Hälfte auf die beiden gegenüberliegenden Mastseiten verteilt denken. Jede Mastseite wird dann durch die Kraft  $1/2$  in ihrer Ebene auf Biegung beansprucht. Der Einfachheit halber sei von der Formänderungsarbeit infolge der Kraft  $1$  ausgegangen, die sich darstellt als

$$A_b = \sum \frac{S^2 s}{EF}$$

Die Kräfte  $S$  können aus einem Cremonaplan entnommen werden. Die in den Diagonalen steckende Formänderungsarbeit wird gegen die in den Eckständen fast immer stark zurücktreten. Diese letztere kann man mit großer Näherung durch folgenden Ausdruck wiedergeben (Bezeichnungen in Abb. 1):

$$(1) \quad A_s = \frac{2}{EF} \int_0^l \left( \frac{x}{o + 2\alpha x} \right)^2 dx$$

wobei  $\cos \alpha = 1$  angenommen ist. Die Ausrechnung ergibt

$$(2) \quad A_s = \frac{1}{2\alpha^2 EF} \left[ l - \frac{o}{\alpha} \cdot \ln \cdot \frac{u}{o} + \frac{o l}{u} \right]$$

Für die Rechnung bequemer ist die Rechenentwicklung

$$(3) \quad A_s = \frac{2 l^3}{EF} \left[ \frac{1}{N} - \frac{4o}{(u-o)^3} \left( \frac{k^3}{3} + \frac{k^5}{5} + \dots \right) \right]$$

mit  $\frac{u-o}{u+o} = k$  und  $N = u(u+o)$ .

Die Eckstände höherer Maste sind unten gewöhnlich aus stärkeren Profilen wie oben ausgeführt. In diesem Fall hat man statt Gl. 2 allgemeiner zu schreiben

$$(4) \quad A_s = \frac{1}{2\alpha^2 E} \sum \frac{1}{F'} \left[ l' - \frac{o}{\alpha} \cdot \ln \frac{u'}{o'} + \frac{o^2 l'}{o' u'} \right]$$

Hierin ist  $F'$  und  $l'$  Eckständerquerschnitt und Länge einer Teilstrecke,  $o'$  und  $u'$  der Eckständerabstand am oberen und unteren Ende der Teilstrecke.

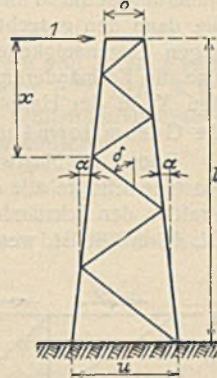


Abb. 1.

Der Gl. 3 entsprechend, kann man auch schreiben

$$(4a) \quad A_s = \sum \frac{2}{EF'} \left[ \frac{o l'^3}{o' u' (o' + u')} + \frac{h_1 h_2 l'}{o' u'} - \frac{o}{2\alpha^3} \left( \frac{k'^3}{3} + \frac{k'^5}{5} + \dots \right) \right]$$

mit  $\frac{u'-o'}{u'+o'} = k'$ ;  $h_1$  und  $h_2$  sind die Abstände von Mastspitze bis zum unteren Ende des betr. Schusses.  $l' = h_2 - h_1$ .

Unter Vernachlässigung der in den Diagonalen steckenden Formänderungsarbeit ist also die Durchbiegung infolge der Kraft  $1$

$$\delta = \frac{1}{2} A_s$$

Bei der Berechnung der Drehung  $\tau$  unter dem Moment  $1$  ist die Wirkung auf die vier Wände gleichmäßig verteilt anzunehmen. In den Eckständen heben sich die von den angrenzenden Wänden hervorgerufenen Kräfte bis auf kleine Restbeträge auf, in den vernachlässigten Füllungsgliedern steckt der Hauptteil der Formänderungsarbeit. Den Ausgang bildet wieder die unter der Kraft  $1$  auf eine Wandfläche geleistete Formänderungsarbeit.

#### Formänderungsarbeit in den Füllungsgliedern.

Bezeichnet  $\delta$  den Winkel eines Füllungsgliedes gegen die Lotrechte (Abb. 2), so ist die Kraft  $D$  in diesem

$$(5) \quad D \sin \delta = 1 - \operatorname{tg} \alpha \left[ \frac{M_o}{h_o} + \frac{M_u}{h_u} \right]$$

In einer vielfeldrigen Wand unterscheidet sich im Mittel  $M_o$  von  $M_u$  nur wenig. Man kann also näherungsweise setzen

$$(6) \quad D \sin \delta = 1 - \frac{2\alpha x}{o + 2\alpha x}$$

und für die Formänderungsarbeit, wenn man den Winkel  $\delta$  als unveränderlich annimmt,

$$(7) \quad A_d = \int \frac{D^2 s}{EF} = \frac{1}{EF \sin^2 \delta \cos^2 \delta} \int \left( 1 - \frac{2\alpha x}{o + 2\alpha x} \right)^2 dx,$$

was zu der einfachen Formel führt

$$(8) \quad A_d = \frac{1}{EF \sin^2 \delta \cos^2 \delta} \cdot \frac{o l}{u}$$

Muß wegen Veränderlichkeit von  $\delta$  oder  $F$  die Integration unterteilt werden, so läßt sich der Ausdruck schreiben

$$(9) \quad A_d = \frac{o^2}{E} \sum \frac{1}{F \sin^2 \delta \cos^2 \delta} \cdot \frac{l'}{o' u'}$$

mit denselben Zeichenbedeutungen wie oben.

#### Nebenwirkungen infolge der außermittigen Vernietung der Füllungsglieder.

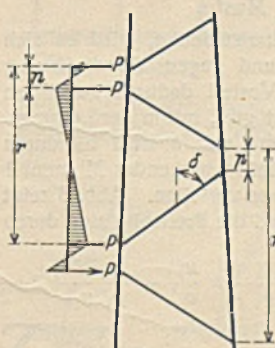


Abb. 3.

Die obigen Ableitungen setzen ideale Knotenpunkte voraus, bei denen sich die Stabachsen in einem Punkte treffen. Die aus praktischen Gründen notwendige außermittige Vernietung gibt zu beträchtlichen Nebenwirkungen Anlaß, die nicht vernachlässigt werden dürfen. Verhältnismäßig geringfügig ist die durch den rechnerisch vorausgesetzten fortlaufenden Linienzug der Füllungsglieder angenommene zu große Länge. Verkleinert man indessen  $A_d$  im Verhältnis der wirklichen Länge der Füllungsglieder zu ihrer vorausgesetzten, also im Verhältnis von  $\frac{r-p}{r}$  (Abb. 3), so



geht man wiederum zu weit, da durch den exzentrischen Angriff die Kräfte in den Füllungsgliedern zum Teil vergrößert werden, außerdem treten in den Eckständern noch zusätzliche Längsspannungen längs der Strecke  $p$  auf, so daß man  $A_d$  höchstens im Verhältnis von  $\frac{r-p/2}{r}$  wird verkleinern dürfen.

Ungleich viel mehr fällt die Vergrößerung der Formänderungsarbeit ins Gewicht, die dadurch entsteht, daß die Eckständer infolge des außermittigen Angriffs der Füllungsstäbe auf Biegung beansprucht werden. Für die auf Abb. 3 dargestellte Biegungsfläche wird die Formänderungsarbeit für eine Feldweite  $r$

$$\int \frac{M^2}{EJ} \cdot dx = \frac{r}{3EJ} \left( \frac{Pp}{2} \right)^2.$$

Hierbei sind die Kräfte  $P$  einander gleich angenommen. Da mit den früheren Bezeichnungen

$$P = D \sin \delta = 1 - \frac{2 \alpha x}{o + 2 \alpha x}$$

gesetzt werden kann, läßt sich näherungsweise für die Biegearbeit, die in den beiden, zu einer Mastseite gehörigen Eckständern steckt, schreiben:

$$(10) \quad A_b = 2 \int_0^l \left[ \frac{2 \cdot o}{o + 2 \alpha x} p \right]^2 \frac{dx}{3EJ} = \frac{p^2}{6EJ} \cdot \frac{o l}{u}.$$

Besteht der Eckständer aus einzelnen Schüssen mit verschiedenen Trägheitsmomenten oder verschieden großen Nietabständen  $p$ , so ist ähnlich wie oben zu setzen

$$(11) \quad A_b = \frac{o^2}{6E} \sum \frac{p^2}{J} \cdot \frac{l'}{o' u'}.$$

Für  $J$  wird wie bei der Knickberechnung des Ständers  $J_z$  zu setzen sein (Abb. 4), da die an und für sich mehr angestrebte Ausbiegung um  $J_{\min}$  durch den Zusammenhang mit der Nachbarwand größtenteils verhindert wird.

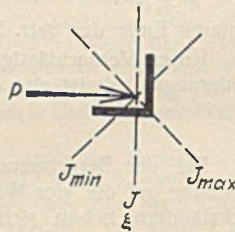


Abb. 4.

Restkräfte in den Eckständern.

Die Strecke  $a-b$  des Eckständers der Abb. 5 steht, je nachdem man sie der Wand 1 oder 2 zurechnet, unter der Wirkung des Momentes um  $o_1$  oder  $o_2$ . Die entgegengesetzt in  $a-b$  wirkenden Kräfte heben sich also nicht vollständig auf. Die Restkraft ist  $D \cos \delta$ , wenn  $D$  die zugehörige Diagonalkraft bezeichnet, wie sich beispielsweise aus einem Cremonaplan leicht ersehen läßt.

Um einen integrierbaren Ausdruck zu bekommen, kann man in ähnlicher Weise wie oben setzen

$$(12) \quad D \cos \delta = \frac{o}{\text{tg } \delta (o + 2 \alpha x)}$$

und erhält für die Restarbeit in einem Ständer

$$(13) \quad A_r = \frac{1}{E F \text{tg}^2 \delta} \cdot \frac{o l}{u},$$

oder wenn der Mast aus einzelnen Schüssen zusammengesetzt ist,

$$(14) \quad A_r = \frac{o^2}{E} \sum \frac{1}{F \text{tg}^2 \delta} \cdot \frac{l'}{o u'}.$$

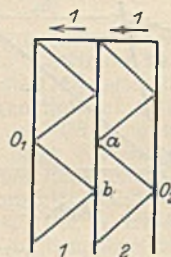


Abb. 5.

Drehungswinkel  $\tau$ .

Die Formänderungsarbeit setzt sich also aus den drei Summanden  $A_d$ ,  $A_b$  und  $A_r$  zusammen, die alle etwa dieselbe Größenordnung haben. Der Winkel  $\tau$ , um den sich der Mast unter dem Moment 1 verdreht, ergibt sich dann nach der Beziehung

$$(15) \quad \tau = \frac{A_d + A_b + A_r}{o^2},$$

wenn wie oben  $o$  die Mastseite an der Angriffsstelle des Momentes bedeutet (Abb. 1).

B.  $\tau$  für gleichwandige Maste.

Um die Gegenwirkung der Seile mehr heranzuziehen, wird es sich empfehlen, die Maste in Leitungsrichtung und gegen Verdrehung möglichst weich zu machen, was sich mit Vorteil dadurch ausführen läßt, daß man dem Mast Rechteckquerschnitt gibt, mit in der Leitungsrichtung liegender Schmalseite. Die Berechnung von  $\delta$  wird hierdurch nicht erschwert. Dagegen wird sich ein in Seilhöhe wirkendes Moment 1 nicht mehr gleichmäßig auf die beiden Seitenpaare verteilen. Abb. 6 zeigt den Mast schematisch von oben, die Schmal- und die Breitseite sind durch

die Indices 1 und 2 voneinander unterschieden. Sie müssen selbstverständlich durch eine Verbindung, etwa wie sie in der Zeichnung angedeutet ist, beide zur Mitwirkung herangezogen werden. Die Verteilung des Momentes 1 auf die Seitenkräfte  $X_1$  und  $X_2$  kann entweder unter der Bedingung vorgenommen werden, daß das Rechteck  $O_1 O_2$  bei der Verdrehung seine Form behält oder nach dem Satz vom Minimum der Formänderungsarbeit. Beide Methoden scheinen, bei mittleren Verhältnissen wenigstens, nicht zu sehr verschiedenen Ergebnissen zu führen. Die Methode des Formänderungsminimums hat jedoch den Vorteil der einfacheren Rechnung. Außerdem wird der Querschnitt  $O_1 O_2$  auch bei guter Aussteifung nie ganz starr seine Rechteckform bewahren und den etwa nach dem Formänderungsminimumprinzip geforderten Verformungen mehr oder weniger nachgeben können. Die beiden Kräfte  $X_1$  und  $X_2$  werden also so bestimmt, daß sie unter Einhaltung der Nebenbedingung

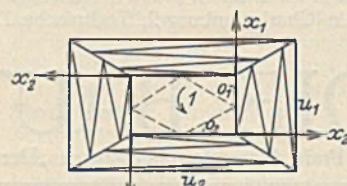


Abb. 6.

(16)  $X_1 o_2 + X_2 o_2 = 1$

die im Mast steckende Formänderungsarbeit zu einem Minimum machen.

Die Einzelsummanden der Formänderungsarbeit sind bei der Drehung des gleichwandigen Mastes zum Teil schon bestimmt und können hier verwendet werden. Für je eine Schmal- und Breitseite zusammen ergibt sich die in den Füllungsgliedern steckende Arbeit zu

$$(17) \quad \left\{ \begin{aligned} A_d &= \frac{X_1^2 o_1^2}{E} \sum \frac{1}{F_1 \sin^2 \delta_1 \cos \delta_1} \cdot \frac{l'_1}{o'_1 u'_1} \\ &+ \frac{X_2^2 o_2^2}{E} \sum \frac{1}{F_2 \sin^2 \delta_2 \cos \delta_2} \cdot \frac{l'_2}{o'_2 u'_2} \end{aligned} \right.$$

und die Biegearbeit in den Eckständern infolge außermittiger Verformung

$$(18) \quad A_b = \frac{X_1^2 o_1^2}{6E} \sum \frac{p_1^2}{J} \cdot \frac{l'_1}{o'_1 u'_1} + \frac{X_2^2 o_2^2}{6E} \sum \frac{p_2^2}{J} \cdot \frac{l'_2}{o'_2 u'_2}.$$

Die in den Eckständern steckende Formänderungsarbeit spielt bei der Drehung eine besondere Rolle. Die Kraft im Eckständer ist die Differenz aus den Kräften, die in ihm durch die Biegungsbeanspruchung der Nachbarwände durch  $X_1$  bzw.  $X_2$  erzeugt werden. Bei einer geringfügigen Änderung von  $X_1$  und  $X_2$  — im Rahmen der Bedingung Gl. 16 natürlich — können also die Eckständerkräfte und damit deren Formänderungsarbeit im Verhältnis zu den von  $X_1$  und  $X_2$  nur einzeln abhängigen  $A_d$  und  $A_b$  recht starke Schwankungen ausführen. Das Minimum der Formänderungsarbeit fällt also mit der Forderung Eckständerkräfte möglichst klein nahezu zusammen, und man kann die Verteilung von  $X_1$  und  $X_2$  mit großer Näherung allein nach dieser Bedingung vornehmen. Diese Näherung ist um so mehr zulässig, als die Gesamtformänderungsarbeit selber, die dann den gesuchten Winkel  $\tau$  bestimmt, in der Nähe des Minimums gegen Ungenauigkeiten in  $X_1$  und  $X_2$  wenig empfindlich ist. Während also die Formänderungsarbeit der Eckständer für die Verteilung von  $X_1$  und  $X_2$  in der Hauptsache maßgebend ist, bilden dann  $A_d$  und  $A_b$  für die Gesamtformänderungsarbeit die Hauptsummanden.

Bilden die Mastwände geometrisch einen Winkelstumpf, d. h. sind die Mastquerschnitte alle einander ähnlich, so leuchtet ein, daß die Bedingung, Kraft in den Eckständern gleich Null, zusammen mit der Nebenbedingung Gl. 16 erfüllt ist, wenn

$$(19) \quad X_1 = \frac{1}{2} \frac{o_1}{o_2}; \quad X_2 = \frac{1}{2} \frac{o_2}{o_1} \text{ ist.}$$

Weicht die Mastform von einem Pyramidenstumpf wesentlich ab, ist also

$$\frac{o_1}{\alpha_1} \neq \frac{o_2}{\alpha_2},$$

so können die Eckständer auf ihre ganze Länge nicht spannungsfrei bleiben.

Die Form (Abb. 7)

$$A_s = \frac{2}{E F} \sum \left( \frac{X_1 h_1}{b_1} - \frac{X_2 h_2}{b_2} \right) s$$

führt, wenn man  $h_1 = h_2$  nimmt, was bei den vielfeldrigen Masten zulässig erscheint, und die Summe als Integral auf faßt, für die in zwei Eckständern aufgespeicherte Formänderungsarbeit zu:

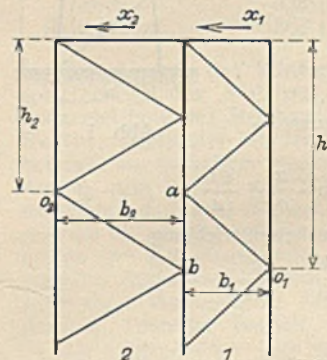


Abb. 7.

$$(20) \quad \left\{ \begin{aligned} A_s &= \frac{X_1^2}{2 \alpha_1^2 E} \sum \frac{1}{F'} \left[ l' - \frac{o_1}{\alpha_1} \cdot \ln \frac{u'_1}{o'_1} + \frac{o_1^2 l'}{o'_1 u'_1} \right] + \frac{X_2^2}{2 \alpha_2^2 E} \sum \frac{1}{F'} \left[ l' - \frac{o_2}{\alpha_2} \cdot \ln \frac{u'_2}{o'_2} + \frac{o_2^2 l'}{o'_2 u'_2} \right] \\ &- \frac{X_1 X_2}{E} \sum \frac{1}{F'} \left[ \frac{l'}{\alpha_1 \alpha_2} + \frac{o_1^2}{2 \alpha_1^2 (\alpha_1 o_2 - \alpha_2 o_1)} \cdot \ln \frac{u'_1}{o'_1} + \frac{o_2^2}{2 \alpha_2^2 (\alpha_2 o_1 - \alpha_1 o_2)} \cdot \ln \frac{u'_2}{o'_2} \right]. \end{aligned} \right.$$



Schreibt man die Formänderungsarbeit in der Form

$$(21) \quad A = X_1^2 M + X_2^2 N - 2 X_1 X_2 O,$$

so führt die Forderung des Minimums der Formänderungsarbeit zu

$$(22) \quad \begin{cases} X_1 = \frac{o_1 O + o_2 N}{o_1^2 M + o_2^2 N + 2 o_1 o_2 O} \\ X_2 = \frac{o_2 O + o_1 M}{o_1^2 M + o_2^2 N + 2 o_1 o_2 O} \end{cases}$$

$X_1$  und  $X_2$  können also, je nachdem man sich nur mit einer Abschätzung begnügt oder in den Ausdruck (Gl. 20) für  $A$  nur das in der Hauptsache entscheidende  $A_r$  oder auch  $A_d$  und  $A_b$  mit hereinnimmt, mit beliebig großer Schärfe berechnet werden.

Aus  $X_1$  und  $X_2$  lassen sich die Teilbeträge der Formänderungsarbeit errechnen, und daraus bestimmt sich, da bisher immer je eine Schmal- und Breitseite betrachtet wurde, der gesuchte Winkel  $\tau$  zu

$$(23) \quad \tau = 2[A_d + A_b + A_s (+ A_r)].$$

In der runden Klammer ist noch ein Ausdruck  $A_r$  beigefügt, der ähnlich wie beim gleichwandigen Mast zu berücksichtigen hätte, daß die Momentenpunkte  $o_1$   $o_2$  (Abb. 7) wechselweise auf verschiedener Höhe liegen. Man wird diesen Ausdruck wohl vernachlässigen können, er tritt auch beim gleichwandigen Mast gegen  $A_d$  und  $A_b$  zurück. Will man ihn berücksichtigen, so kann man ihn etwa mit

$$(24) \quad A_r = \frac{X_1^2 o_1^2}{E} \sum \frac{1}{F' \operatorname{tg}^2 \delta_1} \cdot \frac{l'}{o_1' u_1'} + \frac{X_2^2 o_2^2}{E} \sum \frac{1}{F' \operatorname{tg}^2 \delta_2} \cdot \frac{l'}{o_2' u_2'}$$

ansetzen. Die beiden Summanden werden für den Mast mit Pyramidenstumpfform einander gleich.

Damit sind nun Ausdrücke gewonnen, welche für die gebräuchlichen Mastformen die Mastkonstanten  $\delta$  und  $\tau$  auf verhältnismäßig einfache Weise zu berechnen gestatten, und die vor allem die Versuchsrechnung zur Festlegung der Querschnitte erleichtern.

### C. Die Seilgleichung.

Die Gegenwirkung der Seile ist wesentlich durch das Verhältnis  $\frac{\Delta H}{\Delta x}$ , der Änderung der Seilspannung abhängig von einer Änderung der Spannweite charakterisiert. Die Seilgleichung läßt sich in der Form schreiben

$$(25) \quad \frac{1}{24} \cdot \frac{p^2 x^3}{H^2} = l - x + x^{\vartheta} (l - t_0) + \frac{H \alpha l}{q},$$

in der  $H$  den Seilzug,

- $q$  den Seilquerschnitt,
- $p$  das Seilgewicht auf die Längeneinheit,
- $x$  die Spannweite,
- $l$  die Länge des ungespannten Seiles bei der Temperatur  $t_0$ ,
- $\alpha$  die Dehnzahl,
- $\vartheta$  die Wärmedehnzahl

bedeuten.  $l$  ist dabei leicht aus den Ausgangswerten von  $x$ ,  $H$ ,  $p$  und  $q$  zu berechnen, oder auch aus Tabellen (z. B. Kusineen, ETZ. 1925, S. 989) zu entnehmen. Für den vorliegenden Zweck fallen Temperaturänderungen außer Betracht. Die Ausgangsgleichung lautet also einfacher

$$(26) \quad \frac{1}{24} \cdot \frac{p^2 x^3}{H^2} = l - x + \frac{H \alpha l}{q}.$$

Bezeichnet man  $l - x$  mit  $d$ , so errechnet sich bei verändertem  $H$   $\Delta x$  aus

$$(27) \quad \Delta x = d + \frac{H \alpha l}{q} - \frac{1}{24} \cdot \frac{p^2 x^3}{H^2}.$$

Für  $x$  ist dabei die Ausgangsspannweite zu setzen. Diesen Wert von  $\Delta x$  kann man noch verbessern, wenn man in die rechte Seite von Gl. 27  $x + \Delta x$  statt  $x$  einsetzt. Bei straff gespannten Erdseilen ist für die in Betracht kommenden Intervalle  $\Delta H$  annähernd eine lineare Funktion von  $\Delta x$  und  $\frac{\Delta H}{\Delta x}$  kann ersetzt werden durch

$$(28) \quad \frac{dH}{dx} = \frac{H}{N} = w,$$

wobei

$$N = 2d + 3 \frac{H \alpha l}{q} \text{ ist.}$$

Eine allgemeine Entwicklung von  $\Delta H$  als Potenzreihe von  $\Delta x$  ist wegen der schlechten Konvergenz dieser Reihe nicht zu empfehlen. Um zu entscheiden, ob die  $(H, \Delta x)$  Funktion genügend genau linear angenommen werden darf, zeichnet man sich am besten einige Punkte nach Gl. 27 auf. Einen Anhalt gibt auch die zweite Ableitung

$$(29) \quad \frac{d^2 H}{dx^2} = \frac{3H}{N^2} \left(1 - \frac{\alpha l H}{q N}\right).$$

### D. Wirkung einer Einzelkraft auf eine straff verspannte Mastengruppe.

Nunmehr sind die Voraussetzungen zur Lösung der Hauptaufgabe, der Berechnung der Gegenwirkung geklärt, und es möge zuerst folgender vereinfachte Fall betrachtet werden, der durch Abb. 8 veranschaulicht ist. Zwischen zwei als vollständig steif gedachten Abspannmasten

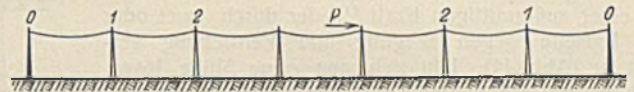


Abb. 8.

befinden sich  $n$  Tragmaste, die durch ein gleichmäßig gespanntes Seil verbunden seien. An einem der Maste greife eine Kraft  $P$  in Leitungsrichtung an. Durch das Seil werden die Nachbarmaste zur Mitwirkung herangezogen. Zunächst sei  $\frac{\Delta H}{\Delta x}$  als konstant vorausgesetzt und mit  $w$  bezeichnet, die Lösung führt dann auf lineare Differenzgleichungen. Beziffert man die Masten beiderseits steigend von den Abspannmasten mit  $\nu$ , und bezeichnet man die Auslenkung der  $\nu$  Mastspitze mit  $y_\nu$ , so gilt (mit Ausnahme des Mastes, an dem  $P$  angreift) die Differenzgleichung

$$w \Delta^2 y_\nu = \frac{y_\nu}{\delta},$$

wenn  $\delta$  wie früher die Ausbiegung des unverspannten Mastes unter der Last eins ist, oder kürzer geschrieben

$$\Delta^2 y_\nu - k y_\nu = 0,$$

wenn man  $\frac{1}{w \delta}$  mit  $k$  zusammenfaßt. Die Differenzgleichung hat die allgemeine Lösung

$$y_\nu = C_1 (q_1)^\nu + C_2 (q_2)^\nu,$$

$q$  hängt nur von  $k$  ab

$$q_{1,2} = \frac{2 + k \pm \sqrt{(2+k)^2 - 4}}{2}; \quad q_1 = \frac{1}{q_2} = q.$$

Die Bedingung  $y_0 = 0$  (Abspannmast fest) liefert

$$C_1 = -C_2,$$

so daß als Lösung verbleibt

$$y_\nu = C (q^\nu - q^{-\nu}),$$

wofür man besser schreibt

$$y_\nu = C \operatorname{Esin} \nu \varphi; \quad \varphi = \ln q.$$

Die Konstante  $C$  ist natürlich verschieden, je nachdem man sich von der rechten oder linken Seite dem Angriffsmast nähert. Nun sei der Angriffsmast der  $a$ te in Krafrichtung gezählt, der  $b$ te von der entgegengesetzten Seite, dann findet man aus dem Kräftegleichgewicht am Angriffsmast

$$(30) \quad P = y w \left( k + 2 - \frac{\operatorname{Esin} (a-1) \varphi}{\operatorname{Esin} a \varphi} + \frac{\operatorname{Esin} (b-1) \varphi}{\operatorname{Esin} b \varphi} \right) = y w [k + 2 + \operatorname{Esin} \varphi (\operatorname{Ctg} a \varphi - \operatorname{Ctg} b \varphi)].$$

Ist  $a = b$ , liegt also der Angriffsmast in der Mitte, so ist die Auslenkung unabhängig von der Mastenzahl, und zwar

$$y = \frac{P}{w(k+2)}.$$

Der unverspannte Mast biegt sich um  $y_0 = P \delta$  aus. Der Quotient

$$(31) \quad \frac{y}{y_0} = \frac{k}{k+2}$$

gibt an, um wieviel die Mastbeanspruchung durch die Verspannung vermindert wird.

Bei einem Seilriß greifen an zwei Nachbarmasten zwei entgegengesetzt gleiche Kräfte an (Abb. 9). In der Mitte einer vielfeldrigen Leitung wird dann die Durchbiegung



Abb. 9.

$$(32) \quad y = \frac{P}{w(k+2)} \left(1 - \frac{1}{q}\right).$$

Etwas ungünstiger wirkt ein Seilriß in einem Endfeld, die Durchbiegung wird (vielfeldrige Leitung wieder vorausgesetzt)

$$(33) \quad y = \frac{P}{w(k+2) + 1/q}.$$

Greift die Kraft  $P$  wesentlich unterhalb des Angriffspunktes der Erdseile an (Abbild. 10), so bestimmt sich  $y$  aus denselben Gleichungen 30 bis 33, nur daß statt  $P$  die nach der Mastspitze verlegte  $P' = P \cdot \frac{\delta_{op}}{\delta}$

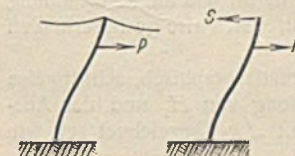


Abb. 10.



zu setzen ist,  $\delta_{op}$  ist die Auslenkung der unverspannten Mastspitze unter  $P=1$ .

Zur Berechnung der Beanspruchung ist dann außer  $P$  noch

$$S = \frac{P \delta_{op} - y}{\delta} \quad \text{anzusetzen.}$$

Die allgemeinere Aufgabe, ein Mast unter der Wirkung einer außermittigen Kraft  $P$ , der durch zwei oder mehr Erdseile gegen Biegung und Verdrehung verspannt ist (Abb. 11), läßt sich nun ohne Mühe lösen. Man berechnet die Biegung und Verdrehung je für sich. Für die Biegung ist in den obigen Gleichungen naturgemäß unter  $H$  die Summe aller Erdseilzüge zu verstehen. Für die Verdrehung gelten dieselben Gleichungen, wenn man

$$\begin{aligned} \delta & \text{ durch } \tau \\ y & \text{ „ } \eta \text{ (Drehwinkel der Erdseiltraverse)} \\ P & \text{ „ } Pp \\ \omega & \text{ „ } \frac{dMe}{d\eta} = 2e^2 \cdot \frac{dH}{dx} \quad (H = \text{Zugkraft eines Erdseils}) \end{aligned}$$

ersetzt.

**E. Der Seilzug beim Reißen eines Leiterseiles.**

Der oben mit  $P$  bezeichnete Seilzug ist nun nicht gleich der Spannung eines ungerissenen Leiterseiles, sondern infolge des Auspendelns der Hängeketten kleiner. Bei der leichten Beweglichkeit der Kette kann man vom Einfluß der Verschiebung der Kettenaufhängepunkte absehen. Der Seilzug kann wohl nur graphisch ohne allzu großen Zeitaufwand bestimmt werden.

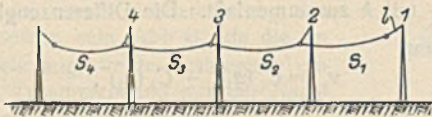


Abb. 12.

Eine näherungsweise Berechnung gibt folgende Überlegung. Denkt man sich den linken Endpunkt von  $S_1$  fest (Abb. 12), also die Hängekette 2 lotrecht bleibend, und bestimmt unter diesen Umständen das Auspendeln von  $l$  und den Seilzug, so erhält man ihn zweifelsohne zu klein ( $H_1$ ). Denkt man sich andererseits den Horizontalwiderstand sämtlicher Hängeketten außer  $l$  weg, nimmt also an deren Stelle widerstandslose Rollen oder unendlich lange Ketten an, so ergibt sich die Seilspannung und die Auspendelung von  $l$  zu groß ( $H_2$ ). Das Mittel aus  $H_1$  und  $H_2$  gibt, wie Vergleichsrechnungen zeigen, bis auf wenige Prozent genau die richtige Spannung.

$H_1$  ist der Schnittpunkt der Seilzugskurve (Abb. 13)  $a$ ,  $H=f(\Delta x)$  und der Kurve der Auspendelungskraft der Hängekette  $b$ , der Beziehung

$$\Delta x = l \sin \text{artg} \frac{H}{G},$$

wobei  $l$  die Länge der Hängekette,  $G$  das auf diese wirkende Gewicht (halbe Seil- + halbe Hängekettenlast) bedeutet.

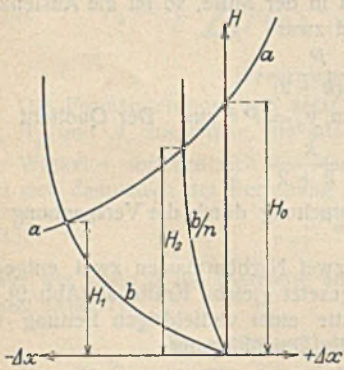


Abb. 13.

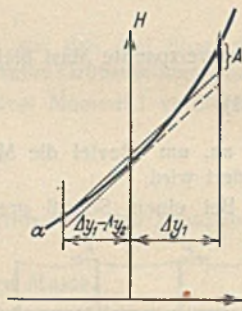


Abb. 14.

$H_2$  findet sich als Schnittpunkt der  $a$ - und der  $b/n$ -Kurve (Abb. 13), das ist der Kurve, die aus der  $b$ -Kurve durch Reduktion von deren Abszissen auf den  $n$ ten Teil besteht, wobei  $n$  die Felderzahl bis zum nächsten Abspannmast darstellt. Die Begründung liegt darin, daß die Seilspannung nach Voraussetzung in allen Feldern dieselbe ist,  $x$  sich also gewissermaßen auf  $n$  Felder gleichmäßig austeilt.

Eine genauere Berechnung läßt sich, ebenfalls graphisch, schrittweise vornehmen. Man geht aus von der Berechnung von  $H_1$  und der Auspendelung der 1. Kette  $\Delta x_1$ , das nunmehr mit  $\Delta x_1'$  bezeichnet sei, wie

oben. Nun denkt man sich  $\Delta x_1'$  fest und die Kette 3 lotrecht und bestimmt unter diesen Annahmen die Auspendelung  $\Delta x_2'$ . Dieses  $\Delta x_2'$  denkt man sich nun fest und bestimmt unter Annahme Hängekette 4 fest  $\Delta x_3'$ . So geht man schrittweise bis zum Abspannmast. Die so bestimmten  $\Delta x'$  bilden noch keine Gleichgewichtslage. Man fängt nun wieder von vorn an und bestimmt  $\Delta x_1''$  unter der Annahme  $\Delta x_2'$  fest. Dann bestimmt man  $\Delta x_2''$  unter der Annahme des neuen rechten und des alten linken  $\Delta x$ , usw.  $\Delta x_3''$ ,  $\Delta x_4''$ ... Die Lagen  $\Delta x''$  kommen der Endlage schon recht nahe, man kann die Genauigkeit durch weitere Reihen  $\Delta x'''$ ,  $\Delta x''''$  so weit steigern als man will, die  $\Delta x$  nähern sich mit jeder Reihe von unten her der Endlage immer mehr. Praktisch liefert die zweite Reihe, von der mit den ersten beiden Gliedern  $\Delta x_1''$  und  $\Delta x_2''$  schon die in Frage stehende Seilspannung gegeben ist, schon ausreichend genaue Werte. Die Einzelschritte bestimmen sich graphisch, für die Hängeketten von 2 ab hat man eine andere Kurve  $b$  zu benutzen, da sie außer mit ihrem halben Eigengewicht mit einer vollen Seillast belastet sind.

Eine weitere Methode ist noch denkbar. Von der zweiten Hängekette ab sind die Auspendelungen der Hängeketten klein. Die Beziehung zwischen Hängekettenauslenkungskraft und  $\Delta x$ , sowie von Seilzug und Spannweite kann genau genug linear angenommen werden. Man kann also die Wirkung einschl. Hängekette 2 ähnlich wie oben mit linearen Differenzgleichungen auf einen zusammengefaßten Ausdruck bringen, in linearer Abhängigkeit von  $\Delta x_2$  und von da aus dann nur mit einem Schritt graphisch zum Ziele gelangen. Da jedoch die zuerst gegebene Näherungsmethode für die praktischen Fälle ausreichen dürfte, erübrigt sich eine eingehendere Darlegung.

Methoden, ähnlich wie die angedeuteten, können auch für die Gegenwirkung der Erdseile verwendet werden, wenn die Seile so wenig straff gespannt sind, daß man die Funktion  $\Delta H=f(\Delta x)$  nicht mehr genügend genau als linear annehmen kann.

Oben war nachgewiesen, daß die Gegenwirkung am geringsten ist, wenn der Seilriß im Endfeld erfolgt. Aus den vorhergehenden Betrachtungen ergibt sich, daß auch die Kraft  $P$  bei Seilbruch im Endfeld am größten wird. Ein Seilriß im Endfeld ist also in doppelter Hinsicht als am ungünstigsten in Rechnung zu setzen.

Nun wird die Seilspannungsfunktion  $H=f(\Delta x)$  nur in den beiden der Angriffstelle unmittelbar benachbarten Feldern merklich von der Geraden abweichen. Aus den errechneten  $v$  kann man diese Abweichung von der  $a$ -Kurve leicht feststellen und eine bessere Näherung erhalten, wenn man die Abweichung  $A$  (Abb. 14) von  $P$  in Abzug bringt, oder wenn man statt dem oben errechneten

$$y_1 : y_1 \cdot \frac{P-A}{P} \text{ in Rechnung setzt.}$$

Damit ist die Frage der Gegenwirkung des durch außermittige Erdseile verspannten Mastes — wenigstens abgesehen von der Schwingungsfrage — geklärt.

Ist die Mastenreihe nur durch ein mittiges Erdseil verspannt, so besteht nur eine kräftige Gegenwirkung gegen Ausbiegung durch das Erdseil. Ungleich geringer ist die Wirkung der an den Hängeketten nur lose befestigten Leiterseile gegen Verdrehung. Dadurch, daß man den Mast — etwa durch die Ausbildung in der Form eines schmalen Rechtecks — außerordentlich weich macht, könnte man diese Gegenwirkung jedoch zu einer ins Gewicht fallenden Höhe steigern. Aus den genannten Berechnungsmethoden läßt sich auch für diesen Fall ein graphisches Verfahren entwickeln, das jedoch wegen der Hängeketten und der starken Abweichung der Seilgleichung der wenig straffen Leiterseile von der Geraden nicht mehr sehr einfach ist. Da jedoch solche weiche Masten in der Praxis wohl kaum besondere Vorliebe finden werden, kann von der Entwicklung dieser Verfahren hier Abstand genommen werden.

Die obigen Betrachtungen beziehen sich alle auf den rein statischen Zustand, der eintritt, wenn das System aus Masten und Seilen zur Ruhe gekommen ist. Nun wird jedoch der Vorgang durch eine Schwingung eingeleitet, bei der Seile und Maste über ihre Endlage hinauspendeln und dadurch erhöht beansprucht werden.

Dr. Gauster hat (Elektro-Journal, August 1926) die Schwingungen, die nach einem Seilriß auftreten, untersucht und die Vergrößerung der Beanspruchung gegenüber der statischen rechnerisch abgeleitet. Er berücksichtigt dabei allerdings nur die longitudinalen Seilanschwingungen. In Wirklichkeit treten jedoch noch ungleich langsamer verlaufende transversale Schwingungen des Seiles auf. Es ist jedoch kaum anzunehmen, daß der Vergrößerungsfaktor für diese transversalen Schwingungen wesentlich ungünstiger ist wie für die Längsschwingungen, und man wird also sicher genug rechnen, wenn man ihn im Mittel mit 1,5 in Rechnung setzt. Bei der Wichtigkeit der Sache wäre es sehr zu empfehlen, diesen Faktor durch Versuche festzustellen, was nach den von Dr. Gauster angewandten Methoden ohne allzu große Mühe möglich ist.



Alle Rechte vorbehalten.

**Landschaftsschutz und Leitungsbau.<sup>1)</sup>**

Von Direktor Dipl.-Ing. P. Sturzenegger, Zürich.

Mit der gewaltigen Entwicklung in der Verwertung elektrischer Energie, mit deren Übertragung aus den Kräfteerzeugungsstellen in die Verwendungszentren und mit der in großem Maße eingesetzten Elektrifizierung der Vollbahnen kamen naturgemäß anfangs Anlagen zustande, welche auf

sammlung mehrerer Leitungen bei Gelände Hindernissen in verkehrsdichten Gegenden müssen unbedingt vermieden werden. Dabei kamen dann bei an sich berechtigtem Verlangen nach Schutz der Landschaft allerdings auch Übertreibungen vor, die sich in so weitgehenden Anforderungen

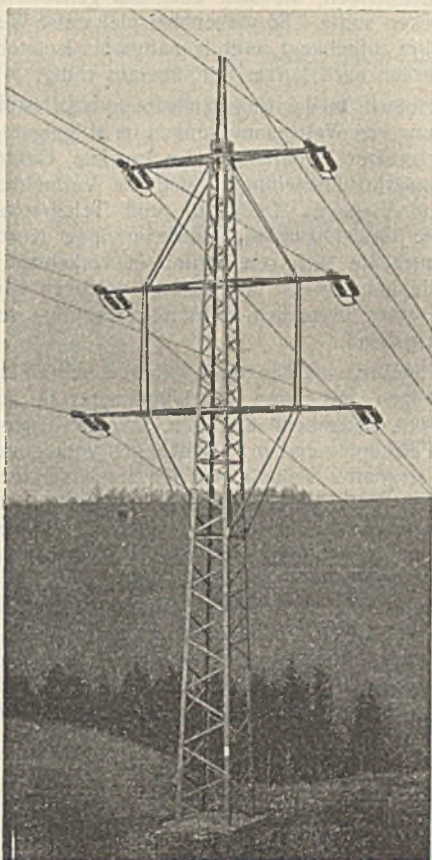


Abb. 1.

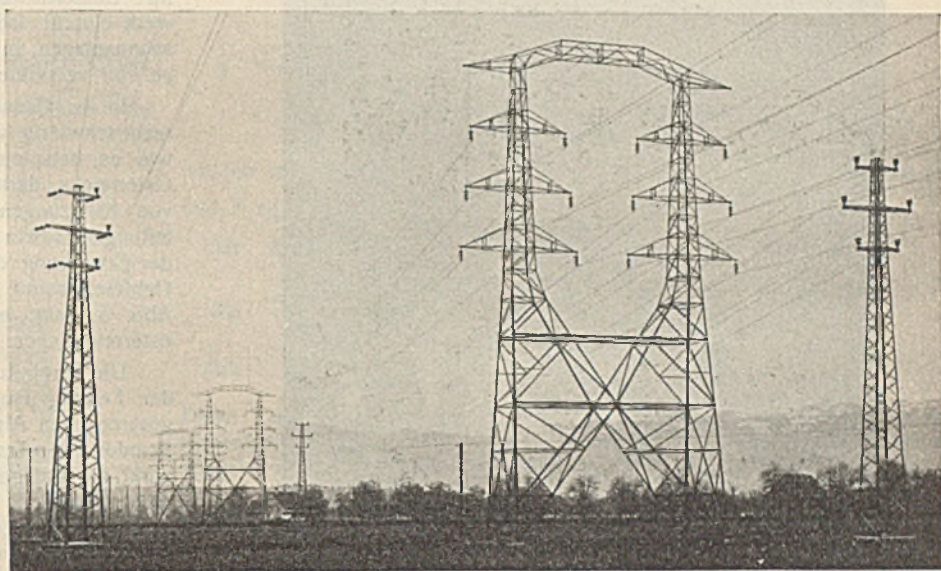


Abb. 2.

die Unterordnung in das Landschaftsbild recht wenig Rücksicht nahmen, und wobei sowohl bei der Trassierung wie beim Bau der Tragwerke nur wirtschaftlichen Fragen bestimmend waren. Während die Holzgestänge

an geplante Leitungen äußerten, daß eine wirtschaftliche Anlage als bald in Frage gestellt war. Solche Einsprüche können wohl eine Hemmung, nie aber ein Aufhalten der natürlichen Entwicklung der Technik



Abb. 3.

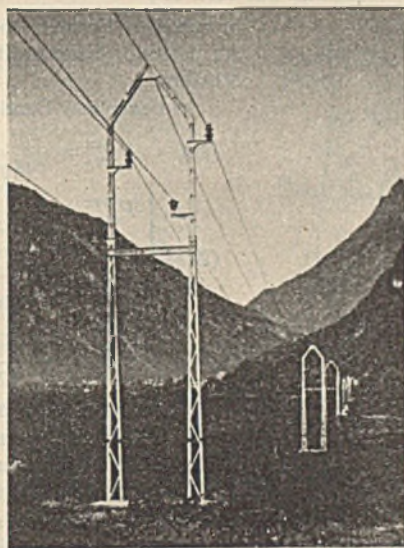


Abb. 4.

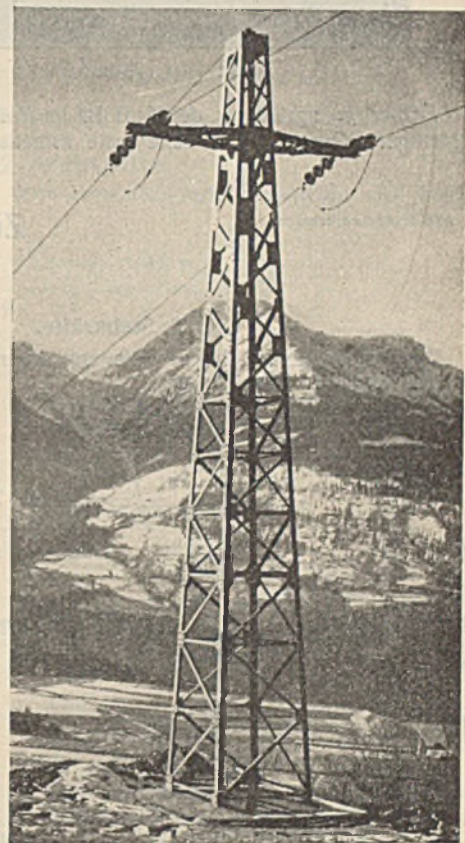


Abb. 5.

der Schwachstromanlagen von unserer Generation stillschweigend hingenommen wurden, begann der Einspruch von Heimatschutz-Organisationen gegen die großen Übertragungsleitungen zu dem Zeitpunkte, wo deren Zahl sich in verkehrsdichten Gegenden mehrte. Wenn auch ziemlich allgemein anerkannt wird, daß sich eine neuzeitliche Hochspannungsleitung bei sorgfältiger Trassierung und Ausführung weit unauffälliger im Landschaftsbilde einordnet, als die Leitungen mit nahestehenden Holzmasten mit ihrer großen Zahl weithin leuchtender Isolatoren, so entbehrten solche Einsprüche häufig nicht einer gewissen Berechtigung. Kahlschlag oder Waldschneisen in naturschönen Gegenden oder brutale Leitungsdurchführung durch geschichtlich bedeutsames Gelände oder An-

bedeuten. Es muß sich daher darum handeln, daß der schaffende Ingenieur sich berechtigten Forderungen unterzieht, andererseits aber müssen die staatlichen Behörden den Schutz der Wirtschaft vor übertriebenen Forderungen solcher Heimatschutzverbände übernehmen. In ebenen Gelände-Verhältnissen, wie Tiefländer sie bieten, wird eine neuzeitliche Übertragungsleitung verkehrsdichte Gegenden mit Städten und Ortschaften, Bahnanlagen, Straßenzügen und Wasserwegen soweit als möglich meiden. In freiem Gelände ist vorab Waldbestand zu schonen. Wie eine solche Leitung sich gut in das Landschaftsbild einordnet, zeigt Abb. 1 in einer Übertragsleitung in Deutschland, während Abb. 2 die Berechtigung zur Ablehnung einer Häufung elektrischer Leitungen beweist, wo trotz guter Formgebung der Einzeltragwerke eine Störung des Landschaftsbildes eintritt. Gute Einordnung zeigt andererseits wieder Abb. 3, die ein Tragwerk aus der Schweizer Albula-Übertragungsleitung darstellt in Form eines Sondermastes in einem an Naturschönheiten reichem Hochgebirgsgelände.

<sup>1)</sup> Die Abbildungen sind entnommen aus dem Werke des Verfassers „Maste und Funktürme aus Stahl“, das demnächst im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen wird.



Die dem weiten Leiterbild großer Spannweiten angepaßte Formgebung des Tragwerkoberteils läßt das Bestreben der Anpassung des schaffenden Ingenieurs erkennen. Auch der in Abb. 4 dargestellte Rahmenmast einer

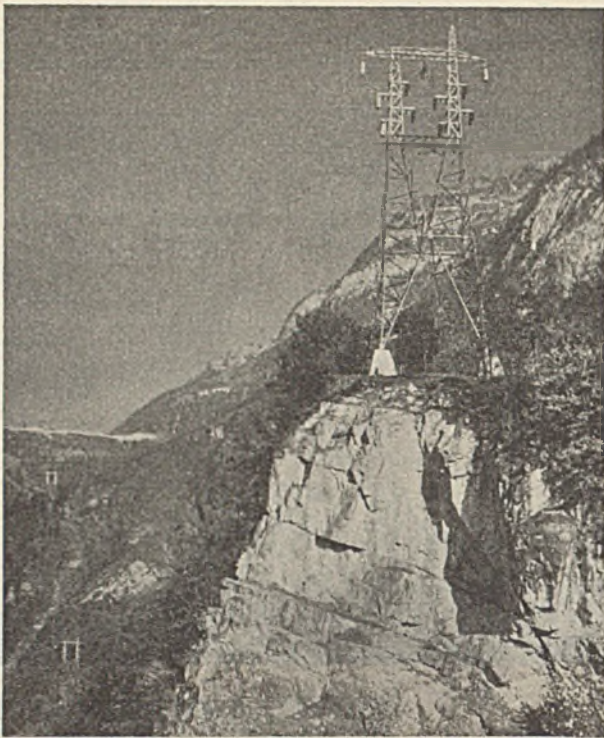


Abb. 6.

60-kV-Übertragungsleitung der S. B. B. im Tessin zeigt mit dem Mittel sorgfältiger Formgebung erzielte gute ästhetische Wirkung der Leitung

im Gelände. Weiterhin kann durch Färbung recht viel zu dieser verlangten Unterordnung beigetragen werden. Neben der Farbtonung der Tragwerke sind es besonders die Isolatoren, welche recht häufig erst die Tragwerke auffällig machen, vorab wenn es sich um weiße Porzellankörper handelt. Fraglich bleibt aber, ob bei Anlagen im Hochgebirge die Farbtonung sich der Farbe des Sommers oder des Winters anpassen soll. Die Erfahrungen zeigen, daß die Farbtonung an sich weniger bedeutend ist als ihre Einheitlichkeit, eine Einheitlichkeit, die sich über das ganze Tragwerk einschl. Isolatoren erstrecken sollte. So wirken beispielsweise Weitspannanlagen, in Aluminiumleiter aufgehängt, mittels mattgrauer Isolatoren an voll verzinkten Stahltragwerken nach kurzer Zeit überaus ruhig.

In der Grundsätzlichkeit einfach, in der Einzelanordnung aber häufig recht schwierig ist die Trassierung von Weitspannleitungen im Hügelland, wie es beispielsweise das Schweizer Mittelland oder gewisse Gebiete Österreichs darstellen. Technische Forderungen, wie die Vermeidung von Kreuzungen mit Straßen, Bahnen, Telephon- und Telegraphenleitungen sowie wirtschaftliche Gesichtspunkte, welche geringe Kosten der Erwerbung der Durchgangsrechte bedingen, führen in verkehrsarme Gebiete, womit gleichzeitig die Leitung der steten Sicht entzogen wird. Abb. 5 zeigt ein Tragwerk einer dermaßen geführten Leitung, vom österreichischen Ruetzwerk ausgehend.

Die Fernleitungen im Hochgebirge werden recht häufig durch Anlage der Leitung längs Paßübergängen mit ihren Anschlußrampen in ausgesprochenen Alptälern der Sicht weitgehend entzogen. Wo freiliegende Standorte von Tragwerken auf Felsköpfen und an Felsabhängen vorkommen, wirkt die Anlage als Sinnbild sieghafter Technik auf den Beschauer meist recht günstig. Wie solche Standorte häufig gewählt werden müssen, zeigt Abb. 6 mit einem Stahlmast der Übertragungsleitung Amsteg-Immensee (Schweiz), wo längs dem an Naturschönheiten reichen Vierwaldstättersee die Weitspannleitung über die Berge des großen und kleinen Axen verwiesen wurde. Zusammenfassend darf gesagt werden, daß beim ernstlichen Willen zu guter technischer Ausbildung eine befriedigende Lösung meist erzielt werden kann. Auch wo die Leitung sich dem Blick nicht ganz zu entziehen vermag, kann von einer wesentlichen Störung der Naturschönheiten und Unterordnung der Anlage im Landschaftsbild nicht gesprochen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

### Zur Berechnung von Flechtwerkträgern.

Von Dr.-Ing. H. Buchenau, Rendsburg.  
(Schluß aus Heft 11.)

#### 2. Stabkräfte.

Die Pfostenkräfte des  $m$ ten Seitenfachwerks berechnen sich mit den Bezeichnungen der Abb. 10 zu

$$(21) \left\{ \begin{aligned} \bar{P}_{im} &= \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{M_{i-1m}}{a_{i-1}} \\ &= \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{1}{\cos \varphi'} \cdot \frac{1}{n} \cdot M_i \cdot 2 \sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right) \\ &= \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{V_{i-1}^{\max}}{2} \cdot \frac{\sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right)}{\sin \frac{\pi}{n}} \end{aligned} \right.$$

$$(22) \quad P'_{im} = -\bar{P}_{i+1m}$$

Mit Rücksicht auf das oben über die Grenzpfosten Gesagte berechnen sich hiernach die Pfostenkräfte des Flechtwerkträgers in den einzelnen Bereichen zu

$$(23) \quad P_{im} = \bar{P}_{im} + \bar{P}_{im-1} = \frac{1}{\cos \varphi} \cdot V_{i-1}^{\max} \cos \varphi_m \quad \text{für } 0 \equiv \varphi_m \equiv \frac{\pi}{n}$$

$$(24) \quad P_{im} = \bar{P}_{im} + \bar{P}'_{im-1} = \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{1}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \left[ V_{i-1}^{\max} \sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right) - V_i^{\max} \sin \left( \varphi_m - \frac{\pi}{n} \right) \right] \quad \text{für } \frac{\pi}{n} \equiv \varphi_m \equiv \pi - \frac{\pi}{n}$$

$$(25) \quad P_{im} = \bar{P}'_{im-1} + \bar{P}'_{im} = \frac{1}{\cos \varphi} \cdot V_i^{\max} \cos \varphi_m \quad \text{für } \pi - \frac{\pi}{n} \equiv \varphi_m \equiv \pi,$$

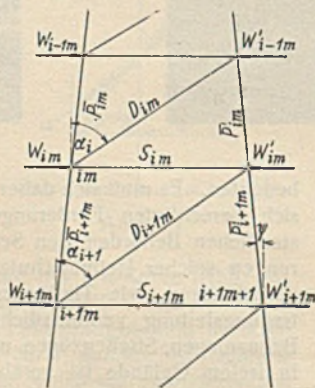


Abb. 10.

in welchen Formeln bei der Ausrechnung und im Ergebnis Zugkräfte als positive, Druckkräfte als negative Werte einzusetzen sind bzw. erscheinen.

In denselben Bereichen berechnen sich die Größtwerte zu

$$(26) \quad P_{im}^{\max} = \frac{1}{\cos \varphi} \cdot V_{i-1}^{\max} \quad \text{für } \varphi_m = 0$$

$$(26a) \quad \left\{ \begin{aligned} P_{im}^{\max} &= -\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{1}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \sqrt{(V_{i-1}^{\max})^2 + (V_i^{\max})^2 - 2 V_{i-1}^{\max} V_i^{\max} \cos \frac{2\pi}{n}} \\ &\quad \text{im mittleren Bereich,} \end{aligned} \right.$$

$$(27) \quad P_{im}^{\min} = -\frac{1}{\cos \varphi} \cdot V_i^{\max} = -P_{i+1}^{\max} \quad \text{für } \varphi_m = \pi.$$

Von diesen Werten ist die Druckkraft  $P_{im}^{\min}$  aber stets größer als die größte Druckkraft im mittleren Bereich nach Gl. 26a\*) und die größten Pfostenkräfte treten demnach in den im Grundriß mit der Windrichtung (Y-Achse) zusammenfallenden Pfosten auf.

Von den gekreuzten Diagonalen sind wegen der vorausgesetzten Schlaffheit nur die auf Zug beanspruchten als wirksam anzusehen.\*\*) Die Diagonalkräfte berechnen sich aus

$$D_{im} \cos \alpha_i + (\bar{P}_{mi} - \bar{P}_{mi+1}) \cos \psi = 0$$

\*) Denn der Wurzelwert  $\rho$  ist nach Abb. 11 die Gegenseite des von den Seiten  $V_i^{\max}$  und  $V_{i-1}^{\max}$  eingeschlossenen Winkels  $\frac{2\pi}{n}$  und wegen  $V_i^{\max} > V_{i-1}^{\max}$  auch stets

$$2 V_i^{\max} \cdot \sin \frac{\pi}{n} > \rho \quad \text{oder} \quad V_i^{\max} > \frac{\rho}{2 \sin \frac{\pi}{n}}$$

Gl. 26a ist in Anwendung auf ein nur mit  $H = n W_0$  belastetes Gasbehälterführungsgerüst übrigens identisch mit der von Müller-Breslau, Z. d. V. D. I. 1898, S. 1211 entwickelten Gl. 14 (vergl. auch Hütte III, 24. Aufl., S. 158, Gl. 186, nur gibt diese Gleichung für schlaffe Diagonalen nicht die größte Pfostendruckkraft.

\*\*) Föppl, Technische Mechanik II, 5. Aufl., S. 249 ff.



zu

$$(28) \quad D_{im} = \frac{1}{\cos \alpha_i} \cdot \frac{1}{\cos \varphi'} \cdot (V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) \frac{\sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right)}{2 \sin \frac{\pi}{n}}$$

und dieser Ausdruck ergibt den Größtwert

$$(29) \quad D_i^{\max} = \frac{1}{\cos \alpha_i} \cdot \frac{1}{\cos \varphi'} \cdot \frac{V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}}{2 \sin \frac{\pi}{n}}$$

für  $\varphi_m = \frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{n}$ , d. h. in demjenigen Seitenfachwerk, dessen Riegel der Windrichtung parallel ist und das die größte Gesamtbelastung  $\sum W_i$  erfährt.

Aus Abb. 4 und Abb. 10 ergibt sich

$$(30) \quad \operatorname{tg} \alpha_i = \cos \varphi' \sin \frac{\pi}{n} \cdot \frac{r_i + r_{i-1}}{h_i}$$



Abb. 11.

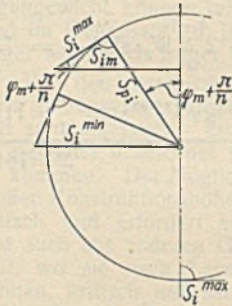


Abb. 12.

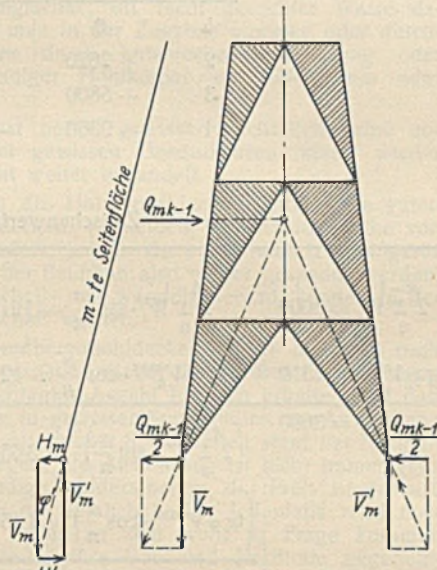


Abb. 13.

Die Riegelkräfte berechnen sich z. B. aus

$$S_{im} + W_{im} + D_{im} \sin \alpha_i - (P_{i+1m} - P_{im}) \sin \psi = 0$$

mit Hilfe der Gl. 2, 21, 22 u. 28 zu

$$S_{im} = - \left[ W_i \cdot \frac{\cos \left( \frac{\pi}{n} - \varphi_m \right)}{\sin \frac{2\pi}{n}} + (\operatorname{tg} \alpha_i - \operatorname{tg} \psi) \frac{1}{\cos \varphi'} \cdot (V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) \frac{\sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right)}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \right]$$

woraus mit

$$\operatorname{tg} \alpha_i - \operatorname{tg} \psi = \cos \varphi' \cdot 2 \sin \frac{\pi}{n} \cdot \frac{r_{i-1}}{h_i}$$

und

$$\frac{r_{i-1}}{h_i} (V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) = - \operatorname{tg} \varphi V_i^{\max} + \frac{2 Q_{i-1}}{n},$$

schließlich folgt

$$(31) \quad \left\{ \begin{aligned} S_{im} &= - \left[ 2 \sum_0^{i-1} W_i + W_i - \operatorname{tg} \varphi V_i^{\max} \right] \frac{\sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right)}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \\ &\quad - \frac{W_i}{\operatorname{tg} \frac{2\pi}{n}} \cos \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right), \end{aligned} \right.$$

worin  $S_{pi} = - \left[ 2 \sum_0^{i-1} W_i + W_i - \operatorname{tg} \varphi V_i^{\max} \right]$  die Stabkraft des zur Windrichtung parallelen Riegels bedeutet. Gl. 31 hat nach Abb. 12 die Größtwerte

$$(32) \quad S_i^{\max} = + \frac{W_i}{\operatorname{tg} \frac{2\pi}{n}} \text{ für } \varphi_m = \pi - \frac{\pi}{n}$$

$$(33) \quad \left\{ \begin{aligned} S_i^{\min} &= - \sqrt{\left( 2 \sum_0^{i-1} W_i + W_i - \operatorname{tg} \varphi V_i^{\max} \right)^2 + \left( \frac{W_i}{\operatorname{tg} \frac{2\pi}{n}} \right)^2} \\ &= - \sqrt{S_{pi}^2 + (S_i^{\max})^2}. \end{aligned} \right.$$

## B. Gespreizte steife Diagonalen.

### 1. Stützkräfte.

Die lotrechten Stützkräfte sind unabhängig von der Art der Ausfachung der Seitenflächen und es gelten somit die oben abgeleiteten Gleichungen (11) und (12) auch hier.

Die wagerechten Stützkräfte am Stützpunkt  $mk$  (Abb. 13)

$$H_{mk} = \operatorname{tg} \varphi' \bar{V}_{mk} \text{ und } H_{m-1k} = \operatorname{tg} \varphi' \bar{V}_{m-1k}$$

$$\frac{1}{2} \cdot Q_{mk-1} = \sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right) \sum_0^{k-1} W_i \text{ und } \frac{1}{2} \cdot Q_{m-1k-1}$$

$$= \sin \left( \varphi_m - \frac{\pi}{n} \right) \sum_0^{k-1} W_i$$

werden mit  $\operatorname{tg} \varphi' = \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos \frac{\pi}{n}$  zusammengefaßt nach den Richtungen  $R$  und  $T$  zu

$$(34) \quad R = \operatorname{tg} \varphi V_k^{\max} \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n} \cdot \cos \varphi_m + 2 \sin^2 \frac{\pi}{n} \sum_0^{k-1} W_i \cos \varphi_m$$

$$(35) \quad T = - \operatorname{tg} \varphi V_k^{\max} \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n} \cdot \sin \varphi_m + 2 \cos^2 \frac{\pi}{n} \sum_0^{k-1} W_i \sin \varphi_m$$

$$(36) \quad = - R \operatorname{tg} \varphi_m + 2 \sum_0^{k-1} W_i \sin \varphi_m.$$

Diese Formeln gelten überall, weil das System auch unter Spannung vollkommen symmetrisch bleibt, während bei gekreuzten schlaffen Diagonalen die gedrückten jeweils ausscheiden, und die Größtwerte sind:

$$(37) \quad R^{\max} = \operatorname{tg} \varphi V_k^{\max} \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n} + 2 \sin^2 \frac{\pi}{n} \sum_0^{k-1} W_i \text{ für } \varphi_m = 0$$

$$(38) \quad T^{\max} = - R^{\max} + 2 \sum_0^{k-1} W_i \text{ für } \varphi_m = \frac{\pi}{2}.$$

Es treten demnach zusammen auf

$$V_{\min}^{\max}, R^{\max} \text{ und } T = 0 \text{ für } \varphi_m = 0 \text{ bzw. } \varphi_m = \pi$$

$$T^{\max}, V = 0 \text{ und } R = 0 \text{ für } \varphi_m = \frac{\pi}{2}.$$

### 2. Stabkräfte.

Die Pfostenkräfte des  $m$ ten Seitenfachwerks berechnen sich nach Abb. 14 zu

$$(39) \quad \bar{P}_{im} = \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{V_{i-1}^{\max}}{2} \cdot \frac{\sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right)}{\sin \frac{\pi}{n}}$$

$$(40) \quad \bar{P}'_{im} = - \bar{P}_{im}.$$

Auch hier ergibt die Überlagerung überall denselben Ausdruck

$$(41) \quad P_{im} = \frac{1}{\cos \varphi} \cdot V_{i-1}^{\max} \cos \varphi_m$$

und die Größtwerte sind

$$(42) \quad P_{im}^{\max} = \pm \frac{1}{\cos \varphi} \cdot V_{i-1}^{\max} \text{ für } \varphi_m = 0 \text{ bzw. } \varphi_m = \pi.$$

Für die Diagonalkräfte gilt

$$(43) \quad D'_{im} = - D_{im}$$

und aus

$$D_{im} \cos \beta_i + (\bar{P}_{mi} - \bar{P}_{mi+1}) \cos \psi = 0$$

folgt

$$(44) \quad D_{im} = \frac{1}{\cos \beta_i} \cdot \frac{1}{\cos \varphi'} \cdot (V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) \frac{\sin \left( \varphi_m + \frac{\pi}{n} \right)}{2 \sin \frac{\pi}{n}}$$

mit dem Größtwert

$$(45) \quad D_i^{\max} = \frac{1}{\cos \beta_i} \cdot \frac{1}{\cos \varphi'} \cdot \frac{V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}}{2 \sin \frac{\pi}{n}} = - D_i^{\min}$$

für  $\varphi_m = \frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{n}$ .

Aus Abb. 4 und Abb. 14 folgt

$$(46) \quad \operatorname{tg} \beta_i = \cos \varphi' \sin \frac{\pi}{n} \cdot \frac{r_i}{h_i}.$$

Die Riegelkräfte berechnen sich z. B. aus

$$- \bar{P}_{i+1m} \sin \psi + S_{im} + D_{im} \sin \beta_i + \bar{P}_{im} \sin \psi + W_{im} = 0$$

$$- \bar{P}'_{i+1m} \sin \psi + S'_{im} + D'_{im} \sin \beta_i + \bar{P}'_{im} \sin \psi + W'_{im} = 0$$

mit den Gl. 1, 2, 38, 39, 43 und 44 zu

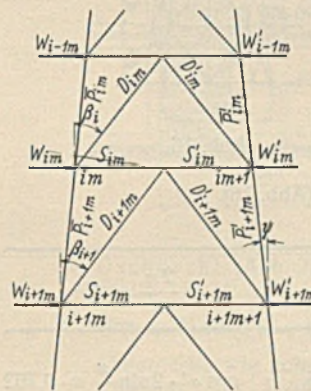


Abb. 14.



$$S_{im} = \frac{\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)}{\cos \varphi' \cdot 2 \sin \frac{\pi}{n}} (\operatorname{tg} \psi - \operatorname{tg} \beta_i) (V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) - W_{im}$$

$$S'_{im} = \frac{\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)}{\cos \varphi' \cdot 2 \sin \frac{\pi}{n}} (-\operatorname{tg} \psi + \operatorname{tg} \beta_i) (V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) - W'_{im}$$

woraus mit

$$\operatorname{tg} \beta_i - \operatorname{tg} \psi = \cos \varphi' \cdot \sin \frac{\pi}{n} \cdot \frac{r_{i-1}}{h_i}$$

und

$$\frac{r_{i-1}}{h_i} (V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) = -\operatorname{tg} \varphi V_i^{\max} + \frac{2 Q_{i-1}}{n}$$

schließlich folgt

$$(47) \quad \left\{ \begin{aligned} S_{im} &= - \left[ \sum_0^{i-1} W_i + W_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2} \cdot V_i^{\max} \right] \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \\ &\quad - \frac{W_i}{\operatorname{tg} \frac{2\pi}{n}} \cdot \cos\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right). \end{aligned} \right.$$

$$(48) \quad \left\{ \begin{aligned} S'_{im} &= + \left[ \sum_0^{i-1} W_i + W_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2} V_i^{\max} \right] \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \\ &\quad - \frac{W_i}{\operatorname{tg} \frac{2\pi}{n}} \cos\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \end{aligned} \right.$$

mit den Größtwerten (Abb. 15)

$$(49) \quad S_i^{\min} = - \sqrt{\left( \sum_0^{i-1} W_i + W_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2} V_i^{\max} \right)^2 + \left( \frac{W_i}{\operatorname{tg} \frac{2\pi}{n}} \right)^2}$$

$$= - S_i^{\max}$$

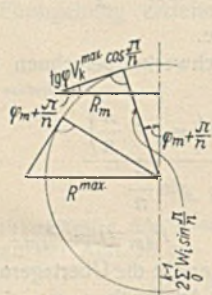


Abb. 15.

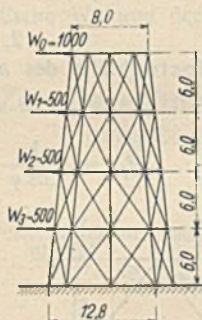


Abb. 16.

Zahlenbeispiel (Abb. 16).

Festwerte

$n = 8$	$\frac{\pi}{n} = 22^\circ 30'$	$\frac{2\pi}{n} = 45^\circ$
$\sin \frac{\pi}{n} = 0,383$	$\sin^2 \frac{\pi}{n} = 0,146$	$\cos \varphi' \cdot 2 \sin \frac{\pi}{n} = 0,762$
$\cos \frac{\pi}{n} = 0,924$	$\cos^2 \frac{\pi}{n} = 0,853$	$\operatorname{tg} \frac{2\pi}{n} = 1$
$\operatorname{tg} \varphi = 0,1$	$\varphi = 5^\circ 40'$	$\cos \varphi = 0,995$
$\operatorname{tg} \varphi' = 0,0924$	$\varphi' = 5^\circ 20'$	$\cos \varphi' = 0,996$

$Q, M, V$  (Gl. 11).

$i$	$W_i$	$\frac{1}{n} \cdot Q_i$	$h_i$	$\frac{Q_{i-1}}{n} \cdot h_i$	$\frac{M_i}{n}$	$r_i$	$V_i^{\max}$	$V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}$
0	1000	1000	—	—	—	4,0	—	—
1	500	1500	6,0	6 000	6 000	4,6	2 610	2610
2	500	2000	6,0	9 000	15 000	5,2	5 770	3160
3	500	2500	6,0	12 000	27 000	5,8	9 310	3540
4	—	—	6,0	15 000	42 000	6,4	13 110	3800

$P$  (Gl. 26 u. 27).

$i$	$P_i^{\max}$	$P_i^{\min}$
1	0	-2 620
2	+2 620	-5 800
3	+5 800	-9 360
4	+9 360	-13 190

Zwischenwerte

$2 \sum_0^{k-1} W_i = 5000$	$2 \sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin \frac{\pi}{n} = 1910$	$2 \sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin^2 \frac{\pi}{n} = 730$
$\operatorname{tg} \varphi V_k^{\max} = 1310$	$\operatorname{tg} \varphi V_k^{\max} \cdot \cos \frac{\pi}{n} = 1210$	$\operatorname{tg} \varphi V_k^{\max} \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n} = 1116$
$J = 3690$	$\left( 2 \sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin \frac{\pi}{n} \right)^2 = 3650000$	$\sum = 1846$
	$\left( \operatorname{tg} \varphi V_k^{\max} \cdot \cos \frac{\pi}{n} \right)^2 = 1460000$	
	$\sum ( )^2 = 5110000$	

$V, T, R$  (Gl. 11 bis 20).

	für $V^{\max}$	für $V^{\min}$	für $T^{\max}$	für $R^{\max}$
$V$	+13 110	-13 110	+5030	+10 700
$T$	0	0	+3410	+2 880
$R$	+2 390	-1 310	+1910	+2 260

$D$  (Gl. 29).

$i$	$r_i + r_{i-1}$	$\frac{r_i + r_{i-1}}{h_i}$	$\operatorname{tg} \alpha_i$	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$D_i^{\max}$
1	8,6	1,433	0,547	$28^\circ 40'$	0,877	+3900
2	9,8	1,635	0,625	$32^\circ$	0,848	+4890
3	11,0	1,835	0,700	$35^\circ$	0,819	+5680
4	12,2	2,030	0,774	$37^\circ 40'$	0,792	+6300

$S$  (Gl. 32 u. 33).

$i$	$2 \sum_0^{i-1} W_i + W_i$	$\operatorname{tg} \varphi V_k^{\max}$	$S_{pi}$	$S_{pi}^2$	$S_i^{\max}$	$(S_i^{\max})^2$	$S_{pi}^2 + (S_i^{\max})^2$	$S_i^{\min}$
0	1000	—	1000	$100 \cdot 10^4$	+1000	$100 \cdot 10^4$	$200 \cdot 10^4$	-1415
1	2500	260	2240	$500 \cdot 10^4$	+500	$25 \cdot 10^4$	$525 \cdot 10^4$	-2290
2	3500	580	2920	$850 \cdot 10^4$	+500	$25 \cdot 10^4$	$875 \cdot 10^4$	-2960
3	4500	930	3570	$1275 \cdot 10^4$	+500	$25 \cdot 10^4$	$1300 \cdot 10^4$	-3610



Verschiedenes.

Zur Frage der Deckenwahl, insbesondere bei Aufstockungen. Tragfähigkeit und Eigengewicht, Sicherheit und Schnelligkeit der Ausführung, ferner Wärme- und Schallschutz und — nicht zu vergessen — möglichst geringe Konstruktionsabmessungen dürften diejenigen Hauptpunkte sein, die neben dem — selbstverständlich — niedrigen Gestehungspreis für die Wahl eines Deckensystems bestimmend sind. Handelt es sich außerdem um die Aufstockung eines vorhandenen Gebäudes, wird besondere Sorgfalt bei dieser Wahl geboten sein: Man wird z. B. das Eigengewicht daraufhin zu prüfen haben, ob die bestehenden Wände nicht ungebührlich durch die neue Decke mehr belastet werden, man wird in der Regel u. a. auch auf möglichst schnelle und nicht verwickelte Ausführung Wert legen müssen.

Durch die Zahl der angepriesenen Deckensysteme wird diese Wahl einigermaßen erschwert: In der Hauptsache wird man unter den Massivdecken drei große Gruppen unterscheiden können: 1. die Eisenbetonplatte zwischen ebensolchen Balken oder Walzträgern, 2. die zwischen Walzträgern zu verlegende Ziegel- bzw. Hohlziegeldecke, 3. die Beton- bzw. Eisenbetonhohlkörper- oder Rippendecke, bei der man dem hohen Eigengewicht des Betons in mannigfacher, oft recht gesuchter Weise dadurch zu begegnen sucht, daß man in der Zugzone einzelne oder durchgehende Hohlräume entweder durch entsprechende Schalung oder durch das Einlegen dünnwandiger Hohlkörper aus Leichtbeton oder dergl. vorsieht.

Das erste Deckensystem hat neben gewissen Nachteilen seine unbestrittenen Vorzüge, wird bei gewissen Gebäudearten immer wieder ausgeführt werden und sei nicht weiter behandelt.

Die Ziegel- und vor allem die Hohlziegeldecken haben alle guten Eigenschaften der Betonmassivdecken, vermeiden jedoch eine Reihe von Nachteilen derselben: Insbesondere haben sie ein erheblich geringeres Eigengewicht, können mit gleicher Bauhöhe also weiter gespannt werden, sind im Gegensatz zu jenen schall- und wärmeisolierend, können in der Regel wohl auch früher ausgeschalt werden.

Von den verschiedenen Eisenbetonhohldecken ist die Mehrzahl nach mehr oder weniger kurzer Lebensdauer wieder der verdienten Vergessenheit anheimgefallen. Eine beschränkte Anzahl hat sich erhalten und darf als geeignet bezeichnet werden, in gewissen Sonderfällen zur Anwendung zu kommen. Der Möglichkeit sehr großer Spannweiten steht der Nachteil großer Konstruktionshöhe entgegen, die Ausführung ist nicht immer ganz einfach und erfordert sachkundige Sonderarbeiten, der Preis ist deshalb und auch aus anderen Gründen oft ziemlich hoch. Jedenfalls wird man dort, wo sie nach Lage des Falles an sich wohl in Frage kommen können, kritisch und sachverständig ihre Vor- und Nachteile gegeneinander abzuwiegen haben. — Als eine solche sachverständige Würdigung kann es nun auf keinen Fall bezeichnet werden, wenn z. B. in der Baubeschreibung einer Turnhallenaufstockung<sup>1)</sup> in bezug auf die Wahl des Deckensystems folgendes gesagt wird:

„Es kam hier darauf an, eine Decke mit möglichst geringer Konstruktionshöhe und ebener Unteransicht herzustellen. Die Konstruktion mußte so beschaffen sein, daß eine Geräuschübertragung durch die Decke auf die darunter gelegene nach Möglichkeit eingeschränkt würde. Aus diesem Grunde wurden Eisenbetonhohldecken (Rippendecken) . . . . . gewählt.“

Der Preis wird mit 39 R.-M. je m<sup>2</sup> angegeben. Das dürfte sich jedoch nur auf die reine Eisenbetonkonstruktion ohne Hohlkörper und Belag beziehen. Über den Gesamtpreis ist bedauerlicherweise nichts gesagt. Im folgenden wird sich Gelegenheit bieten, auch auf diesen Punkt einzugehen. Daß Eisenbeton in bezug auf Geräuschübertragung so ungünstig wie möglich dasteht, sollte doch wohl heute nicht mehr bestritten werden können. Daß die angewandte Eisenbetonkonstruktion große Deckenhöhe bedingt, versteht sich von selbst.

Das Grundsätzliche des Falles rechtfertigt wohl ein näheres Eingehen auf ihn:

Die Konstruktionshöhen der ausgeführten Eisenbetonrippendecken betragen: Für die Zwischendecke einschl. der Fußbodenkonstruktion und einschl. des Deckenputzes rd. 77 cm; für die obere Decke, die gleichzeitig als massives Betonsatteldach ausgebildet ist, an der höchsten Stelle 90 cm.

Bei der in Rede stehenden Turnhallenaufstockung der 8. Gemeindegemeinschaft zu Berlin-Schöneberg handelt es sich um eine zu überspannende Fläche von 11,97 · 24,19 = rd. 290 m<sup>2</sup>. Da gerade in Berlin eine besonders große Zahl umfangreicher Ausführungen von Hohlsteindecken<sup>2)</sup> vorliegt, sei eines der bekanntesten Systeme dieser Art, die auch in einer ganzen Reihe von Spielarten vorkommende, oft erprobte Kleinesche Ziegelhohlstein-Trägerdecke hinsichtlich der erforderlichen Höhen- und Eigengewichte in Vergleich mit der hier verwendeten Rahmencellendecke gesetzt.

<sup>1)</sup> Reichenbach: Die Turnhallenaufstockung der 8. Gemeindegemeinschaft in Berlin-Schöneberg. „Deutsche Bauzeitung“ 1927, Heft 62.

<sup>2)</sup> Über Hohlsteindecken vergl. u. a. den Aufsatz in „Deutsche Bauzeitung“ 1927, Heft 69/70; Neues Gesundheitsamt in Hamburg, wo über das Ergebnis der Untersuchungen in bezug auf die Isolierfähigkeit von Steineisendecken berichtet wird.

Ferner „Beton und Eisen“ 1925, Heft 14: Roll, Kritische Betrachtungen über Hohlsteindecken.

I. Ausgeführte Rahmencellendecke:

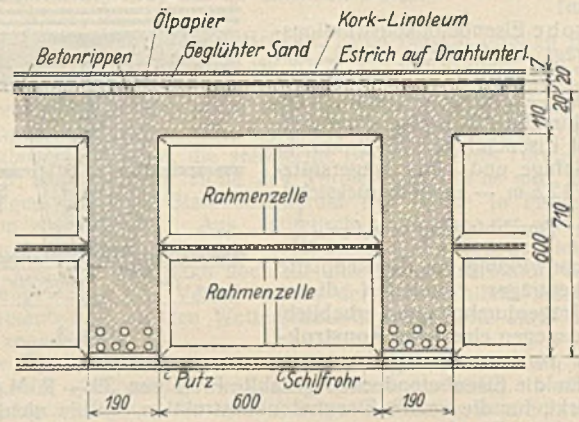


Abb. 1.

a) Zwischendecke (Abb. 1)

Platte 11 · 24 . . . . .	264 kg/m <sup>2</sup>
Rippen 0,19 · 0,60 · 1,00 · $\frac{1,00}{0,79}$ · 2400 . . . . .	346 "
2 cm geglühter Sand einschl. Betonrippen	40 kg/m <sup>2</sup>
Ölpapierlage . . . . .	5 "
2 cm Estrich aus Kieselgur und Zement auf Drahtunterlage . . . . .	60 "
7 mm Korklinoleum . . . . .	5 "
Unterdecke aus Schilfrohr einschl. Putz	30 "
Zuschlag für eingebaute Pohlmannsche Rahmencellen . . . . .	30 "
	<u>170 "</u>
	780 kg/m <sup>2</sup>

Konstruktionshöhe 71 cm. Eigenlast 780 kg/m<sup>2</sup>.

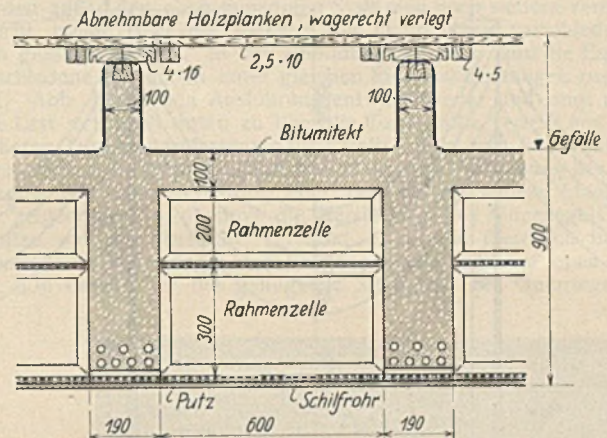


Abb. 2.

b) Dachdecke (Abb. 2)

Platte 11 · 24 . . . . .	264 kg/m <sup>2</sup>
Rippen (0,19 · 0,50 + 0,10 · 0,22) · 1,0 · $\frac{1,00}{0,79}$ · 2400 . . . . .	356 "
Unterdecke wie nebenstehend . . . . .	30 kg/m <sup>2</sup>
Zuschlag für Pohlmannsche Rahmencellen . . . . .	30 "
Bitumitektabdichtung . . . . .	15 "
Holzplanken 2,5 cm dick . . . . .	30 "
Längsbalken 4 · 16 + 2 · 4 · 5 cm stark . . . . .	75 "
	<u>180 "</u>
	800 kg/m <sup>2</sup>

Konstruktionshöhe 83,5 cm. Eigenlast 800 kg/m<sup>2</sup>.

II. Im vorliegenden Fall zweckmäßig auszuführende 15 cm starke Kleinesche Hohlsteindecke mit Eiseneinlagen zwischen DIN I 60 in 2,4 m Abstand (Abb. 3)

Steine 15 · 10 + 10% . . . . .	165 kg/m <sup>2</sup>
Zuschlag für sonstige Deckenstoffe (wie bei Abb. 1)	170 "
Träger geschätzt I 60 . . . . .	200 kg/lfdm
Stelzung 0,25 · 0,45 · 2200 . . . . .	248 "
	<u>448 kg/lfdm</u>
	$\frac{448}{2,40} = 190$ "
	525 kg/m <sup>2</sup>

Konstruktionshöhe 60 cm. Eigenlast 525 kg/m<sup>2</sup>.

Trägergewicht je Decke:

I 60 9 St. 13 m lang  $G = 9 \cdot 13 \cdot 200 = 23500$  kg

Dem toten Gewicht der fertigen Eisenbetondecke von 780 kg/m<sup>2</sup> steht zunächst ein totes Gewicht der fertigen Steineisenträgerdecke von 525 kg/m<sup>2</sup> gegenüber. Das würde allein eine Minderbelastung des kurz



nach der Jahrhundertwende erstellten tragenden Mauerwerkes und der Bausohle von  $2 \cdot 290 \cdot (780 - 525) \cong 150\,000$  kg ausmachen!

Die rohe Eisenbetonkonstruktionshöhe beträgt rd. 71 bzw. rd. 83,5 cm. Die in Frage kommende Steineisen-trägerdecke — 2,40 m gespannt 15 cm hohe Kleinesche Hohlsteine ohne Aufbeton mit Eiseneinlagen  $25 \cdot 2$  mm in jeder Steinfuge und einer Trägerstützweite von 12,5 m — unter Berücksichtigung einer Durchbiegung von  $f = \frac{1}{500}$  (die Verbundwirkung von Deckenplatte und Deckenträger vermindert dieses Maß der Trägerdurchbiegung erheblich) erfordert dagegen eine rohe Konstruktionshöhe von nur 60 cm!

Der für die Eisenbetondecken gezahlte Preis von 39,— R.-M./m<sup>2</sup> gilt, wie bemerkt, für die reine Eisenbetonkonstruktion, mithin nicht für die fertige Decke. Die Steineisen-trägerdecke erforderte damals einen Aufwand von 13,3 R.-M./m<sup>2</sup> für die Platte und Trägerstellung, 20,4 R.-M./m<sup>2</sup> für die fertig verlegten Träger, also insgesamt 33,7 R.-M./m<sup>2</sup>. Das ergibt eine Kostenersparnis von rd. 5,— R.-M./m<sup>2</sup>.

Jeden vorurteilsfrei denkenden Fachmann wird das Ergebnis nicht überraschen. Die Zahlen mögen aber beweisen, wie die Entscheidung der maßgebenden Körperschaft für vorliegenden Bau einzuschätzen ist. Derartige Bewertungen von in Betracht kommenden Bauweisen sollten vorsichtiger und besser begründet sein.

Eine Schwierigkeit, die meines Erachtens mit der Ausführung dieser Eisenbeton-Hohlraumkonstruktion verknüpft ist, möchte ich nicht unerwähnt lassen. Die Pohlmannschen Rahmzellen-Holzkästen sind an der Unterseite mit Rohrgeflecht versehen, welches über die Eisenbetonrippen hinausragt, wodurch unten fertige Ebenen mit Rohr zur Anbringung des Putzes zur Verfügung stehen. Die sehr leichten Holzkästen bilden außerdem für die Rippen die Schalung. Die Möglichkeit einer nicht satten Ein-

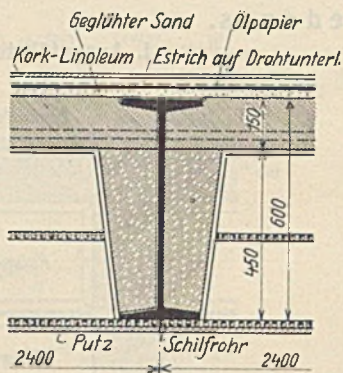


Abb. 3.

bettung der Eiseneinlagen und das Schiefgedrücktwerden der Kästen durch fahrende Baukarren ist nicht von der Hand zu weisen. Befinden sich diese in schiefer Lage, so erhalten die Rippen zwangsläufig schiefe Seitenflächen. Die Hohlräume weisen somit nicht gleich weit voneinander laufende Rippenseiten auf. Treten solche Schäden tatsächlich auf, so müssen die Holzkästen herausgenommen, die schrägen Flächen mittels Torkretieren gerade gerichtet und neue Holzkästen als Ersatz eingebaut werden. Neben einer erheblichen Baufertigkeitsverzögerung treten dadurch auch unvorhergesehene Mehrkosten auf.

Vielleicht sind Schwierigkeiten der geschilderten Art bei der Deckenkonstruktion der beschriebenen Aufstockung auch in Erscheinung getreten. Sie sind bei der Steineisen-trägerdecke jedenfalls nicht zu befürchten; der Träger gelangt als fertiger Bauteil zur Baustelle, ist leicht zu verlegen mit unmittelbarer Anhängemöglichkeit der unteren Schalung. Der Vorteil einer sofortigen Erstellung der Steineisen-trägerdecke ohne Beeinflussung durch Witterungsverhältnisse und ihrer Begehbarkeit bereits nach drei Tagen ist ein besonderes Merkmal dieser Bauweise und von nicht zu unterschätzender Bedeutung.

Ingenieur A. W. Schewpe, Düsseldorf.

**Die 380-KV-Hochmaste bei Koblenz.** Im Zuge der 380-KV-Höchstspannungs-Nordstüdeleitung des Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerkes befindet sich in der Nähe von Koblenz ein Leitungsabschnitt, der in den Spannungsfeldern der Leitungsseile und in den Höhen der Stahlmaste beträchtliche Abmessungen aufweist. Von der Bahnlinie Köln-Koblenz bis zum Rheinufer hat die Leitung an dieser Stelle Gelände zu kreuzen, das später durch Industriebauten und Bahnen ausgebaut werden soll und nicht behindert werden darf. Anschließend wird die Leitung über den Rhein geführt.

Die Doppelleitung besteht aus sechs Kupferhohlseilen von 42 mm Durchm. bei 400 mm<sup>2</sup> Querschnitt und einem Bronzeblitzseil von 70 mm<sup>2</sup> Querschnitt und 10,5 mm Durchm. Hierzu kommen noch bei der Rheinkreuzung zwei stahlarmierte Fernsprechkabel von 24 mm Durchm. Den großen Abmessungen der Seile entsprechend haben sich Spitzenzüge für die Stahlmaste ergeben, die früher im Freileitungsbau unbekannt gewesen sind. Auf der freien Strecke beträgt der Seilzug eines Kraftseiles 6400 kg, der des Blitzseiles 1750 kg; in den Kreuzungsfeldern sind die Seile mit den halben Spannungen der freien Strecke verlegt worden.

Die Leitung überquert das Industriegelände auf 60 m hohen Masten, bei denen die Abspannpunkte der untersten Leitungsseile auf 41 m über Erdoberkante liegen. Für die Mastentfernung von 300 m sind bei 10 m Phasenabstand Traversen von 5, 11 und 5 m Ausladung und einem Abstand von 8 m untereinander gewählt worden. Die Maste sind so bemessen, daß sie außer der Vertikallast aus Seil- und Isolatorgewicht an Horizontalkräften einen Spitzenzug von 20 180 kg und Wind von 150 kg/m<sup>2</sup> auf Mast und Seile aufnehmen können. Durch die parabolische Form der Mastpfosten wird im unteren Mastteil bei gleichbleibendem Querschnitt eine ungefähr gleiche Knicksicherheit der Pfosten erreicht. Um ein genaues Ausrichten der Maste nach der Aufstellung zu ermöglichen, wurden die Pfostenkräfte durch Ankerschrauben und Druckplatten auf die vier Einzelblockfundamente übertragen.

Die Leitung kreuzt den Rhein in drei Spannungsfeldern, von denen das mittlere den Rheinstrom in einem 522-m-Feld überspannt, ein weiteres den Vallendarer Stromarm kreuzt und 503 m lang ist. Die insgesamt 1284,5 m lange Kreuzung ist an zwei 65 m hohen Masten abgespannt und auf zwei Tragtürme von 121,5 und 126,5 m hochgeführt. Auf dem linken Rheinufer sind ein Abspannmast und ein Tragturm, auf der Südspitze der Insel Niederwerth der zweite Turm und schließlich auf der Anhöhe nördlich von Urbar der zweite Abspannmast aufgestellt worden. Die Seilaufhängungen an den beiden Tragmasten und dem Mast bei Urbar liegen bei dieser Anordnung ungefähr in gleicher Höhe (Abb. 1).

Die Kreuzungsabspannmaste weichen in ihren Abmessungen nur wenig von den Masten des Koblenzer Stadtgebietes ab. Die Traversen haben für 11,0 m Phasenabstand Ausladungen von 5,5, 13,05 und 5,5 m erhalten; der Mastkopf trägt noch eine Traverse zur Aufnahme der Telefonseile.

Die gleichen Abmessungen sind für den Mastkopf der Tragtürme übernommen worden. Die untersten Traversen liegen hierbei auf 97 und 102 m. Für einen Seildurchhang von rd. 51 m ist diese Höhe

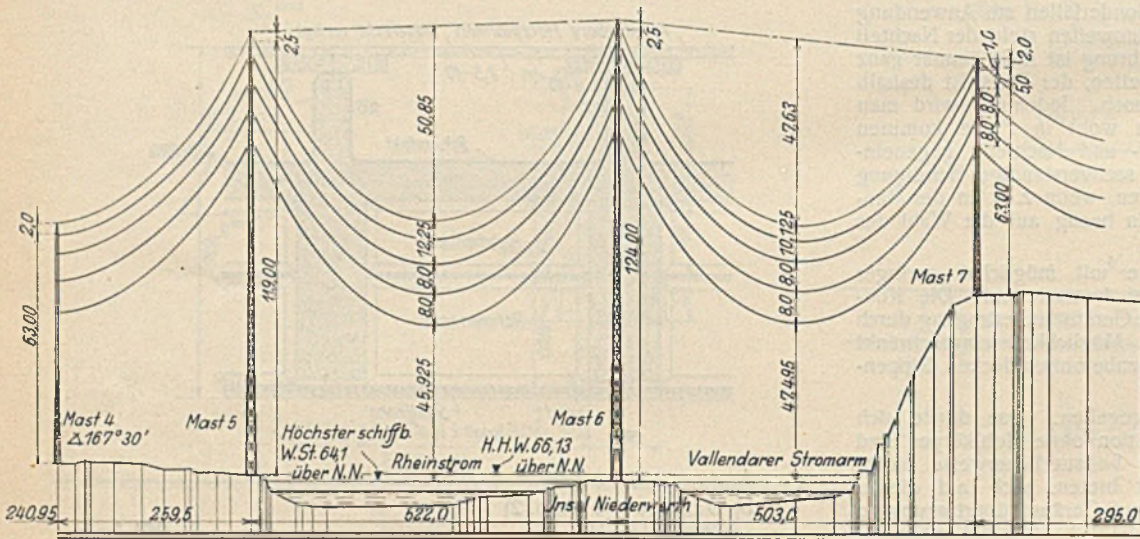


Abb. 1. Höhenprofil der Rheinkreuzung  $\frac{\text{Längen}}{\text{Höhen}} = \frac{1}{5}$ .

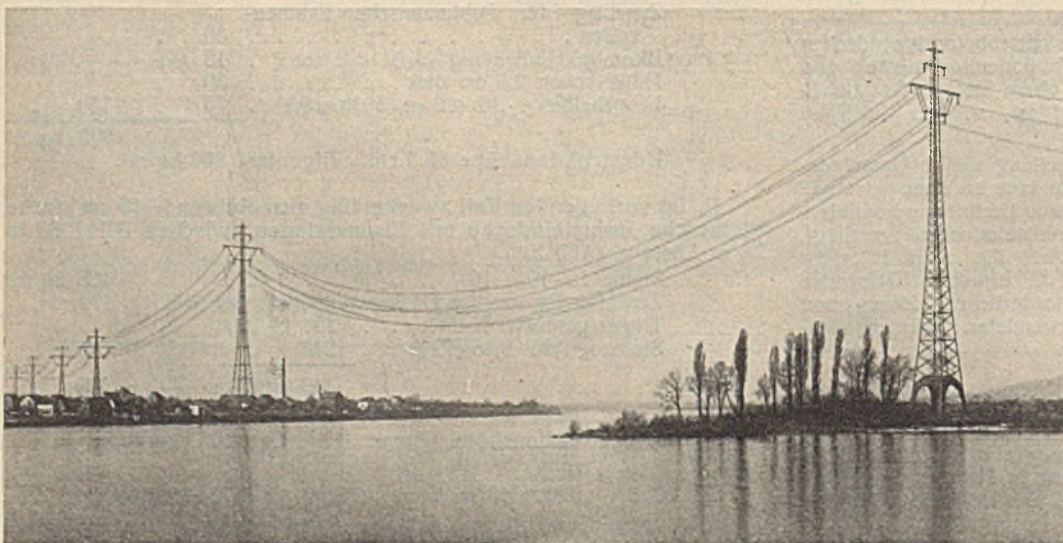


Abb. 2. Die Rheinkreuzung bei Koblenz.



nötig, um die geforderte lichte Durchfahrthöhe für die Rheinschiffahrt mit 45 m frei halten zu können.

Der Berechnung der Tragtürme sind zwei Belastungsfälle zugrunde gelegt worden:

1. Halber Seilzug bei Wind von 150 kg/cm<sup>2</sup> auf Seile und Mast mit Kopfausrüstung in ungünstigster Richtung,
  2. Wind von 200 kg/m<sup>2</sup> auf Seile und Mast mit Kopfausrüstung.
- Hierfür haben sich Spitzenzüge ergeben zu
1. 25 748 kg,
  2. 18 047 kg.

Der Standort des Mastes auf Niederwerth ist nicht hochwasserfrei. Es mußte also eine Fußkonstruktion geschaffen werden, die dem Wasserstrom und dem Anprall von Treibgut standhalten kann. Im Gegensatz zu der sonst üblichen Pfeilerausstellung der Fundamente ist auf Niederwerth eine Stahlportalkonstruktion gewählt worden, um durch kleine Flächen den Wasseraufstau und vor allem das Ansammeln von Treibgut zu verhindern. Sie wird auf Abb. 2 vorn rechts gut sichtbar.

Ähnlich wie bei den Hochmasten des Koblenzer Industriegeländes sind auch die Rheinkreuzungstürme mit Schrauben in vier Einzelfundamenten verankert. Diese Gründungen sind jedoch als bewehrte Plattenfundamente ausgebildet worden, die an jedem Mast durch kräftige Betonbalken untereinander verbunden sind.

Die Hochmaste und die Rheinkreuzungstürme wurden von der Brückenbauabteilung der Gutehoffnungshütte entworfen und geliefert. Die Maste sind in Einzelteilen schußweise aufgebaut und zur Verringerung der Durchbiegung vollständig abgenietet worden.

Das Gewicht der Stahlbauteile dieses bemerkenswerten Leitungsabschnittes beträgt rd. 1100 t.

H. Schäfer.

**Deutsche Funkmastbauten in Finnland.** Im Sommer 1927 bestellte die finnische Regierung für den Groß-Rundfunksender für Finnland zwei freistehende Türme von je 150 m Höhe bei der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Berlin und Düsseldorf. Die Türme waren etwa 150 km nördlich von Helsingfors in unmittelbarer Nähe der innerhalb des schönsten Seengebietes gelegenen Stadt Lahtis auf einem Berg zu errichten, der den Ort um etwa 60 m überragt.

Die Türme zeigen eine bemerkenswert schlanke Bauart: Bei ihrem Entwurf ist besonders auf die zu erwartende Eisbildung Bedacht genommen. Die Lieferung der Konstruktion erfolgte in den Monaten August und September 1927, beide Türme sollten vereinbarungsgemäß bis zum 1. Dezember des Jahres fertig aufgestellt sein. Es standen also für die gesamte Montage nur acht Spätherbstwochen zur Verfügung. Abgesehen von den kurzen Tageszeiten im Oktober und November waren die Arbeiten auch dadurch erschwert, daß damals an der Baustelle sehr ungünstiges nasses und neblig Wetter herrschte, so daß die Türme bereits in 40 bis 50 m Höhe im Nebel verschwanden.

An Arbeitskräften waren zwei von der ausführenden Firma entsandte Monteure mit zwei Hilfsmonteuren zur Verfügung, unter deren Leitung die Arbeiten von finnischen, von der Regierung zur Verfügung gestellten Hilfskräften ausgeführt wurden: trotz der gekennzeichneten schwierigen Verhältnisse innerhalb der vorgeschriebenen Frist, so daß am 1. Dezember die Antenne hochgezogen werden konnte.

Von den beigefügten — Ende November aufgenommenen — Abbildungen zeigt Abb. 1 die beiden Türme in einem Gesamtabstand von 300 m, Abb. 2 einen Turm fast genau von vorn, so daß die Anordnung des Stabwerkes gut erkennbar wird; im Tal dahinter die Stadt und ein Teil der umliegenden Seen und Wälder. Die schnelle Errichtung der Rundfunksender hat bei den maßgebenden Kreisen in Finnland die verdiente Anerkennung in vollem Maße gefunden. Das Erstaunen der

Beschauer wurde besonders erregt durch die Tatsache, daß die Arbeiten größtenteils im Nebel ausgeführt wurden, ohne daß die betreffenden Turmteile von der Erde aus zu erkennen waren.

**Die Türme der Hudson-Brücke.** Von diesem größten Brückenbau der Welt (Spannweite 1067 m) ist schon oft geschrieben und wird noch oft zu schreiben sein. Heute sei nach einem Bericht im Engineering News-Record vom 24. Mai 1928 etwas über die Türme gesagt, die die vier Kabel der Hängebrücke tragen. Die Eigenlast der Brücke beträgt 58 039 kg/m, die Nutzlast 11 906 kg/m, die senkrechte Belastung eines Turmes 112 000 t. Natürlich kann bei der Höhe des Turmes von 183 m und den großen Belastungen nur eine Stahlkonstruktion der Türme in Frage kommen. Ein Turm wiegt 20 000 t. Aus „ästhetischen Gründen“ ist eine Ummantelung vorgesehen. Zuerst wollte man dieser einen Teil der Belastung zuweisen, hat sich aber dann doch für eine Stahlkonstruktion entschieden, die Eigengewichte und Verkehrslasten der Brücke allein aufnimmt, und der Ummantelung nur den Wetterschutz und die Rolle eines Sicherheitsfaktors zugewiesen.

Der Turm besteht aus vier miteinander gekoppelten und verstreuten Rahmen, die gleichmäßig die Lasten aufnehmen sollen. Nach längeren Überlegungen hat man die zwei Kabelpaare über die inneren zwei Ständer der Fachwerkrahmen gelegt, weil diese Anordnung eine Gewichtersparnis der Rahmen erzielen soll. Jeder der ebenen Rechteckfachwerkrahmen ist unten eingespannt und durch zwei beiderseits eingespannte Querstäbe zu einem dreifachen Stockwerksrahmen gemacht. Die beiden oberen Querstreben sind außerdem noch untereinander verbunden. Ohne Berücksichtigung dieser Verbindungen und der Gegendiagonalen wäre der dreifache Stockwerksrahmen neunfach unbestimmt, die Verbindung der beiden oberen Querstreben ist mit zwei statisch Überzähligen berücksichtigt, so daß in den ersten Berechnungen für beliebige Belastungen elf statisch Überzählige in die Rechnung eingeführt sind, die sich für symmetrische senkrechte Belastung auf neun vermindern. Bei der endgültigen Rechnung hat man das System als 16fach statisch unbestimmt gerechnet und außerdem noch zwölf Gegendiagonalen als Unbekannte eingeführt. Die Querschnitte wurden zunächst geschätzt und die Rechnungen wiederholt, bis die gewünschte Genauigkeit erzielt war. Es sind zwei Belastungsfälle berücksichtigt worden, erstens Verkehrslasten und Temperaturänderungen, zweitens Wind auf Brücke und Turm. Es wurden außer den eben genannten Systemen noch weitere vereinfachte untersucht, indem über die Wirkung der Querstreben verschiedene Annahmen gemacht wurden. In den Abbildungen 1 bis 6 sind die Ergebnisse für verschiedene Annahmen unter gleichen Einheitsbelastungen zusammengestellt. Abb. 1 gibt den Ausführungsentwurf wieder und zeigt deutlich, wie die Last sich nach unten zu über die Turmprofile verteilt und am Fuß des äußeren Turmpfeilerpfostens dem ideellen Wert von 50% mit 46,7% immerhin recht nahe kommt. Nach Abb. 2 ist nach Fortlassung des unteren Querriegels die Lastenverteilung über dem Pfeiler nahezu ideal. Nach Abb. 3 zeigen sich — obschon die Versteifung des Querriegels an der Turmspitze um das Dreifache verstärkt ist — die hierdurch bewirkten Änderungen der Spannungs- und Kräfteverteilung nur um etwa 4% geändert: Ein Beweis für die genügende Steifigkeit des Querriegels beim

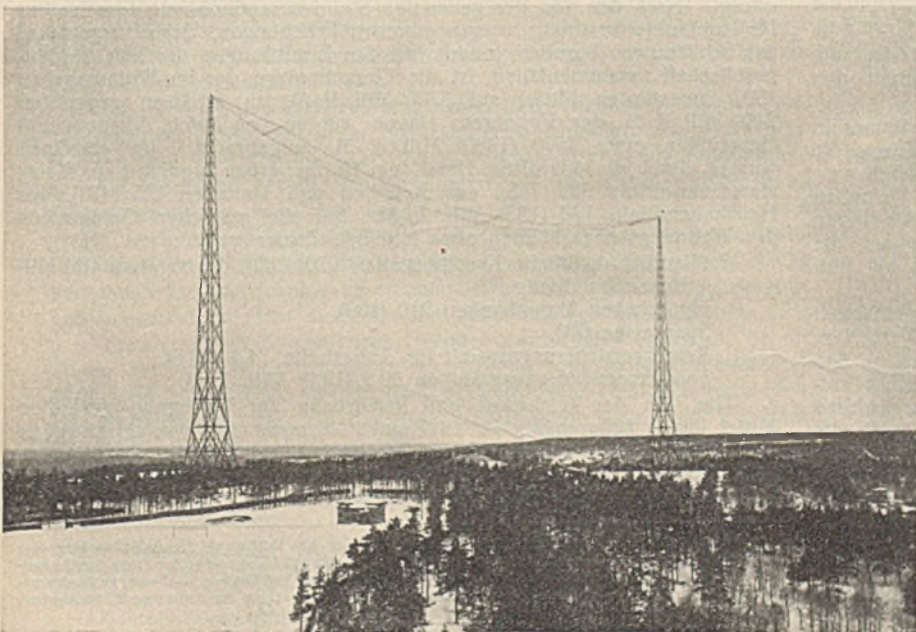


Abb. 1.



Abb. 2.



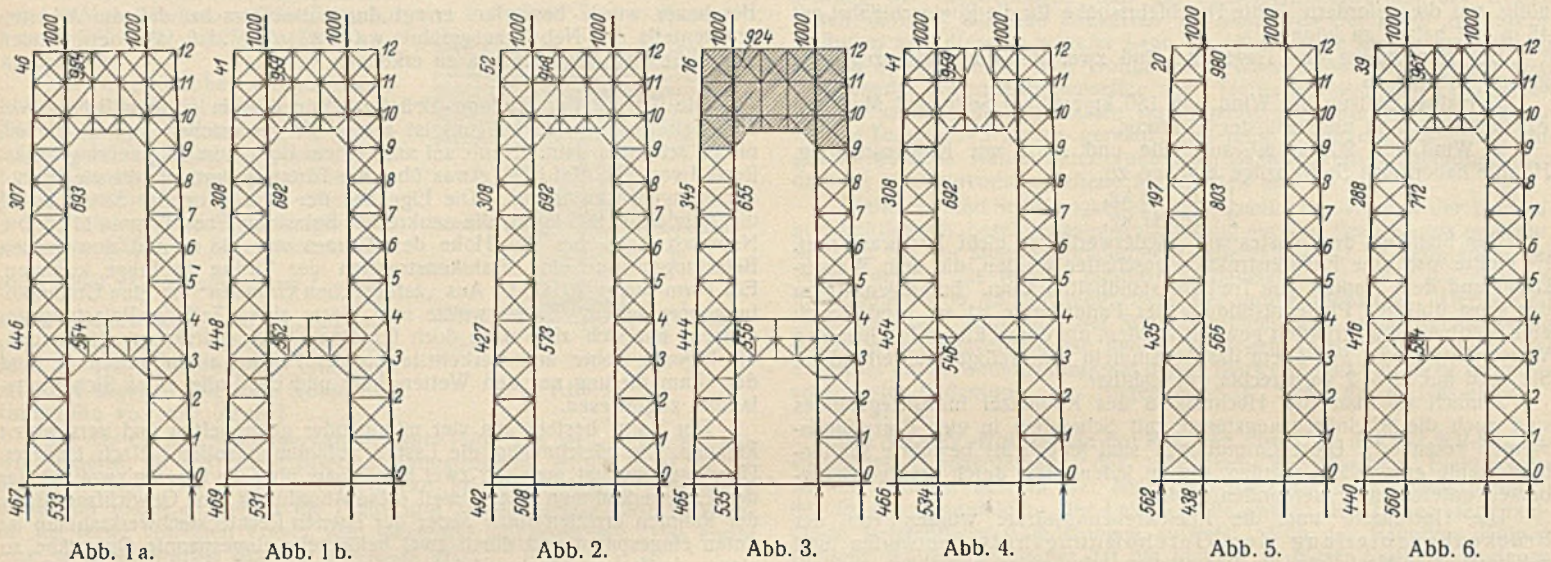


Abb. 1a.

Abb. 1b.

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

Ausführungsentwurf (Abb. 1). Der oberste Querriegel im Falle der Abb. 4 zeigt ein Mittelgelenk, doch betragen die dadurch erzielten Änderungen kaum 1%. Abb. 5 will die sämtlichen Querriegel durch eine einzige beiderseits gelenkig angeschlossene Horizontalstrebe zwischen den Turmpfeilerspitzen ersetzen und erzielt damit die dargestellten Abweichungen von 19%. Abb. 6 zeigt den Ausführungsentwurf, jedoch mit der Maßgabe, daß der Elastizitätsmodul aller Diagonalen zwischen den senkrechten Pfosten nur die Hälfte seines normalen Wertes beträgt bzw. — was dasselbe ist — daß ihre Querschnitte nur halb so stark sind. Das entspricht weiter einer Ungenauigkeit von 0,1 (2 $\frac{1}{2}$  mm) an jedem Ende einer Diagonale. Die entstehende Spannungs- und Kräfteänderung beträgt nur 3% gegenüber dem Ausführungsentwurf (Abb. 1), doch sind diese Untersuchungen über den Einfluß der Diagonalen auf die Spannungsverteilung von Wichtigkeit, da dabei die Anschlüsse ausschließlich durch Niete hergestellt sind.

Um ein anschauliches Bild von dem Ergebnis dieser Untersuchungen zu erhalten, hat man bei den hier beschriebenen Untersuchungen ihre Ergebnisse graphisch so aufgetragen, daß alle eine zulässige Schwankung der Stützenspannungen von 20% gegenüber den theoretischen Rechnungsarten übersteigenden und damit praktisch nicht mehr vertretbaren Abweichungen deutlich hervortreten. Um zu einem ungefähren Anhalt für die Spannungsverteilung zu gelangen, kann der Turm in den unteren neun Feldern als aus zwei Turmpfeilern und aus einem verhältnismäßig stark versteiften Fachwerk im oberen Teil angesehen werden. Die auf den Obergurt dieses Fachwerkes ausgeübten Reaktionen wurden durch ihn auf die Pfosten ganz in derselben Art übertragen, wie sie jedes Fachwerk auf seine Auflage überträgt. Eine genauere Spannungsuntersuchung zeigt, daß ein solches Fachwerk mindestens 40% der Lasten mit Sicherheit auf die Außenpfosten überträgt, während nach der Elastizitätsberechnung nur etwa 30% erforderlich sind. Geht man dieser Annahme weiter nach und nimmt ferner an, daß alle Diagonalen im Tragwerk der unteren neun Felder fortfallen, werden die äußeren Pfosten naturgemäß 40% und die inneren 60% der auf die Turmspitze wirkenden Beanspruchung erhalten. Tatsächlich sind die äußeren Pfosten berechnet für eine zwischen 39% bei Punkt 9 und 54% am Fuß schwankende Spannung (Abb. 2) und die inneren Pfosten für eine solche zwischen 75% bei Punkt 9 und 54% am Fuß.

Die Untersuchungen zeigen, daß der Turm, obwohl statisch hochgradig unbestimmt, nur wenig beeinflusst wird von den verschiedenen den Elastizitätsrechnungen zugrunde gelegten Annahmen.

Da der Entwurf so hoher Stahltürme im Großbrückenbau immerhin etwas Neues darstellte, und die analytische Berechnung des Turms die Handhabung zahlreicher Unbekannter und mühsamer Zahlenarbeit verlangte, erschien es wünschenswert, eine Bestätigung über das Verhalten des Rahmentragwerks durch Modellversuche zu erhalten. Als deren Hauptzweck erschien der Nachweis der Spannungsverteilung auf die Pfosten und damit die Beobachtung nur eines der Rahmen als notwendig.

Als Material verwendet man Celluloid wegen seiner Gleichmäßigkeit und leichten Schneidbarkeit. Die größten Celluloidtafeln waren 1,27  $\times$  0,50 m groß und die Modellgröße wurde dementsprechend bemessen, so daß 1 cm des Modells einer Höhe von 1,40 m am wirklichen Bauwerk entsprach. Die Flächen wurden in verschiedener Art behandelt. In gewissen Grenzen werden durch die Stärke (Dicke) der Bauglieder lediglich die Sekundärspannungen beeinflusst und dieser Einfluß wird gleich 0, wenn die Messungen längs den Mittellinien vorgenommen werden. Es erschien daher zulässig, allen Teilen des Modells die gleiche Stärke zu geben und mit den Abmessungen lediglich in der ebenen Fläche zu wechseln, so daß das Modell einheitlich hergestellt werden konnte. Zur weiteren Vereinfachung wurden die doppelten Verstrebrungen zwischen den Pfosten durch ein einziges Glied ersetzt, ebenso die zwei Verbindungsstreben an der Spitze durch eine einzige von entsprechendem Trägheitsmoment. Das elastische Verhalten des Modell-Tragwerks wurde durch diese Vereinfachungen nicht beeinflusst.

Um die Breite der kleinen Tragwerksteile in praktisch angemessenen Grenzen zu halten, erweist es sich als das vorteilhafteste, sie im Verhältnis von  $\frac{0,4}{1000} = 1:2500$  darzustellen. Um jede Möglichkeit einer

Verbiegung in der Längsrichtung infolge der angewandten Druckkräfte auszuschalten, wurde das Modell umgekehrt, frei schwingend aufgehängt und die Belastung in völlig analoger Weise als Zugkräfte angebracht. Das Modell war so zwei gleichen Belastungen von 28,65 kg ausgesetzt und erhielt eine größte Gesamtspannung von etwa 7,6 kg/cm<sup>2</sup>, die noch innerhalb der Elastizitätsgrenze des Celluloids liegen.

Für die Versuche wurden zwei Tensometer Bauart Huggenberger mit einer Vergrößerung von 1000 benutzt, zwei Maßstäbe von 10 cm Länge wurden in gleicher Höhe und auf einer Seite des Modells in der Mittellinie eines äußeren und eines inneren Pfostens angebracht.

Die ersten Tensometer-Ablesungen erfolgten in unbelastetem Zustand, alsdann wurde das Modell den beiden vorher erwähnten entgegengesetzten Belastungen unterworfen und die zweite Ablesung vorgenommen. Nach Wiederentfernung der Lasten geschah die dritte Ablesung, die sehr genau der ersten entsprach. Die Ausdehnung beim ersten Modellversuch ist das Mittel der Differenz zwischen erster und zweiter Ablesung einerseits und die Differenz zwischen zweiter und dritter Ablesung andererseits. Um einen einwandfreien Wert zu erhalten, wurden die Versuche viermal wiederholt.

Die Ausdehnungen wurden 1000mal vergrößert und die danach ermittelten Längenänderungen mit durchschnittlich 1" ermittelt, welcher Wert genügt, um bestimmte Anhaltspunkte zu geben. Die Abweichung der rechnerisch ermittelten Werte von den am Modell gemessenen Spannungen betrug weniger als 1%.

Der Bericht zeigt, mit welcher Sorgfalt die statische Berechnung ausgeführt worden ist.

**Kapitalanlagen im deutschen Wohnungsbau.** Nach den Erhebungen des Reichsarbeitsministeriums ist im Jahre 1927 nahezu die Hälfte der Gesamtanlagen für Neubauwohnungen aus öffentlichen Mitteln erfolgt. Nach den von der genannten Stelle zusammen mit dem Institut für Konjunkturforschung vorgenommenen Erhebungen, deren Ergebnisse auf Schätzungen beruhen, jedoch mit den Ermittlungen der Reichskreditgesellschaft zusammenfallen, ist die Gesamtanlage der im Wohnungsbau 1927 investierten Mittel auf 3200 Mill. R.-M. zu schätzen gegenüber 2400 Mill. R.-M. des Vorjahres: Davon wurden von Reich, Ländern und Gemeinden etwa 1500 (1480) Mill. R.-M. aufgebracht. Im einzelnen wurden durch die öffentliche Hand dem Wohnungsbau zugeführt aus Hauszinssteuermitteln 850 (743), aus Anleihen und Darlehen 425 (410), aus Haushaltsmitteln 120 (135) Mill. R.-M. Für die restlichen Geldquellen des Wohnungsbaues können etwa folgende Zahlen gelten:

öffentlich-rechtliche Kreditanstalten 270 (280), davon etwa 100 Millionen kurzfristig,  
Hypotheken-Aktienbanken 210 (100),  
Sparkassen 600,  
Reichsversicherungsanstalt für Angestellte 74,4 (23,6),  
Landesversicherungsanstalten 39,2 (19,9) Mill. R.-M.

Die von der Reichspost und Reichsbahn zur Verfügung gestellten Mittel liegen ziffernmäßig für 1927 und 1926 noch nicht vor, sie betragen 1925 etwa 55,6 Mill. R.-M. Zusammenfassend ist zu sagen, daß die Anlagen im Bau von Neuwohnungen also trotz der Schwierigkeiten am Kapitalmarkt verhältnismäßig befriedigend sind.

**INHALT:** Die Beanspruchung der Leitungsmaste bei Seilriß. — Landschaftsschutz und Leitungsbau. — Zur Berechnung von Flechtwerkträgern. — Verschiedenes: Zur Frage der Deckenwahl, insbesondere bei Aufstockungen. — 380-KV-Hochmaste bei Koblenz. — Deutsche Funkmastbauten in Finnland. — Türme der Hudson-Brücke. — Kapitalanlagen im deutschen Wohnungsbau.