DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang BERLIN, 26. Februar 1932 Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Vereinfachte Berechnung durchlaufender Träger.

Von Prof. B. Löser, Dresden.

Durch das Buch „Tabellen zur Berechnung durchlaufender Träger" von Rāthling[1]) hat der Rechnungsweg eine bemerkenswerte Vereinfachung erfahren. Die folgenden Darlegungen bezwecken den Nachweis, daß es zulässig ist, die Festpunkte in allen Feldern von beliebiger Stützweite in die Fünftelpunkte der Felder zu verlegen. Dadurch ergibt sich eine weitere Vereinfachung der Rāthlingschen Ergebnisse.

1. Bezeichnungen.

Felder mit 1., 2., 3. . . . n.

Momente über den Innenstützen $X_1, X_2, X_3 \ldots X_{n-1}$.

Momente über den Innenstützen in der Dreimomentengleichung

X_l = Moment an der linken Stütze,

X_m = „ „ „ mittleren „

X_r = „ „ „ rechten „

X_3' = linkes Stützenmoment, X_3'' = rechtes Stützenmoment, wenn das 3. Feld allein belastet ist. $J_1, J_2, J_3 \ldots$ die Trägheitsmomente aller Querschnitte des 1., 2., 3. . . . Feldes. Innerhalb eines Feldes sind die Trägheitsmomente konstant; von Feld zu Feld sind sie verschieden.

$l_1, l_2, l_3 \ldots l_n$ = Stützweiten.

Steifigkeitsgrad

$$l_1' = l_1 : J_1, \quad l_2' = l_2 : J_2, \quad l_3' = l_3 : J_3 \ldots$$

Die Einheiten der Steifigkeitsgrade sind beliebig.

Stützkräfte unter Berücksichtigung der Kontinuität: A_1 und B_1 im 1. Felde, A_2 und B_2 im 2. Felde.

Momente der einfachen (statisch bestimmten) Balken von der Stützweite $l_1, l_2, l_3 \ldots$:

$$\mathfrak{M}_1, \mathfrak{M}_2, \mathfrak{M}_3 \ldots$$

Flächeninhalt der einfachen Momentenflächen:

$$\mathfrak{F}_1 = \int_0^{l_1} \mathfrak{M}_1 \cdot dx,$$

$$\mathfrak{F}_2 = \int_0^{l_2} \mathfrak{M}_2 \cdot dx.$$

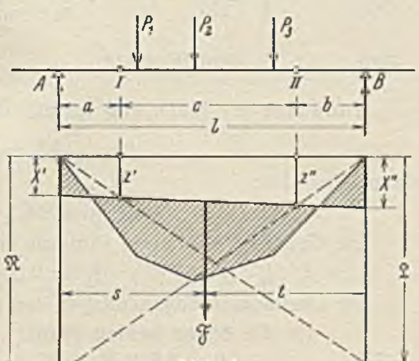


Abb. 1.

Schwerpunktabstände der einfachen Momentenflächen von den Stützpunkten (Abb. 1), und zwar vom linken Stützpunkte s, vom rechten Stützpunkte t. Die Zeiger bedeuten die Feldzahl.

Momentenstützkräfte:

$$\mathfrak{A} = \frac{\mathfrak{F} \cdot t}{l}, \quad \mathfrak{B} = \frac{\mathfrak{F} \cdot s}{l}.$$

Die Zeiger bedeuten die Feldzahl.

Kreuzlinienabschnitte:

$$\mathfrak{L} = \frac{6\,\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\,\mathfrak{F} \cdot t}{l^2}, \quad \mathfrak{R} = \frac{6\,\mathfrak{B}}{l} = \frac{6\,\mathfrak{F} \cdot s}{l^2}.$$

Festpunkte eines Feldes I und II.

Festpunktabstände: a ist der Abstand des linken Festpunktes I vom linken Lager des betrachteten Feldes; b ist der Abstand des rechten Festpunktes II vom rechten Stützpunkte des betrachteten Feldes.

2. Allgemeiner Fall: Beliebige Stützweiten l und beliebige Trägheitsmomente J.

Die Dreimomentengleichung lautet bekanntlich für zwei benachbarte Felder des durchlaufenden Trägers:

$$(1) \qquad 0 = X_l \cdot l_l' + 2\,X_m \cdot (l_l' + l_r') + X_r \cdot l_r' + \mathfrak{R}_l \cdot l_l' + \mathfrak{L}_r \cdot l_r'.$$

Die Zeiger bedeuten: l links, m Mitte, r rechts.

Bei freier Endauflagerung sind die Momente über den beiden Endstützen gleich Null; es wird also X_l in der Gleichung für die Felder 1 und 2 gleich Null, ebenso X_r in der Gleichung für die letzten beiden Felder.

[1]) Selbstverlag des Verfassers, Berlin SW 68, Wilhelmstr. 7. Das Buch ist eingehend besprochen in der Bautechn. 1931, Heft 54.

Setzt man Gl. 1 für zwei unbelastete Felder an, so fallen die beiden Belastungsglieder fort; es ist dann (Abb. 2):

$$(2) \qquad 0 = X_l \cdot l_l' + 2\,X_m \cdot (l_l' + l_r') + X_r \cdot l_r'.$$

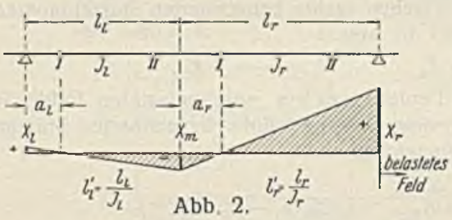


Abb. 2.

Der Festpunkt I_l teilt die Stützweite l_l im Verhältnis α_l, wobei

$$(3) \qquad \alpha_l = \frac{a_l}{l_l - a_l}.$$

Im rechten Felde entsprechend:

$$(4) \qquad \alpha_r = \frac{a_r}{l_r - a_r}.$$

Aus Abb. 2 folgt:

$$(5) \qquad X_l = -X_m \cdot \frac{a_l}{l_l - a_l} = -\alpha_l \cdot X_m.$$

Entsprechend im rechten Felde:

$$(6) \qquad X_m = -X_r \cdot \frac{a_r}{l_r - a_r} = -X_r \cdot \alpha_r.$$

Gl. 2 kann daher wie folgt geschrieben werden:

$$(7) \qquad 0 = -\alpha_l \cdot X_m \cdot l_l' + 2\,X_m\,(l_l' + l_r') - \frac{X_m \cdot l_r'}{\alpha_r}.$$

Daraus:

$$(8) \qquad \alpha_r = \frac{l_r'}{2\,l_r' + l_l'\,(2 - \alpha_l)}.$$

Gl. 8 gestattet die Berechnung der α-Werte für die Lage der linken Festpunkte I in allen Feldern. Bei freier Endauflagerung ist im linken Endfelde (also im ersten Felde) $a_1 = 0$, weil der linke Festpunkt mit der linken Endstütze zusammenfällt. Mit $a_1 = 0$ wird (nach Gl. 3) auch $\alpha_1 = 0$. Man beginnt mit der Bestimmung der α-Werte im 2. Felde und schreitet nach rechts fort.

Ebenso können die Teilverhältnisse β der rechten Festpunkte II gefunden werden:

$$(9) \qquad \beta = \frac{b}{l - b}$$

und

$$(10) \qquad \beta_l = \frac{l_l'}{2\,l_l' + l_r'\,(2 - \beta_r)}.$$

Im rechten Endfelde ist bei freier Endauflagerung $b_n = 0$; der Festpunkt II des rechten Endfeldes fällt mit dem letzten Stützpunkte zusammen; daher $\beta_n = 0$.

Mit der Berechnung der β-Werte beginnt man im vorletzten Felde und schreitet nach links fort.

Sind die Endauflager voll eingespannt, so liegen die äußersten Festpunkte in den äußeren Drittelpunkten der Endfelder. Dann wird im linken Endfelde $\alpha_1 = 1/2$ und im rechten Endfelde $\beta_n = 1/2$.

Sind in einem belasteten Felde beide Festpunkte I und II bekannt, so kann die Schlußlinie auf bekannte Weise mit Hilfe der Kreuzlinien-Abschnitte gefunden werden. Aus Abb. 1 ergeben sich die beiden Stützenmomente X' und X'' zu

$$(11) \qquad X' = -\left(z'' + \frac{z' - z''}{c}\,(l - b)\right),$$

$$(12) \qquad X'' = -\left(z'' - \frac{z' - z''}{c}\,b\right).$$

$$(13) \qquad z' = \frac{a \cdot \mathfrak{L}}{l}, \qquad z'' = \frac{b \cdot \mathfrak{R}}{l}.$$

Mit einigen Zwischenrechnungen erhält man für ein belastetes Innenfeld:

$$(14) \qquad X' = -\frac{\alpha \cdot \mathfrak{L} - \alpha \cdot \beta \cdot \mathfrak{R}}{1 - \alpha \cdot \beta},$$

$$(15) \qquad X'' = -\frac{\beta \cdot \mathfrak{R} - \alpha \cdot \beta \cdot \mathfrak{L}}{1 - \alpha \cdot \beta}.$$

Im linken Endfelde mit freier Endauflagerung ist

(16) $$X_1'' = -\beta_1 \cdot \mathfrak{R}_1.$$

Im rechten Endfelde mit freier Endauflagerung ist

(17) $$X_n' = -\alpha_n \cdot \mathfrak{L}_n.$$

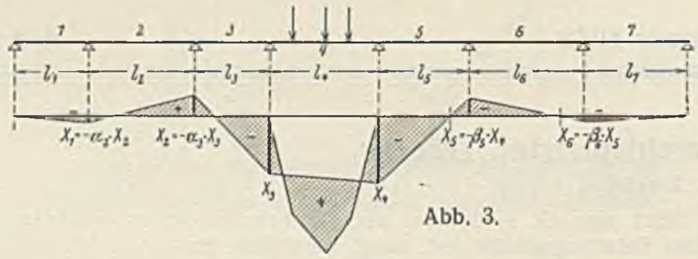


Abb. 3.

In den unbelasteten Feldern links vom belasteten Felde ist jedes Stützenmoment gleich dem α-fachen rechts benachbarten Stützenmoment mit umgekehrtem Vorzeichen. In Abb. 3

(18) $$X_2 = -\alpha_3 \cdot X_3\,, \qquad X_1 = -\alpha_2 \cdot X_2\,.$$

In den unbelasteten Feldern rechts vom belasteten Felde ist jedes Stützenmoment gleich dem β-fachen links benachbarten Stützenmoment mit umgekehrtem Vorzeichen.

In Abb. 3

(19) $$X_5 = -\beta_5 \cdot X_4\,, \qquad X_6 = -\beta_6 \cdot X_5\,.$$

1. Sonderfall: Die Belastung im belasteten Felde ist symmetrisch zur Feldmitte. Dann ist $\mathfrak{L} = \mathfrak{R}$ und damit im Innenfelde

(20) $$X' = -\alpha \cdot \mathfrak{L} \cdot \frac{1-\beta}{1-\alpha\cdot\beta},$$

(21) $$X'' = -\beta \cdot \mathfrak{L} \cdot \frac{1-\alpha}{1-\alpha\cdot\beta}.$$

2. Sonderfall: Das belastete Feld trägt eine über die ganze Trägerlänge sich erstreckende stetige Last p. Dann ist:

(22) $$\mathfrak{L} = \mathfrak{R} = \frac{1}{4}\,p \cdot l^2.$$

Die Stützenmomente haben die Größe:

a) bei Belastung des linken Endfeldes

(23) $$X_1'' = -\beta_1 \cdot \frac{1}{4}\,p_1 \cdot l_1^2,$$

b) bei Belastung des rechten Endfeldes

(24) $$X_n' = -\alpha_n \cdot \frac{1}{4}\,p_n \cdot l_n^2,$$

c) bei Belastung eines Innenfeldes

(25) $$X' = -\alpha \cdot \frac{1}{4}\,p l^2 \cdot \frac{1-\beta}{1-\alpha\cdot\beta},$$

(26) $$X'' = -\beta \cdot \frac{1}{4}\,p l^2 \cdot \frac{1-\alpha}{1-\alpha\cdot\beta}.$$

3. Rechnungsvereinfachungen bei bestimmten Annahmen für die Trägheitsmomente J.

Es wird nun gezeigt, wie sich die Beziehungen ändern, wenn bezüglich der Trägheitsmomente J vereinfachende Annahmen zugrunde gelegt werden.

Annahme a: Beliebige Stützweiten l.

Trägheitsmomente in allen Feldern konstant. An Stelle der Steifigkeiten l' treten die Stützweiten l.

(27) $$0 = X_l \cdot l_l + 2\,X_m\,(l_l + l_r) + X_r \cdot l_r + \mathfrak{R}_l \cdot l_l + \mathfrak{L}_r \cdot l_r.$$

Annahme b: Gleiche Stützweite l in allen Feldern.

Trägheitsmomente J konstant. Die Dreimomentengleichung lautet dann:

(28) $$0 = X_l + 4\,X_m + X_r + \mathfrak{R}_l + \mathfrak{L}_r.$$

Die Gl. 8 u. 10 vereinfachen sich wie folgt:

(29) $$\alpha_r = \frac{1}{4-\alpha_l} \quad \text{und} \quad \beta_l = \frac{1}{4-\beta_r}.$$

Die linken Festpunkte ergeben:

1. Feld $a_1 = 0, \quad \alpha_1 = 0,$

2. Feld $\alpha_2 = \dfrac{1}{4-0} = \dfrac{1}{4} = 0{,}250\,0,$

3. Feld $\alpha_3 = \dfrac{1}{4-\dfrac{1}{4}} = \dfrac{4}{15} = 0{,}266\,7,$

4. Feld $\alpha_4 = \dfrac{1}{4-\dfrac{4}{15}} = \dfrac{15}{56} = 0{,}267\,86,$

5. Feld $\alpha_5 = \dfrac{1}{4-\dfrac{15}{56}} = \dfrac{56}{209} = 0{,}267\,94.$

Für die β-Werte erhält man, von rechts mit dem n^{ten} Felde beginnend, die gleichen Zahlen.

Annahme c: Beliebige Stützweiten l; die Trägheitsmomente J in den einzelnen Feldern verhalten sich wie die Stützweiten[2]).

Die Steifigkeiten l' haben in allen Feldern den gleichen Wert, weil

$$l_1 : l_2 : l_3 : l_4 \ldots = J_1 : J_2 : J_3 : J_4\,,$$

$$\frac{l_1}{J_1} = \frac{l_2}{J_2} = \frac{l_3}{J_3} = \frac{l_4}{J_4} = \ldots$$

Trotz beliebiger Feldweiten gilt die einfache Dreimomentengleichung 28. Die Festpunktlagen berechnen sich aus den Gl. 29. Die α-Werte und die β-Werte stimmen mit denen der Annahme b überein.

Annahme d: Die Annahme c trifft die meist in der Praxis vorhandenen Verhältnisse insofern nicht, als die Momente in den Endfeldern wegen der freien Endauflagerung verhältnismäßig größer ausfallen als in den Innenfeldern. Unter sonst gleichen Bedingungen sind daher die Abmessungen in den Endfeldern stärker als in den Innenfeldern. Deshalb sind auch die Trägheitsmomente der Endfelder verhältnismäßig größer als die der Innenfelder. Den Verhältnissen der Praxis kommt daher die folgende Annahme näher, die Verfasser in Bauing. 1923, Heft 7, S. 207 empfahl:

In den Innenfeldern verhalten sich die Trägheitsmomente J wie die Stützweiten l, in den Endfeldern wie die $k$fachen Stützweiten. Diese Annahme liefert also:

$$J_1 : J_2 : J_3 : J_4 \ldots J_n = k\,l_1 : l_2 : l_3 : l_4 \ldots k\,l_n.$$

Die Größen l' stehen in dem Verhältnis

$$l_1' : l_2' : l_3' : l_4' \ldots l_n' = k : 1 : 1 : 1 : \ldots k.$$

Hierin ist $k < 1$. Diese Annahme ergibt die Dreimomentengleichungen für Felder 1 und 2:

(30) $$0 = 2\,X_1\,(k+1) + X_2 + k\,\mathfrak{R}_1 + \mathfrak{L}_2,$$

für zwei beliebige Innenfelder:

(31) $$0 = X_l + 4\,X_m + X_r + \mathfrak{R}_l + \mathfrak{L}_r,$$

für die letzten beiden Felder:

(32) $$0 = X_{n-2} + 2\,X_{n-1}(1+k) + \mathfrak{R}_{n-1} + k\,\mathfrak{L}_n.$$

Die α-Werte ergeben für einen Fünffelderbalken:

1. Feld $\alpha_1 = 0,$

(33) 2. Feld $\alpha_2 = \dfrac{1}{2\,(1+k)},$

(34) 3. Feld $\alpha_3 = \dfrac{2\,(1+k)}{7+8\,k},$

(35) 4. Feld $\alpha_4 = \dfrac{7+8\,k}{26+30\,k},$

(36) 5. Feld (Endfeld) $\alpha_5 = \dfrac{k\,(26+30\,k)}{60\,k^2+104\,k+45}.$

Annahme e. Räthling benutzt die Annahme d und wählt die Zahl

$$k = \frac{1}{2}\sqrt{3} = 0{,}8660,$$

dann wird also:

$$J_1 : J_2 : J_3 : J_4 \ldots J_n = 0{,}866\,l_1 : l_2 : l_3 : l_4 : \ldots 0{,}866\,l_n,$$

Die Größen l' verhalten sich wie folgt:

$$l_1' : l_2' : l_3' : l_4' : \ldots l_n' = 0{,}866 : 1 : 1 : 1 : \ldots 0{,}866.$$

Die Dreimomentengleichungen lauten:

für die ersten beiden Felder

(37) $$0 = 3{,}732\,X_1 + X_2 + 0{,}866\,\mathfrak{R}_1 + \mathfrak{L}_2,$$

für zwei beliebige Innenfelder

(38) $$0 = X_l + 4\,X_m + X_r + \mathfrak{R}_l + \mathfrak{L}_r,$$

für die letzten beiden Felder

(39) $$0 = X_{n-2} + 3{,}732\,X_{n-1} + \mathfrak{R}_{n-1} + 0{,}866\,\mathfrak{L}_n.$$

Die Wahl $k = \frac{1}{2}\sqrt{3}$ ist deshalb besonders zweckmäßig, weil damit die Festpunkte in den Endfeldern immer den Abstand $\frac{1}{5}\,l_1$ bzw. $\frac{1}{5}\,l_n$ von den Innenstützen erhalten, während die Festpunkte in allen Innenfeldern immer die Entfernung

(40) $$a = b = l \cdot \frac{3-\sqrt{3}}{6} = 0{,}2113\,l$$

von den benachbarten Stützpunkten haben.

In den Endfeldern ist

(41) $$\beta_1 = 0{,}25 \quad \text{und} \quad \alpha_n = 0{,}25$$

und in allen Innenfeldern

(42) $$\alpha = \beta = 2 - \sqrt{3} = 0{,}268.$$

---

[2]) Von Prof. Dr. Lewe empfohlen in der Schrift: Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstieliger Rahmen nach der Methode des Zahlenrechteckes. Berlin 1916.

Man findet

bei beliebiger Belastung des ersten Feldes

(43) $$X_1 = -\frac{1}{4}\mathfrak{R}_1,$$

bei beliebiger Belastung eines Innenfeldes

(44) $$X' = -0{,}2887\,\mathfrak{L} + 0{,}0773\,\mathfrak{R},$$

(45) $$X'' = -0{,}2887\,\mathfrak{R} + 0{,}0773\,\mathfrak{L},$$

bei symmetrischer Belastung eines Innenfeldes

(46) $$X' = X'' = -0{,}2113\,\mathfrak{L},$$

bei beliebiger Belastung im letzten Felde

(47) $$X_{n-1} = -\frac{1}{4}\mathfrak{L}_n.$$

Links und rechts vom belasteten Felde sind in den unbelasteten Feldern die Stützenmomente immer das 0,268 fache des dem Lastfelde zugekehrten Stützenmomentes mit umgekehrtem Vorzeichen.

4. Neuer Vorschlag.

Annahme f. Verfasser empfiehlt nun, die Festpunkte aller Felder von beliebigen Stützweiten in den Abständen $\frac{1}{5}\,l$ von den Stützpunkten anzunehmen.

Damit werden folgende Vereinfachungen erzielt: Die α-Werte und die β-Werte werden immer

(48) $$\alpha = \beta = \frac{1}{4}.$$

Man erhält die Stützenmomente:

bei beliebiger Belastung des ersten Feldes

(49) $$X_1 = -\frac{1}{4}\mathfrak{R}_1,$$

bei beliebiger Belastung eines Innenfeldes

(50) $$X' = -\frac{4\,\mathfrak{L} - \mathfrak{R}}{15},$$

(51) $$X'' = -\frac{4\,\mathfrak{R} - \mathfrak{L}}{15},$$

bei symmetrischer Belastung eines Innenfeldes, da $\mathfrak{L} = \mathfrak{R}$

(52) $$X' = X'' = -\frac{1}{5}\mathfrak{L},$$

bei beliebiger Belastung des letzten Feldes

(53) $$X_{n-1} = -\frac{1}{4}\mathfrak{L}_n.$$

Infolge symmetrischer Belastung aller Felder sind die Stützenmomente:

Zweifelderträger:

$$X = -\frac{1}{4}(\mathfrak{L}_1 + \mathfrak{L}_2).$$

Dreifelderträger:

$$X_1 = -\frac{1}{4}\mathfrak{L}_1 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_2 + \frac{1}{16}\mathfrak{L}_3,$$

$$X_2 = +\frac{1}{16}\mathfrak{L}_1 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_2 - \frac{1}{4}\mathfrak{L}_3.$$

Vierfelderträger:

$$X_1 = -\frac{1}{4}\mathfrak{L}_1 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_2 + \frac{1}{20}\mathfrak{L}_3 - \frac{1}{64}\mathfrak{L}_4,$$

$$X_2 = +\frac{1}{16}\mathfrak{L}_1 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_2 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_3 + \frac{1}{16}\mathfrak{L}_4,$$

$$X_3 = -\frac{1}{64}\mathfrak{L}_1 + \frac{1}{20}\mathfrak{L}_2 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_3 - \frac{1}{4}\mathfrak{L}_4.$$

Fünffelderträger:

$$X_1 = -\frac{1}{4}\mathfrak{L}_1 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_2 + \frac{1}{20}\mathfrak{L}_3 - \frac{1}{80}\mathfrak{L}_4 + \frac{1}{256}\mathfrak{L}_5,$$

$$X_2 = +\frac{1}{16}\mathfrak{L}_1 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_2 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_3 + \frac{1}{20}\mathfrak{L}_4 - \frac{1}{64}\mathfrak{L}_5,$$

$$X_3 = -\frac{1}{64}\mathfrak{L}_1 + \frac{1}{20}\mathfrak{L}_2 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_3 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_4 + \frac{1}{16}\mathfrak{L}_5,$$

$$X_4 = +\frac{1}{256}\mathfrak{L}_1 - \frac{1}{80}\mathfrak{L}_2 + \frac{1}{20}\mathfrak{L}_3 - \frac{1}{5}\mathfrak{L}_4 - \frac{1}{4}\mathfrak{L}_5.$$

Ist nur ein Feld belastet und besteht die Belastung aus einer stetigen gleichförmigen Last p je Einheit, die sich über das ganze Feld erstreckt, so ist, da

(54) $$\mathfrak{L} = \frac{1}{4}p \cdot l^2,$$

im Endfelde

(55) $$X = -\frac{1}{16}p \cdot l_1^2.$$

Feldmoment im Abstande 0,4 l_1 von der Endstütze:

(56) $$M_e = 0{,}095\,p \cdot l_1^2.$$

Stützenmomente eines belasteten Innenfeldes

(57) $$X' = X'' = -\frac{1}{20}p \cdot l_1^2.$$

Moment in der Mitte des belasteten Innenfeldes

(58) $$M_i = 0{,}075\,p \cdot l^2.$$

Links und rechts vom belasteten Felde sind in den unbelasteten Feldern die Stützenmomente immer das Viertel des dem Lastfelde zugekehrten Stützenmomentes mit umgekehrtem Vorzeichen.

In Abb. 4 bis 8 wurde der Momentenverlauf dargestellt, wenn immer ein Feld mit der stetigen Last $p \cdot l$ belastet ist, während alle übrigen Felder unbelastet bleiben.

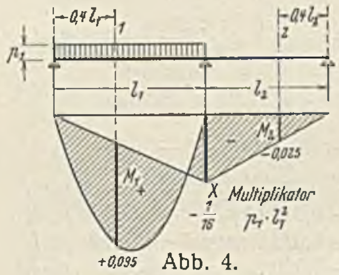


Abb. 4.

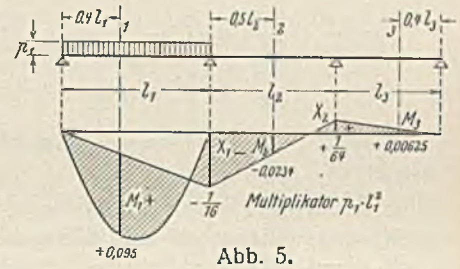


Abb. 5.

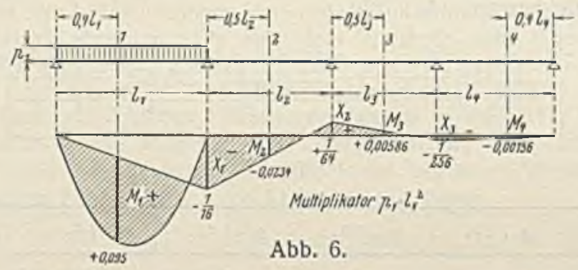


Abb. 6.

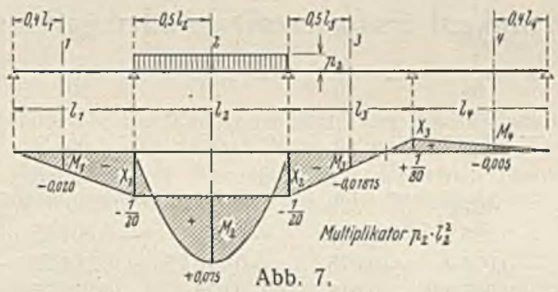


Abb. 7.

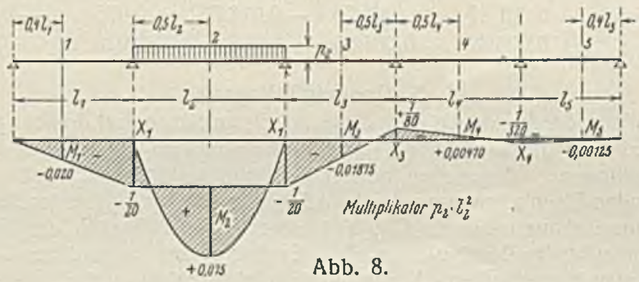


Abb. 8.

Bei dem unter f empfohlenen Verfahren ist es nicht nötig, Dreimomentengleichungen aufzustellen. Man bestimmt vielmehr die Stützenmomente mit Hilfe der Gl. 48 bis 58. Dabei wird der Reihe nach immer je ein Feld als belastet angesehen. Am Schluß werden die Stützenmomente entsprechend addiert und die resultierenden Feldmomente ermittelt.

Für einige oft vorkommende Fälle sollen die resultierenden Momente angegeben werden.

Zweifelderträger (Abb. 9):

$$X = -\frac{1}{16}(p_1 \cdot l_1^2 + p_2 \cdot l_2^2),$$

$$M_1 = 0{,}095\,p_1 \cdot l_1^2 - 0{,}025\,p_2 \cdot l_2^2,$$

$$M_2 = -0{,}025\,p_1 \cdot l_1^2 + 0{,}095\,p_2 \cdot l_2^2.$$

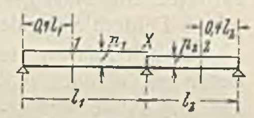


Abb. 9.

Dreifelderträger (Abb. 10):

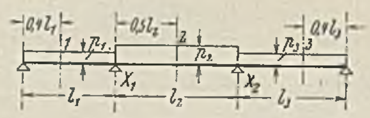


Abb. 10.

$$X_1 = -\frac{1}{16}\,p_1 \cdot l_1^2 - \frac{1}{20}\,p_2 \cdot l_2^2 + \frac{1}{64}\,p_3 \cdot l_3^2,$$

$$X_2 = +\frac{1}{64}\,p_1 \cdot l_1^2 - \frac{1}{20}\,p_2 \cdot l_2^2 - \frac{1}{16}\,p_3 \cdot l_3^2,$$

$$M_1 = 0{,}095\,p_1 \cdot l_1^2 - 0{,}020\,p_2 \cdot l_2^2 + 0{,}006\,25\,p_3 \cdot l_3^2,$$

$$M_2 = -0{,}0234\,p_1 \cdot l_1^2 + 0{,}075\,p_2 \cdot l_2^2 - 0{,}0234\,p_3 \cdot l_3^2,$$

$$M_3 = +0{,}006\,25\,p_1 \cdot l_1^2 - 0{,}020\,p_2 \cdot l_2^2 + 0{,}095\,p_3 \cdot l_3^2.$$

Vierfelderträger (Abb. 11):

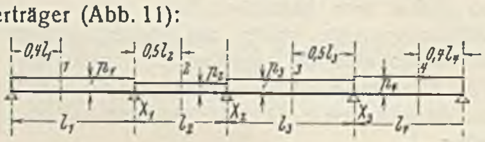


Abb. 11.

$$X_1 = -\frac{1}{16}\,p_1\cdot l_1^2 - \frac{1}{20}\,p_2\cdot l_2^2 + \frac{1}{80}\,p_3\cdot l_3^2 - \frac{1}{256}\,p_4\cdot l_4^2,$$
$$X_2 = +\frac{1}{64}\,p_1\cdot l_1^2 - \frac{1}{20}\,p_2\cdot l_2^2 - \frac{1}{20}\,p_3\cdot l_3^2 + \frac{1}{64}\,p_4\cdot l_4^2,$$
$$X_3 = -\frac{1}{256}\,p_1\cdot l_1^2 + \frac{1}{80}\,p_2\cdot l_2^2 - \frac{1}{20}\,p_3\cdot l_3^2 - \frac{1}{16}\,p_4\cdot l_4^2,$$
$$M_1 = +0{,}095\,p_1\cdot l_1^2 - 0{,}020\,p_2\cdot l_2^2 + 0{,}005\,p_3\cdot l_3^2 - 0{,}00156\,p_4\cdot l_4^2,$$
$$M_2 = -0{,}0234\,p_1\cdot l_1^2 + 0{,}075\,p_2\cdot l_2^2 - 0{,}01875\,p_3\cdot l_3^2 + 0{,}00586\,p_4\cdot l_4^2,$$
$$M_3 = +0{,}00586\,p_1\cdot l_1^2 - 0{,}01875\,p_2\cdot l_2^2 + 0{,}075\,p_3\cdot l_3^2 - 0{,}0234\,p_4\cdot l_4^2,$$
$$M_4 = -0{,}00156\,p_1\cdot l_1^2 + 0{,}005\,p_2\cdot l_2^2 - 0{,}020\,p_3\cdot l_3^2 + 0{,}095\,p_4\cdot l_4^2.$$

Fünffelderträger (Abb. 12):

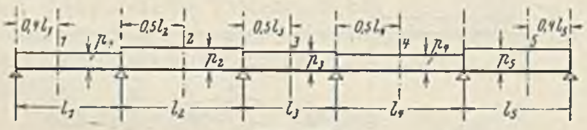


Abb. 12.

	$p_1\cdot l_1^2\cdot$	$p_2\cdot l_2^2\cdot$	$p_3\cdot l_3^2\cdot$	$p_4\cdot l_4^2\cdot$	$p_5\cdot l_5^2\cdot$
$X_1 =$	$-\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{20}$	$+\frac{1}{80}$	$-\frac{1}{320}$	$+\frac{1}{1024}$
$X_2 =$	$+\frac{1}{64}$	$-\frac{1}{20}$	$-\frac{1}{20}$	$+\frac{1}{80}$	$-\frac{1}{256}$
$X_3 =$	$-\frac{1}{256}$	$+\frac{1}{80}$	$-\frac{1}{20}$	$-\frac{1}{20}$	$+\frac{1}{64}$
$X_4 =$	$+\frac{1}{1024}$	$-\frac{1}{320}$	$+\frac{1}{80}$	$-\frac{1}{20}$	$-\frac{1}{16}$
$M_1 =$	+ 0,095	— 0,020	+ 0,005	— 0,001 25	+ 0,000 39
$M_2 =$	— 0,023 4	+ 0,075	— 0,018 75	+ 0,004 70	— 0,001 47
$M_3 =$	+ 0,005 86	— 0,018 75	+ 0,075	— 0,018 75	+ 0,005 86
$M_4 =$	— 0,001 47	+ 0,004 70	— 0,018 75	+ 0,075	— 0,023 4
$M_5 =$	+ 0,000 39	— 0,001 25	+ 0,005	— 0,020	+ 0,095

5. Genauigkeitsgrad.

Wenn durchlaufende Tragwerke auf Schneiden frei drehbar gelagert wären, wäre die Berechnung nach den allgemeinen Gleichungen unter 2. die genaueste. Abgesehen von großen Brückenträgern sind die durchlaufenden Eisenbetontragwerke jedoch meist mit den stützenden Bauteilen biegungsfest verbunden. Die Voraussetzungen bezüglich der Stützung sind also in der Regel nicht erfüllt. Es sind an den Innenstützen Torsionswiderstände vorhanden, die rechnerisch nicht erfaßbar sind. Die Größe der Trägheitsmomente von durchlaufenden Plattenbalken kann ebenfalls nicht genau angegeben werden. Man muß daher jede Berechnung durchlaufender Eisenbetontragwerke als Näherungsrechnung bewerten. Vereinfachte Verfahren wird man dann als brauchbar und zulässig ansehen müssen, wenn sie nur mäßige Abweichungen von den bisher üblichen Verfahren ergeben. Als bisher üblich ist die Annahme $J =$ konstant bei beliebigen Feldweiten anzusehen. Baupolizeilich zulässig ist natürlich auch die angeblich genauere Berechnung mit Benutzung der in den einzelnen Feldern verschiedenen Trägheitsmomente J.

Es soll nun an vier Zahlenbeispielen die Anwendung des vom Verfasser empfohlenen und unter f entwickelten Verfahrens gezeigt werden. Die Ergebnisse werden verglichen mit denen, die nach dem allgemeinen Verfahren unter 2., nach der allgemein gebräuchlichen Annahme $J =$ konstant und nach der Räthlingschen Annahme e erhalten werden.

Beispiel 1.

In B. u. E. 1925, Heft 14, S. 223, gibt Prof. Dr.-Ing. Kammer die Stützenmomente des in Abb. 13 dargestellten Trägers an. Wir wählen

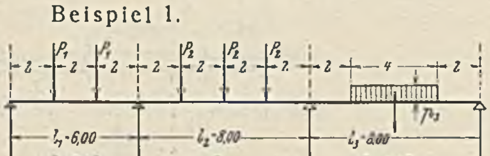


Abb. 13.

$$P_1 = 6\text{ t},\quad P_2 = 2{,}5\text{ t},\quad p = 3\text{ t/m}.$$

Die genaue Lösung unter Berücksichtigung der in den drei Feldern verschiedenen Trägheitsmomente liefert nach der angegebenen Quelle:

$$X_1 = -1{,}049\cdot 6{,}000 - 1{,}468\cdot 2{,}500 + 0{,}615\cdot 3{,}000 = -8{,}125\text{ tm},$$
$$X_2 = +0{,}315\cdot 6{,}000 - 1{,}809\cdot 2{,}500 - 2{,}385\cdot 3{,}000 = -9{,}790\text{ tm}.$$

Die Belastungsglieder haben folgende Größe:

1. Feld $\mathfrak{R}_1 = \frac{2}{3}\cdot 6{,}000\cdot 6{,}00 = 24{,}000,$

2. Feld $\mathfrak{L}_2 = \mathfrak{R}_2 = \frac{15}{16}\cdot 2{,}500\cdot 8{,}00 = 18{,}75,$

3. Feld $\mathfrak{L}_3 = \frac{3{,}000\cdot 4}{8\cdot 8{,}00}(3\cdot 8{,}00^2 - 4{,}00^2) = 33{,}00.$

Die meist benutzte Annahme a, $J =$ konstant, ergibt die Dreimomentengleichungen (nach Gl. 27):

$$0 = 2\,X_1\,(6{,}00 + 8{,}00) + X_2\cdot 8{,}00 + 24{,}00\cdot 6{,}00 + 18{,}75\cdot 8{,}00,$$
$$0 = X_1\cdot 8{,}00 + 2\,X_2\,(8{,}00 + 8{,}00) + 18{,}75\cdot 8{,}00 + 33{,}00\cdot 8{,}00.$$

Daraus findet man

$$X_1 = -7{,}33\text{ tm},\qquad X_2 = -11{,}07\text{ tm}.$$

Annahme e nach Räthling:

Einfluß der Belastung des 1. Feldes nach Gl. 43:

$$X_1 = -\frac{1}{4}\cdot 24{,}000 = -6{,}000\text{ tm},$$
$$X_2 = +6{,}000\cdot 0{,}268 = +1{,}610\text{ tm}.$$

Einfluß der Belastung des 2. Feldes nach Gl. 44:

$$X_1 = X_2 = -18{,}75\,(0{,}2887 - 0{,}0773) = -3{,}964\text{ tm}.$$

Einfluß der Belastung des 3. Feldes (Gl. 46):

$$X_2 = -\frac{1}{4}\cdot 33{,}00 = -8{,}250\text{ tm},$$
$$X_1 = +0{,}268\cdot 8{,}250 = +2{,}510\text{ tm}.$$

Resultierende Stützenmomente:

$$X_1 = -6{,}000 - 3{,}964 + 2{,}510 = -7{,}454\text{ tm},$$
$$X_2 = +1{,}610 - 3{,}964 - 8{,}250 = -10{,}604\text{ tm}.$$

Das vom Verfasser empfohlene Verfahren liefert:

$$X_1 = -\frac{1}{4}\cdot 24{,}00 - \frac{1}{5}\cdot 18{,}75 + \frac{1}{16}\cdot 33{,}00 = -7{,}690\text{ tm},$$
$$X_2 = +\frac{1}{16}\cdot 24{,}00 - \frac{1}{5}\cdot 18{,}75 - \frac{1}{4}\cdot 33{,}00 = -10{,}500\text{ tm}.$$

Übersicht der Ergebnisse:

J veränderlich	$X_1 = -8{,}125$ tm,	$X_2 = -9{,}790$ tm,
J konstant	$= -7{,}330$ „ ,	$= -11{,}070$ „ ,
Räthling	$= -7{,}454$ „ ,	$= -10{,}604$ „ ,
Löser	$= -7{,}690$ „ ,	$= -10{,}500$ „ .

Beispiel 2.

Eine durchlaufende Decke über drei gleich weiten Öffnungen von $l = 3{,}00$ m für veränderliche Belastung $p = 0{,}600$ t/m² zu berechnen.

Deckenstärken: Endfelder 13,5 cm mit $g_1 = g_3 = 0{,}320$ t/m²,
Innenfeld 10 cm mit $g_2 = 0{,}240$ t/m².

Nach dem Verfahren f:

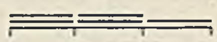


Abb. 14.

$$X_1 = -3{,}00^2\left(\frac{1}{16}\cdot 0{,}920 + \frac{1}{20}\cdot 0{,}840 - \frac{1}{64}\cdot 0{,}320\right) = -0{,}850\text{ tm},$$

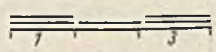


Abb. 15.

$$M_1 = M_3 = 3{,}00^2\,(0{,}095\cdot 0{,}920 - 0{,}020\cdot 0{,}240 + 0{,}00625\cdot 0{,}920) = 0{,}796\text{ tm},$$

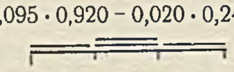


Abb. 16.

$$M_2 = 3{,}00^2\,(-0{,}0234\cdot 0{,}320 + 0{,}075\cdot 0{,}840 - 0{,}0234\cdot 0{,}320) = 0{,}432\text{ tm}.$$

Übersicht der Ergebnisse:

	$X_1 =$	$M_1 =$	$M_2 =$
J veränderlich	— 0,796 tm,	+ 0,861 tm,	+ 0,372 tm,
J konstant	— 0,882 „ ,	+ 0,790 „ ,	+ 0,423 „ ,
Räthling	— 0,874 „ ,	+ 0,805 „ ,	+ 0,413 „ ,
Löser	— 0,850 „ ,	+ 0,796 „ ,	+ 0,432 „ .

Beispiel 3.

Die Momente einer durchlaufenden Platte über drei Feldern zu bestimmen.

Es ist

Feld 1: $l_1 = 2{,}80$ m, $g_1 = 0{,}290$ t/m², $p_1 = 0{,}500$ t/m², $d_1 = 11{,}5$ cm,
„ 2: $l_2 = 3{,}60$ „ , $g_2 = 0{,}310$ „ , $p_2 = 0{,}500$ „ , $d_2 = 13$ „ ,
„ 3: $l_3 = 3{,}20$ „ , $g_3 = 0{,}290$ „ , $p_3 = 0{,}500$ „ , $d_3 = 12$ „ .

Mit Rechnungsgang f:

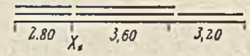


Abb. 17.

$$X_1 = -\frac{0{,}790\cdot 2{,}80^2}{16} - \frac{0{,}810\cdot 3{,}60^2}{20} + \frac{0{,}290\cdot 3{,}20^2}{64} = -0{,}866\text{ tm},$$

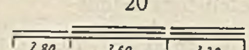


Abb. 18.

$$X_2 = -\frac{0{,}290\cdot 2{,}80^2}{64} - \frac{0{,}810\cdot 3{,}60^2}{20} - \frac{0{,}790\cdot 3{,}20^2}{16} = -0{,}995\text{ tm}.$$

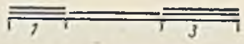


Abb. 19.

$$M_1 = 0{,}095 \cdot 0{,}790 \cdot 2{,}80^2 - 0{,}020 \cdot 0{,}310 \cdot 3{,}60^2 + 0{,}00625 \cdot 0{,}790 \cdot 3{,}20^2$$
$$M_1 = 0{,}560 \text{ tm},$$
$$M_3 = +\,0{,}00625 \cdot 0{,}790 \cdot 2{,}80^2 - 0{,}020 \cdot 0{,}310 \cdot 3{,}60^2 + 0{,}095 \cdot 0{,}790 \cdot 3{,}20^2$$
$$M_3 = 0{,}729 \text{ tm},$$

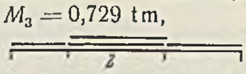


Abb. 20.

$$M_2 = -\,0{,}0234 \cdot 0{,}290 \cdot 2{,}80^2 + 0{,}075 \cdot 0{,}810 \cdot 3{,}60^2 - 0{,}0234 \cdot 0{,}290 \cdot 3{,}20^2$$
$$M_2 = 0{,}665 \text{ tm}.$$

Übersicht der Ergebnisse:

	$X_1 =$	$X_2 =$	$M_1 =$	$M_2 =$	$M_3 =$
J veränderlich	$-0{,}886$	$-1{,}028$	$+0{,}546$	$+0{,}668$	$+0{,}710$ tm,
J konstant	$-0{,}913$	$-0{,}969$	$+0{,}563$	$+0{,}648$	$+0{,}730$ „ ,
Räthling	$-0{,}893$	$-1{,}024$	$+0{,}558$	$+0{,}634$	$+0{,}727$ „ ,
Löser	$-0{,}866$	$-0{,}995$	$+0{,}560$	$+0{,}665$	$+0{,}729$ „ .

Beispiel 4.

Der Hauptträger einer Straßenbrücke spannt über drei Öffnungen von 12,80 : 16,00 : 12,80 m. Bleibende Last $g_1 = g_3 = 4{,}967$ t/m, $g_2 = 5{,}254$ t/m. 1,3 faches Menschengedränge $p_1 = p_2 = p_3 = 2{,}182$ t/m. Gesamte Einheitslast $q_1 = q_3 = 4{,}967 + 2{,}182 = 7{,}149$ t/m, $q_2 = 5{,}254 + 2{,}182 = 7{,}436$ t/m. $J_1 = J_3 = 712$ dm⁴, $J_2 = 1180$ dm⁴. Rechnungsgang f:

Momentengrenzwerte nach den Gleichungen zu Abb. 10:

$$X_1 = -\frac{1}{16} \cdot 7{,}149 \cdot 12{,}80^2 - \frac{1}{20} \cdot 7{,}436 \cdot 16{,}00^2 + \frac{1}{64} \cdot 4{,}967 \cdot 12{,}80^2 = 155{,}77 \text{ tm},$$

$$M_1 = M_3 = +\,0{,}095 \cdot 7{,}149 \cdot 12{,}80^2 - 0{,}020 \cdot 5{,}254 \cdot 16{,}00^2 + 0{,}00625 \cdot 7{,}149 \cdot 12{,}80^2$$
$$M_1 = M_3 = 91{,}69 \text{ tm},$$
$$M_2 = -\,0{,}0234 \cdot 4{,}967 \cdot 12{,}80^2 + 0{,}075 \cdot 7{,}436 \cdot 16{,}00^2 - 0{,}0234 \cdot 4{,}967 \cdot 12{,}80^2$$
$$M_2 = 104{,}69 \text{ tm}.$$

Übersicht der Ergebnisse:

	$X_1 =$	$M_1 =$	$M_2 =$
J veränderlich	$-158{,}6$ tm,	$+89{,}4$ tm,	$+106{,}1$ tm,
J konstant	$-160{,}4$ „ ,	$+91{,}0$ „ ,	$+99{,}1$ „ ,
Räthling	$-160{,}2$ „ ,	$+90{,}7$ „ ,	$+100{,}2$ „ ,
Löser	$-155{,}8$ „ ,	$+91{,}7$ „ ,	$+104{,}7$ „ .

6. Schlußfolgerung.

Die vier Zusammenstellungen der nach vier Annahmen gerechneten Momente lassen erkennen, daß es zulässig ist, die Festpunkte im Abstande $\frac{1}{5}\,l$ von den Innenstützen anzunehmen und das unter f entwickelte Näherungsverfahren für durchlaufende Tragwerke anzuwenden. Keine Baupolizei wird Berechnungen unter den Annahmen $J =$ konstant oder J veränderlich ablehnen. Die nach dem Verfahren unter f gewonnenen Momente liegen meist zwischen den Momenten, die sich mit $J =$ konstant und mit $J =$ veränderlich nach Abschnitt 2 ergeben. Die Annäherung des vom Verfasser empfohlenen Näherungsverfahrens an die bisher benutzten Methoden ist für die Aufgaben der Praxis vollständig ausreichend.

Das unter f dargestellte Verfahren bietet besondere Vorteile, wenn die einzelnen Felder beliebige Stützweiten haben.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1931.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Schaper**.

(Fortsetzung aus Heft 6.)

33. Lahnbrücke bei Nassau im Bezirk der Reichsbahndirektion Frankfurt (Main) (Abb. 40).

Zwei Öffnungen. Über jeder der beiden Öffnungen zwei eingleisige Überbauten mit parallelgurtigen Fachwerkträgern von je 63 m Stützweite.

Abb. 40. Lahnbrücke bei Nassau.

34. Lahnbrücke bei Weilburg im Bezirk der Reichsbahndirektion Frankfurt (Main) (Abb. 41).

Über jeder der beiden Öffnungen ein eingleisiger Überbau im Gleis Wetzlar — Niederlahnstein mit parallelgurtigen Fachwerkträgern von je 41 m Stützweite.

Abb. 41. Lahnbrücke bei Weilburg.

35. Lahnbrücke bei Wetzlar im Bezirk der Reichsbahndirektion Frankfurt (Main) (Abb. 42).

Über jeder der drei Öffnungen zwei eingleisige Überbauten mit parallelgurtigen Fachwerkträgern von je 32 m Stützweite.

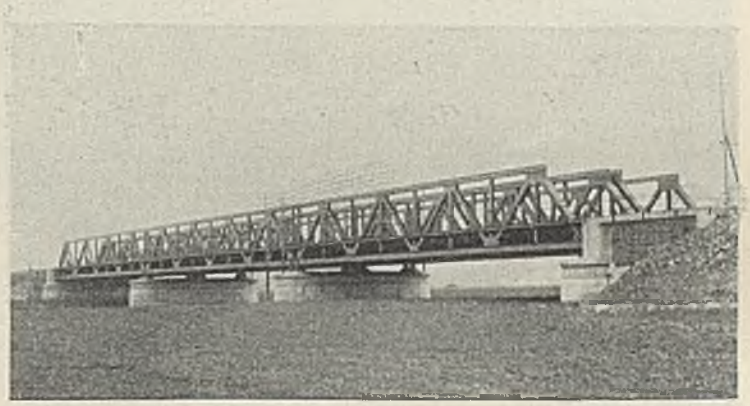


Abb. 42. Lahnbrücke bei Wetzlar.

36. Lahnbrücke bei Hohenrhein im Bezirk der Reichsbahndirektion Frankfurt (Main) (Abb. 43).

Über jeder der beiden Öffnungen ein zweigleisiger Überbau mit parallelgurtigen Fachwerkträgern von je 70,50 m Stützweite.

Abb. 43. Lahnbrücke bei Hohenrhein.

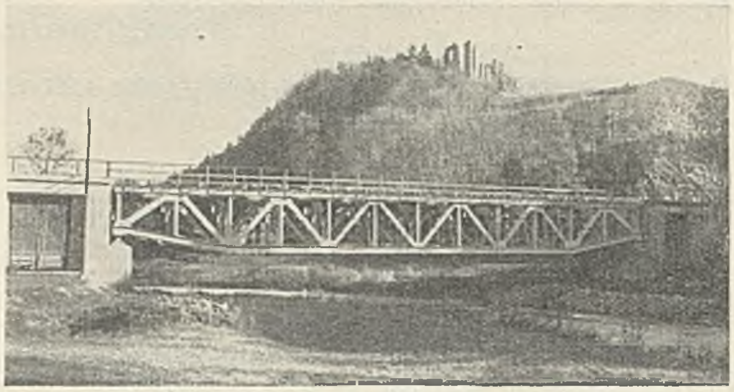


Abb. 44. Neckarbrücke zwischen Talhausen und Rottweil.

37. Neckarbrücke zwischen Talhausen und Rottweil im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 44).

Über dem Fluß im Gleis Horb—Rottweil ein eingleisiger Überbau mit unter der Fahrbahn liegenden Fachwerkträgern von 41,40 m Stützweite. Links und rechts der Flußöffnung je eine Wegunterführung von 5,6 m Lichtweite.

38. Kinzigbrücke bei Kehl im Bezirk der Reichsbahndirektion Karlsruhe (Abb. 45).

Zweigleisige Brücke über drei Öffnungen, von denen jede von einem zweigleisigen Überbau mit parallelgurtigen, 46,4 m weit gestützten Fachwerkträgern überbrückt wird.

39. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim im Bezirk der Reichsbahndirektion Ludwigshafen (Abb. 46).

Neben der bestehenden Eisenbahn- und Straßenbrücke wird eine neue zweigleisige Eisenbahnbrücke errichtet, nach deren Vollendung die alte Eisenbahnbrücke für den Straßenverkehr hergerichtet werden soll. Der Rhein wird in drei Öffnungen mit zweigleisigen Überbauten überbrückt, deren Hauptträger durchlaufende, parallelgurtige Fachwerkträger mit Rautenausfachung von je 91,3 m Stützweite sind. Die Pfeiler und Widerlager sind im Druckluftverfahren gegründet worden. Die stählernen Überbauten werden teils auf festen Gerüsten, teils im freien Vorbau aufgestellt. Die Arbeiten sind schon so weit vorgeschritten, daß mit ihrer Vollendung im Sommer dieses Jahres gerechnet werden kann. In der Abb. 46 sieht man links die alte Straßen- und Eisenbahnbrücke, rechts die neue Brücke im Bau.

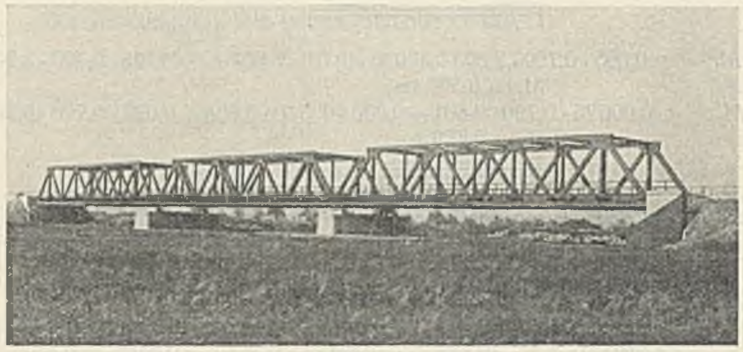


Abb. 45. Kinzigbrücke bei Kehl.

B. Brücken mit Walzträgern in Beton und massive Brücken.

40. Unterführung der Hüttenstraße in Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 47).

Der Überbau, der 15 Gleise trägt, besteht aus einbetonierten Walzträgern, die auf den beiden Widerlagern und auf zwei stählernen, rahmenartigen, vielfach gestützten Gebilden aufruhen. Die Stützweiten der Träger sind 6,02—13,56—6,02 m.

41. Kreuzungsbauwerk an der Waagenstraße in Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 48).

Die Decke dieses Bauwerks besteht auch aus einbetonierten Walzträgern, die auf den beiden Betonwiderlagern und zwischen ihnen auf einem aus Walzträgern gebildeten Portal aufruhen. Die Stützweiten der Träger sind 4,72 und 8,72 m.

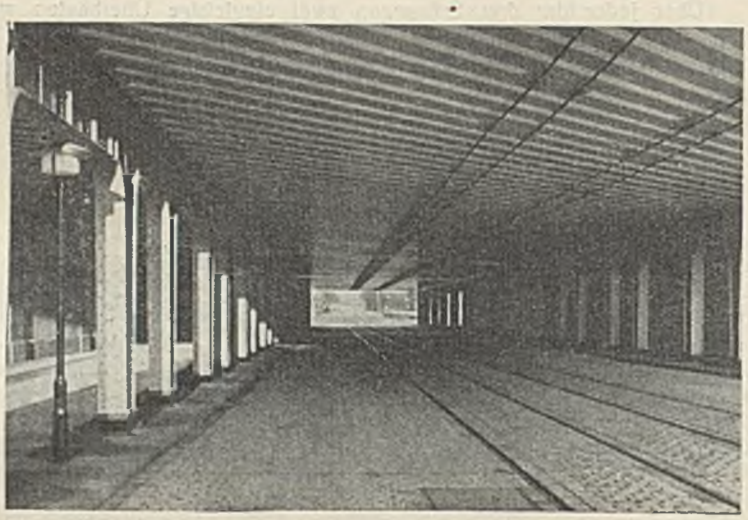


Abb. 47. Unterführung der Hüttenstraße in Düsseldorf.

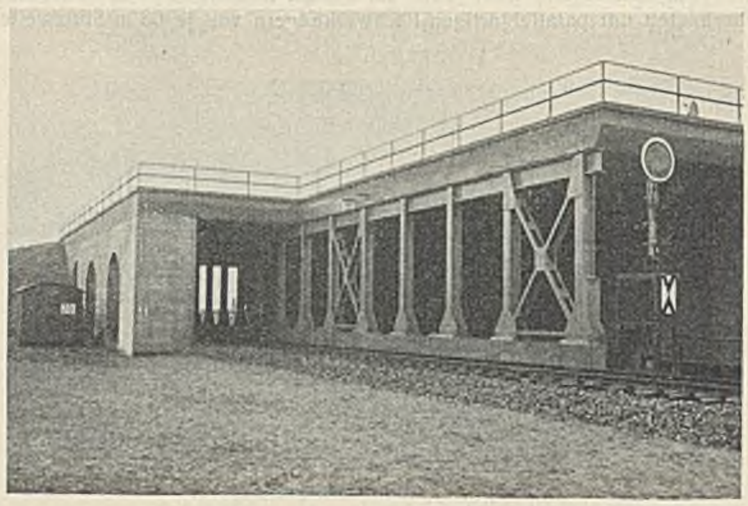


Abb. 48. Kreuzungsbauwerk an der Waagenstraße in Düsseldorf.

Abb. 49. Unterführung der Nemitzer Straße in Stettin.

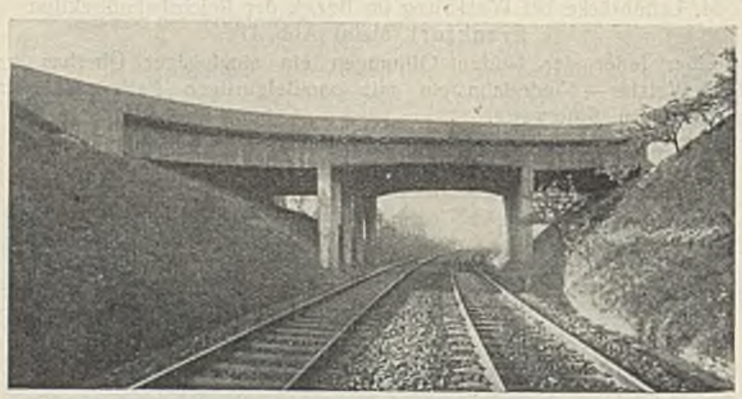


Abb. 50. Überführung der Zeppelin-Straße in Stuttgart.

42. Unterführung der Nemitzer Straße in Stettin im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin (Abb. 49).[1]

Zwei eingleisige, über vier Öffnungen durchlaufende Eisenbetonüberbauten auf Eisenbetonzwischenstützen. Die Stützweiten betragen 4,45—8,90—8,90—4,45 m.

[1]) Abhandlung in Vorbereitung.

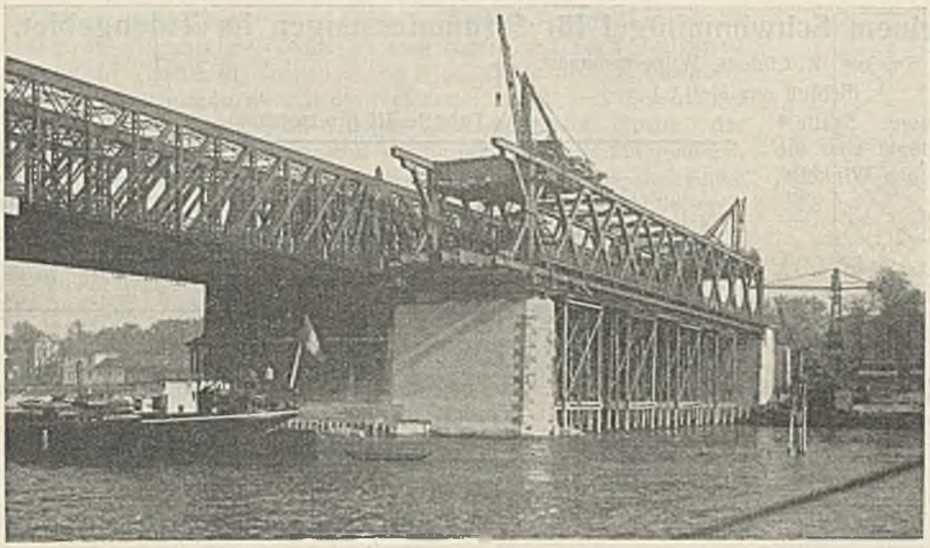


Abb. 46. Rheinbrücke zwischen Ludwigshafen und Mannheim.

43. Überführung der Zeppelin-Straße in Stuttgart im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 50).

Über drei Öffnungen durchlaufender Eisenbetonüberbau mit Eisenbetonzwischenstützen. Die Stützweiten betragen 9,0—14,0—9,0 m.

Abb. 51. Eingleisige Brücke über das Einödtal.

44. Eingleisige Brücke über das Einödtal auf der Strecke Tuttlingen—Hattingen im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 51).

Fünf stahlbewehrte, eingespannte Betonbogen von je 28,30 m Spannweite. Die Höhe über der Talsohle beträgt 29 m.

45. Zweigleisige, gewölbte Brücke über den Osterbeck-Kanal in Hamburg im Bezirk der Reichsbahndirektion Altona (Abb. 52).

Das 20 m weit gespannte Gewölbe besteht aus Ziegelmauerwerk. Die Stirnmauern sind aus Beton hergestellt und mit Ziegeln verkleidet.

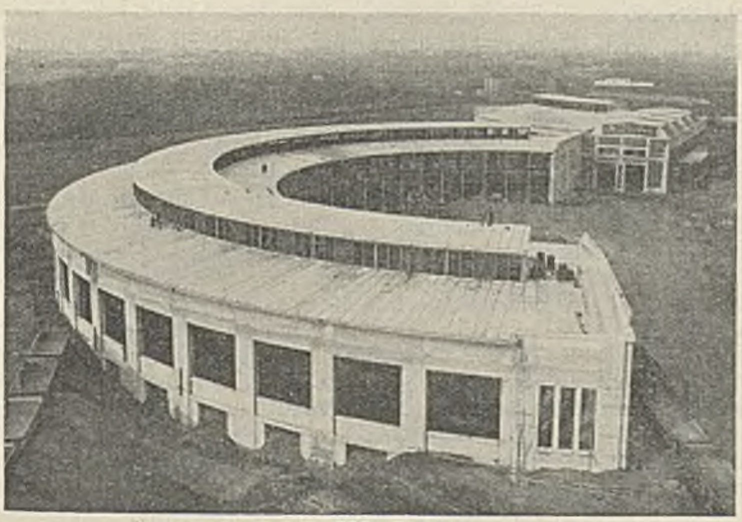


Abb. 53.
Lokomotivschuppen auf dem Bahnhof Düsseldorf-Derendorf.

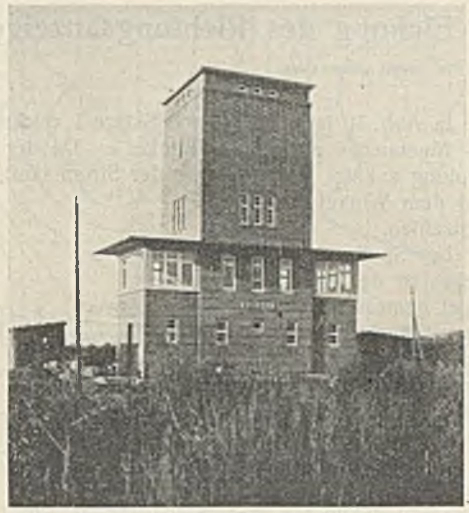


Abb. 55. Wasserturm und Stellwerk auf dem Bahnhof Ahlhorn.

C. Ingenieurhochbauten.

46. Lokomotivschuppen auf dem Bahnhof Düsseldorf-Derendorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 53).

Der Lokomotivschuppen umfaßt 31 Stände. Die 28,24 m weit

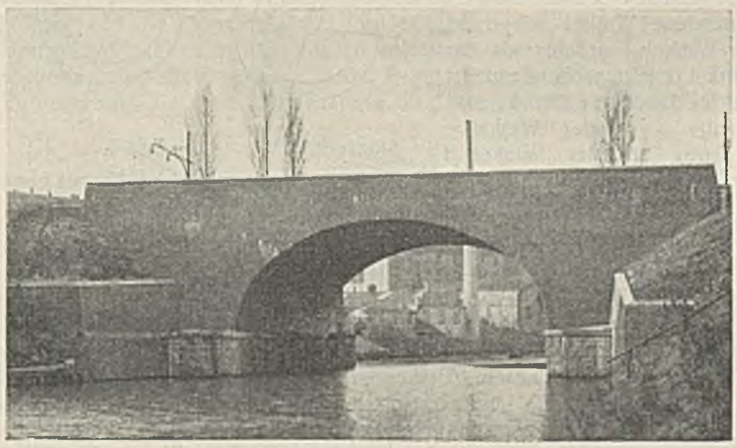


Abb. 52. Zweigleisige Brücke über den Osterbeck-Kanal in Hamburg.

gestützten Binder sind stählerne Fachwerkträger. Der Baustoff der Umfassungswände und der Dacheindeckung besteht aus bewehrtem Beton. Die Oberlichter liegen in den senkrechten Wänden der Aufsatzhaube.

47. Wasserturm auf Bahnhof Osterfeld-Süd im Bezirk der Reichsbahndirektion Essen (Abb. 54).

Der ganz aus Stahl gebildete Wasserturm hat ein Fassungsvermögen von 1000 m³.

48. Wasserturm und Stellwerk auf dem Bahnhof Ahlhorn im Bezirk der Reichsbahndirektion Oldenburg (Abb. 55).

Die Tragkonstruktion, die Decken und der Behälter bestehen aus Eisenbeton, die Umfassungswände aus Oldenburger Klinkern. Der Behälterinhalt mißt 50 m³.

(Schluß folgt.)

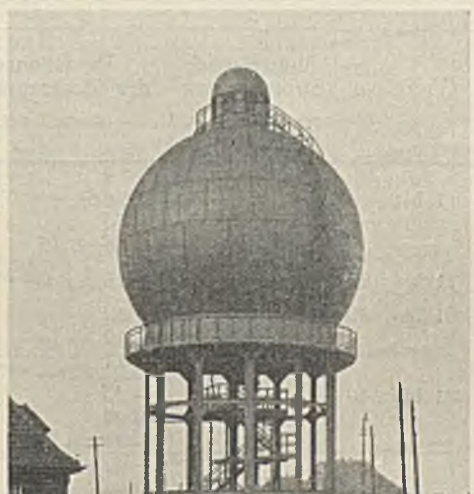


Abb. 54.
Wasserturm auf Bahnhof Osterfeld-Süd.

Eichung des Richtungsanzeigers in einem Schwimmflügel für Strommessungen im Tidengebiet.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Lüders, Wilhelmshaven.

(Schluß aus Heft 6.)

In Abb. 10 ist dieses durch Skizze 1 zeichnerisch erläutert. Spalte 4 des Meßbuches ergibt den Winkel α. Da der Schwimmflügel aber die Richtung anzeigt, nach welcher der Strom läuft, d. h. also den Winkel β, sind dem Winkel α noch 180° zuzuzählen.

In Spalte 6 des Meßbuches ist der vom Schwimmflügel gemessene Winkel zwischen Flügelachse und Magnetnadel eingetragen. Der Unterschied zwischen den Spalten 5 und 6 ist dann die gesuchte Deviation. Spalte 8 enthält die bereits erwähnten Wertbezeichnungen für die Eichwerte.

Welches Vorzeichen die Deviationswerte erhalten müssen, ist aus Abb. 10, Skizzen 2 u. 3 zu ersehen. Linie A—B (Skizze 1) ist die (mißweisende) Stromrichtung, die durch den Winkel β (Spalte 5) festgelegt ist. Der von dem Richtungsanzeiger des Schwimmflügels gemessene Winkel sei γ. Ist der Winkel γ größer als der Winkel β (Skizze 2), dann ist die Deviation westlich, also negativ. Ist der Winkel γ kleiner als der Winkel β (Skizze 3), dann ist die Deviation östlich, also positiv.

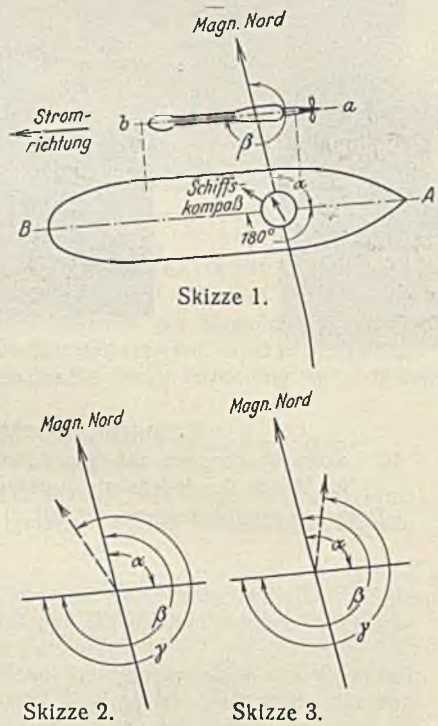


Abb. 10. Bestimmung des Vorzeichens der Deviation.

III. Die Auswertung der Messungsergebnisse.

Die gemessenen Deviationswerte besitzen eine mehr oder weniger große Streuung, da es auch bei sorgfältigster Durchführung der Eichung nicht möglich sein wird, fehlerfreie Werte zu erhalten. Der Richtungsanzeiger gibt die Winkel von 2 zu 2° an, es kann also hier schon ein Fehler von ± 2° auftreten. Ferner ist zu beachten, daß zwischen Gabel und Führungsdraht ein genügend großer Spielraum vorhanden sein muß, so daß auch hier unvermeidliche Fehler auftreten können. Außerdem kann durch örtlich auftretende Strompendelungen oder Wirbel der Flügelapparat während der Messung etwas aus seiner parallelen Lage zur Schiffsachse gedrängt werden, usw.

Es muß also versucht werden, aus den gemessenen Deviationswerten die Solldeviation zu finden und außerdem auch die Größe der Deviation auf den nicht gemessenen Kursen zu bestimmen.

Tabelle III.

1	2	3	4	5
Gruppe	Mißweisende Stromrichtung (Spalte 5 d. Tab. II)	Deviationswerte des Richtungsanzeigers (Spalte 7 d. Tab. II)	Mittelbildung für die „erste Annäherung" Richtung	Deviation
Grad	Grad	Grad	Grad	Grad
1 bis 10	6	+ *16* *)	7	+ 16
	7	+ *15*		
	8	+ *16* + *16*		
11 bis 20	12	+ 16	12	+ 16
21 bis 30	23	+ 13	24	+ 12
	24	+ 12		
	25	+ 11		
31 bis 40	33	+ *15*	36	+ 20
	34	+ 24		
	37	+ *19*		
	39	+ *21*		
41 bis 50	42	+ *20*	46	+ 20
	49	+ *19*		
51 bis 60	56	+ *12* + *16*	57	+ 13
	57	+ *15* + *13*		
	58	+ *14*		
	59	+ *7*		

*) Bemerkung: Normalwerte sind mit gewöhnlichen, Stauwasserwerte mit *schrägen*, Starkstromwerte mit **fetten** Ziffern bezeichnet.

Tabelle III (Fortsetzung).

1	2	3	4	5
Gruppe	Mißweisende Stromrichtung (Spalte 5 d. Tab. II)	Deviationswerte des Richtungsanzeigers (Spalte 5 d. Tab. II)	Mittelbildung für die „erste Annäherung" Richtung	Deviation
Grad	Grad	Grad	Grad	Grad
61 bis 70		keine Meßwerte	—	—
71 bis 80	77	+ 5 + 3 + 5	77	+ 4
	78	+ 2 + 4		
81 bis 90	90	— 6	90	— 6
91 bis 100	91	— 3 — 3 — 7	93	— 7
	92	± 0		
	94	— *14*		
	98	— *16*		
101 bis 110	102	— *18*	102	— 18
111 bis 120		keine Meßwerte	—	—
121 bis 130		„ „	—	—
131 bis 140	138	— 30	139	— 31
	139	— 31		
141 bis 150	143	— 31	143	— 31
151 bis 160	153	— 29	155	— 22
	154	— 32		
	155	— 27 — 31 — **11** — **17**		
	156	— 26 — 24 — **20** — **14**		
	158	— **16**		
161 bis 170	164	— 30	164	— 30
171 bis 180		keine Meßwerte	—	—
181 bis 190	187	— 25	188	— 26
	188	— 26		
191 bis 200	193	— 25	197	— 25
	197	— 27		
	199	— 25 — 23		
201 bis 210	207	— 25	209	— 27
	209	— 31		
	210	— 26		
211 bis 220	212	— *8*	212	— 8
221 bis 230		keine Meßwerte	—	—
231 bis 240		„ „	—	—
241 bis 250	249	— 11 — 13	249	— 11
	250	— 10		
251 bis 260	251	— 23	257	— 9
	252	— 10		
	258	— 12 — 8 + **10**		
	260	— **8** — **14** — **8**		
261 bis 270	261	— **9** — **17** — **19**	261	— 15
271 bis 280		keine Meßwerte	—	—
281 bis 290		„ „	—	—
291 bis 300	299	+ *5*	300	+ 5
	300	+ *4*		
301 bis 310	301	+ *7*	302	+ 8
	302	+ 8		
311 bis 320		keine Meßwerte	—	—
321 bis 330		„ „	—	—
331 bis 340	334	+ 20	338	+ 13
	338	+ 18		
	339	+ 15		
	340	+ 6 + 4		
341 bis 350	343	+ 11	346	+ 10
	344	+ 8		
	345	+ 9 + 3		
	347	+ 11 + 17 + 15		
	348	+ *12*		
	350	± 0		
351 bis 360	351	+ 9	355	+ 11
	352	+ 12		
	355	+ *13*		
	359	+ *13* + 9		

Zunächst werden die Messungsergebnisse für jede Tauchtiefe gesondert aus dem Messungsbuche (Tabelle II) ausgezogen und nach Sollkursen geordnet. In Tabelle III, Spalten 2 und 3 ist dieses für die Tauchtiefe 3 m geschehen. Sodann werden die Meßwerte, die in dem Bereich der Kurse von 10 zu 10° liegen, zu Gruppen zusammengefaßt (Spalte 1 der Tabelle III). Von jeder Gruppe wird das arithmetische Mittel gebildet, und zwar sowohl das der Deviationswerte wie auch das der Kurse (Tabelle III, Spalten 4 und 5). Nun werden die erhaltenen Mittelwerte auf dem jeweilig ermittelten Kurse von einem Kreise aus, dessen Umfang 360 mm beträgt, radial nach außen bzw. innen aufgetragen, und zwar die positiven Werte nach außen, die negativen nach innen. Der Maßstab ist 1° = 1 mm. Abb. 11 zeigt die Auftragung. Man erkennt, daß die Punkte etwa auf dem Umfange einer Ellipse verteilt liegen. Es wird jetzt die Ellipse gezeichnet, die sich in ihrem Verlauf am besten der Punktreihe anschmiegt. Dieses geschieht am einfachsten, indem man zuerst aus freier Hand die Ellipse entwirft und die Größe und Lage der Achsen bestimmt. Dann wird die Ellipse aus den gefundenen Achsen auf durchsichtiges Papier gezeichnet und auf den Kreis mit den Meßpunkten so gelegt, daß möglichst viele Punkte auf dem Umfange der Ellipse oder in dessen Nähe liegen.

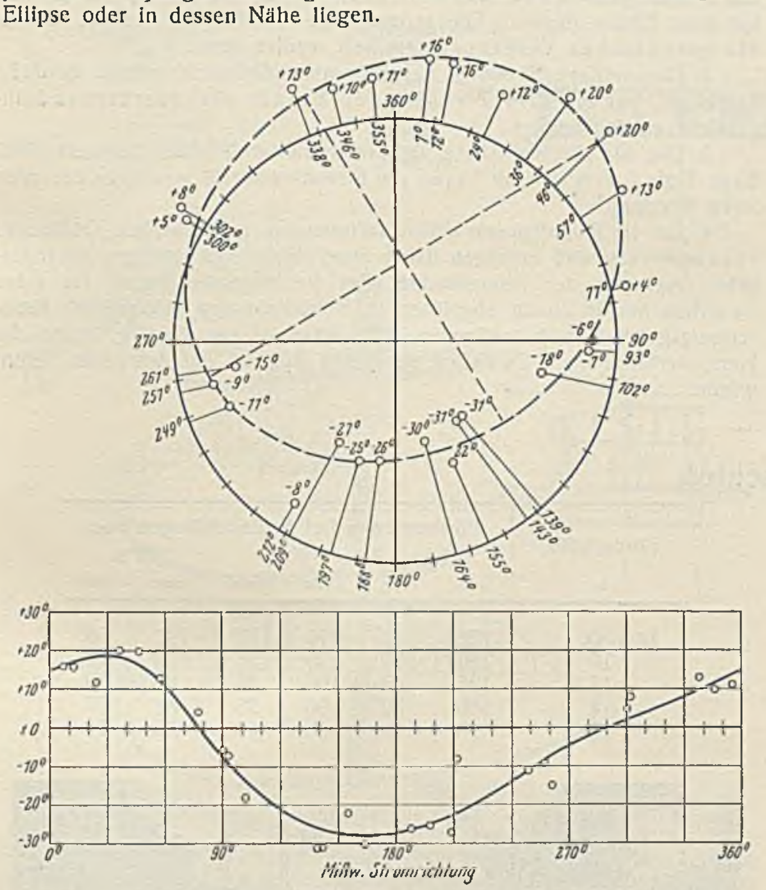


Abb. 11.
Die Deviationsellipse und die Deviationskurve für die 3-m-Tauchtiefe.

Ist die beste Lage der Ellipse auf diese Weise ermittelt, so wird diese in den Kreis eingezeichnet. Nunmehr können für alle Kurse die Deviationswerte unmittelbar abgelesen werden. Der Verlauf der so gefundenen Deviationskurve für die 3-m-Tauchtiefe ist in Abb. 11 unten dargestellt.

Sind nach diesem Verfahren für sämtliche Tauchtiefen die Ellipsen gefunden, dann werden die Solldeviationen

a) von 10 zu 10° und

b) auf den aus Tabelle III erhaltenen Mittelkursen abgelesen.

Die von 10 zu 10° erhaltenen Werte werden nun, wie Abb. 12 zeigt, aufgetragen und es werden die Punkte gleich großer Deviationen miteinander verbunden. Das so entstehende Bild weist im Verlaufe der Linien gleicher Deviationswerte Unregelmäßigkeiten auf, welche durch die Ungenauigkeit bei dem ersten Entwerfen der Ellipse (der „ersten Annäherung") entstanden sind. Auf Abb. 12 bewirkt z. B. die 2-m-Tauchtiefe auf sämtlichen Linien gleicher Deviation auf den Kursen von 0° bis 180° Ausbauchungen; hierdurch ist angezeigt, daß die in der „ersten Annäherung" gefundene Ellipse in ihrer Größe oder Lage zu verändern ist. Nach welcher Richtung die Veränderung vorzunehmen ist, ergibt ein Vergleich der auf den Mittelkursen abgelesenen Deviationswerte mit den betreffenden Mittelwerten der Tabelle III, Spalte 4 und 5.

Für diesen Vergleich ist nun die Wertbezeichnung „Normalwerte" „Stauwasserwerte" und „Starkstromwerte" zu beachten. Von dem

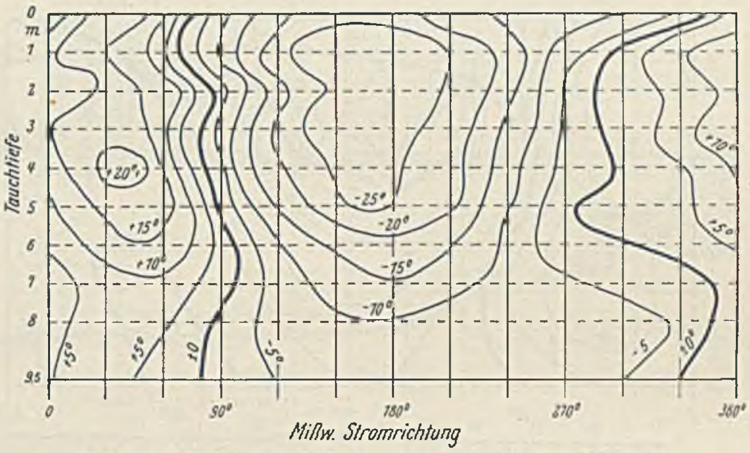


Abb. 12. Kurven gleicher Deviation (erste Annäherung).

Gesichtspunkte ausgehend, daß die Starkstromwerte am unzuverlässigsten seien, wurden deren Werte, die von der Solldeviation der „ersten Annäherung" eine größere Abweichung als ± 10° besaßen, für die weitere Untersuchung vorläufig nicht mehr berücksichtigt. Bei den Stauwasserwerten wurde diese Grenze auf ± 12° festgesetzt und bei den Normalwerten auf ± 14°. Diese Grenzen sind vollkommen willkürlich gewählt; sie sollen nur dazu dienen, eine schärfere Auswahl der Mittelwerte für die „zweite Annäherung" treffen zu können.

Sind die Ellipsen der „ersten Annäherung" nach diesem Verfahren verbessert worden, dann werden nochmals die Deviationen von 10 zu 10° abgelesen und die Linien gleicher Größe gezeichnet. Sollten immer noch Unregelmäßigkeiten in den Kurven auftreten, dann müßte das Verfahren nochmals wiederholt werden. In der Regel wird man aber schon nach der Verbesserung der ersten Annäherung die Unregelmäßigkeiten im Kurven-

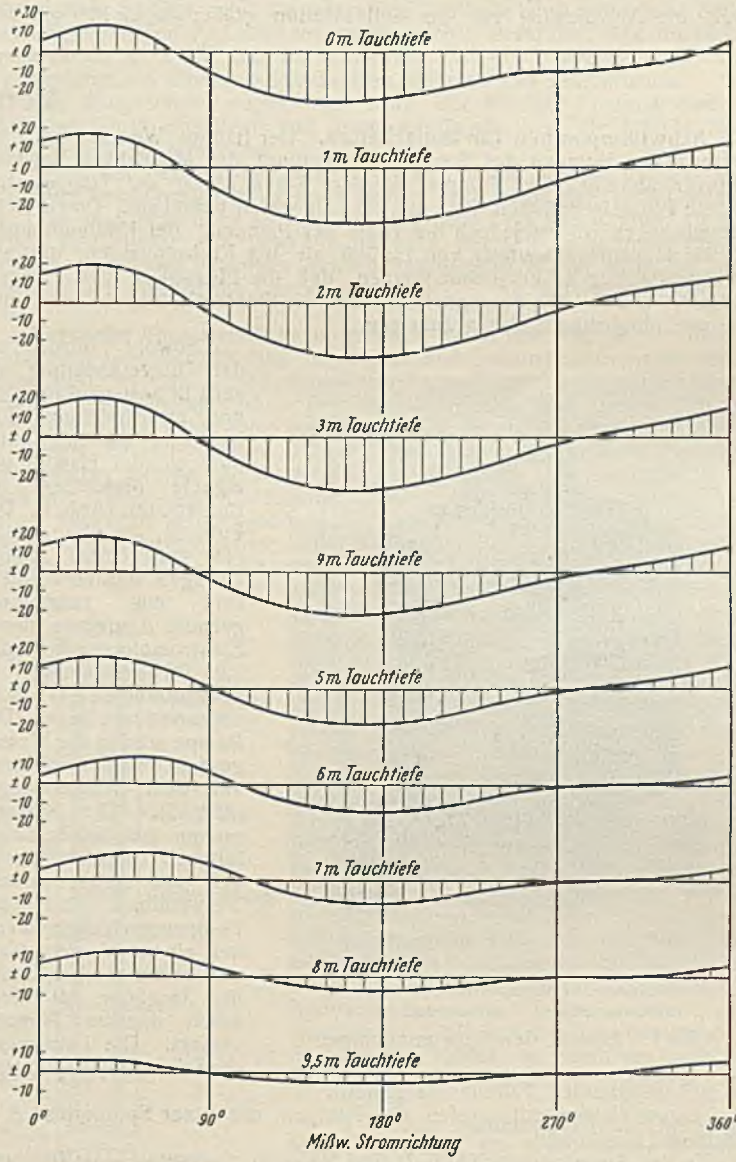


Abb. 14.
Zusammenstellung der graphisch ermittelten Deviationskurven.

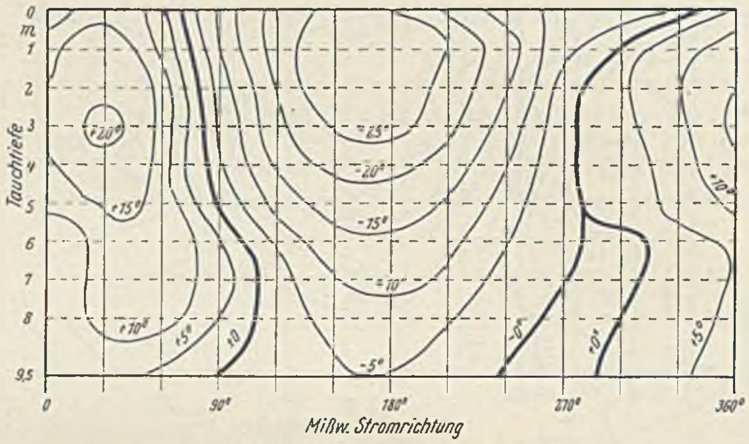


Abb. 13. Kurven gleicher Deviation (endgültig ausgewertet).

verlauf beseitigt haben. Abb. 13 zeigt das im vorliegenden Beispiel erhaltene endgültige Bild von den Linien gleicher Deviationsgrößen. Die endgültigen Deviationskurven für alle Tauchtiefen sind in Abb. 14 (S. 101) zusammengestellt.

Um die Streuung der gemessenen Deviationswerte zahlenmäßig ausdrücken zu können, sind (nach Thorade) die Abweichungen δ der einzelnen Meßwerte gegen die graphisch erhaltenen Deviationskurven gebildet und die mittleren Fehler der Beobachtung $\varepsilon = \sqrt{\Sigma \delta^2 : (n - 1)}$ für jede Tauchtiefe berechnet worden (n = Anzahl der Beobachtungswerte einer Tauchtiefe).

Es wurde auch hier wieder unterschieden zwischen Normalwerten, Stauwasser- und Starkstromwerten, und zwar nach den bereits oben angegebenen Gesichtspunkten. Von den gesamten 848 Meßwerten wurden für die Berechnung der mittleren Streuung 40 Werte ausgeschieden, weil ihre Abweichung von der Solldeviation größer als $\pm 14°$ bei den Normalwerten, $\pm 12°$ bei den Stauwasserwerten und $\pm 10°$ bei den Starkstromwerten war.

Im ganzen sind also rd. 95% aller Meßwerte für die Berechnung der mittleren Streuung herangezogen worden. Wie sich die 40 ausgeschiedenen Werte auf die einzelnen Tauchtiefen verteilen, geht aus Tabelle I, Spalten 3 und 4 hervor. Das Ergebnis der Berechnung der mittleren Streuung für die einzelnen Tauchtiefen ist in Tabelle I, Spalte 5 eingetragen.

Die mittlere Streuung der Gesamtwerte ist dann $\frac{\Sigma n\,\delta}{\Sigma n} \approx \pm 5°$.

Die Größe der Deviation in der 9,5-m-Tauchtiefe liegt zwischen den Grenzen $+6°$ und $-4°$, das sind 10° Unterschied, d. h. $\pm 5°$. Dieses ist gleich der mittleren Streuung, so daß man annehmen kann, daß die Deviationstiefe der „Ahne" etwa bei 10 m Tauchtiefe liegt. Von 10 m ab hat also die Deviation praktisch den Wert Null erreicht.

Zusammenfassung.

1. Die Eichung der Kompaßnadel im Richtungsanzeiger des Schwimmflügels „Mulde" hat ergeben, daß die Deviationswerte bei einer Entfernung des Flügelapparates von 2,60 m von der Reeling des Schleppers „Ahne" auf einer Ellipse liegen. Die genaue Lage der Ellipsen konnte durch ein graphisches Verfahren ermittelt werden kann.

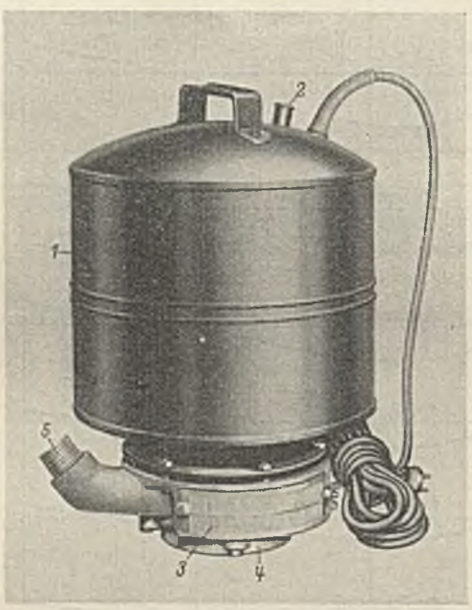
2. Die mittlere Streuung der gesamten Meßwerte wurde zu $\pm 5°$ berechnet, was für die Zwecke der Praxis als ausreichend angesehen werden kann.

3. Die Deviationstiefe des verwendeten Schiffes liegt etwa bei 10 m Tiefe. Von hier ab liegen die Deviationswerte innerhalb der mittleren Streuung.

4. Die im Flügelapparat selbst auftretenden magnetischen Kräfte sind veränderlich und erzeugen daher eine, wenn auch geringe, veränderliche Deviation der Kompaßnadel des Richtungsanzeigers. Da diese Deviation nur in einem absoluten (d. h. vollkommen eisenfreien) Beobachtungsgebäude sich bestimmen läßt, wäre es zweckmäßig, wenn die Herstellerfirma diese Deviation für jeden Apparat auf Anfordern liefern würde.

Vermischtes.

Schwimmpumpen für Bauarbeiten. Der häufige Wechsel des Einsetzens von Pumpen bei Bauarbeiten bedingt die Möglichkeit leichter Ortsveränderung. Die Pumpen werden daher häufig auf Traggestelle, leichte Profileisenrahmen oder auf ein Fahrgestell aufgebaut. Durch diese Einrichtungen wächst jedoch die Höhe der Pumpen. Bei Kolbenpumpen ist die Höhenlage weniger von Einfluß als bei Kreiselpumpen, die am zweckmäßigsten so eingebaut werden, daß die Flüssigkeit den Pumpen zuläuft. Die in der Flüssigkeit enthaltenen Sinkstoffe haben dann nur geringe Möglichkeit, sich abzusetzen.



1 Schwimmboje. *2* Frischluftventil. *3* Saugsieb. *4* Pumpenkörper. *5* Schlauchanschluß.

Abb. 1. Ansicht der Schwimmpumpe.

Sowohl hinsichtlich der Ortsveränderung als auch in bezug auf leichten und zweckmäßigen Einbau sind die Schwimmpumpen (der Hawig) geeignete Maschinen für Bauarbeiten (Abb. 1). Die Pumpen, die ohne weiteres von einem Manne getragen werden können, sind eng zusammengebaute Aggregate, deren Elektromotoren (0,5 oder 1,2 PS Leistung) in Schwimmbojen (1) dicht abgeschlossen liegen. Die Pumpe wird in das Wasser gesenkt und schwimmt auf dem Wasserspiegel (Abb. 2). Die Kreiselpumpe hat keine Saugleitung, da die Flüssigkeit von selbst zuläuft. Verwendbar sind die Pumpen auch dann, wenn bei einem Wasserspiegel von mehr als 7 m unter der Saughöhe die Saugarbeit anderer Pumpen versagt. Die Leistungen der Schwimmpumpen sind in nebenstehender Tabelle dargestellt.

Förderhöhe	Fördermenge bei Schlauchlängen von					
	30 m		60 m		90 m	
m	l/min	l/min	l/min	l/min	l/min	l/min
0	225	120	170	87	140	68
10	160	77	125	56	110	44
15	125	49	100	38	85	30
18	100	32	90	26	65	20
20	90	20	80	16	50	14

Einen Wasserstrahl werfen die Pumpen mit einer Sprengdüse 8 m hoch und 15 m weit.

In den Ansaugstutzen (Abb. 1) sind Siebe (3) eingesetzt. Alle Bestandteile des geförderten Wassers, die die Maschen der Siebe durchlassen, können auch durch die Pumpe getrieben werden. Um die Siebe nicht zu häufig reinigen zu müssen, benutzt man vielfach einen zusätzlichen Filterkorb aus Weidengeflecht, in den die Pumpe gesetzt wird. Durch den Korb entsteht eine große Filterfläche, die sich nicht vollsetzen kann. An den Pumpen kann ein Quecksilberschalter angebracht sein, der den Strom selbsttätig ausschaltet, wenn der Wasserzufluß aufhört, und bei neuem Wasserzufluß wieder einschaltet. R.—

Abb. 2. Schwimmpumpe in einer Baugrube.

Eisenbahnbrücke über den Kali-Progo. In Niederländisch-Indien wurde im Zuge der Staatlichen Hauptbahn Batavia—Soerabaja eine eingleisige Brücke über den Kali-Progo gebaut, die bezüglich der Spannweite, Systemwahl, baulichen Durchbildung und des Bauvorgangs bemerkenswert ist[1]). Für die Hauptträger allein wurden Ersparnisse von 40 % gegenüber einer einfachen Fachwerkbalkenbrücke und für das gesamte Bauwerk Ersparnisse von 30 % errechnet. Das Gesamtstahlgewicht der 138 m langen Überbauten beträgt nur 493 t. Der Baugrund besteht aus Fels.

Das in Abb. 1 dargestellte System des Überbaues könnte man zunächst als einen Balkenträger auffassen, dessen festes Auflager O auf einem Kragträger $DAOB$ ruht und dessen bewegliches Lager durch die Pendelwand SE gebildet wird. Da jedoch die Pendelwand nicht lotrecht,

Abb. 1.

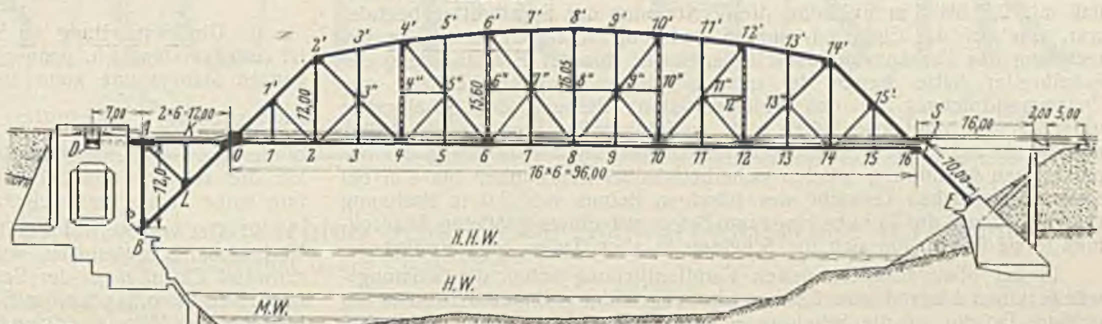


Abb. 4a. Abb. 4b.

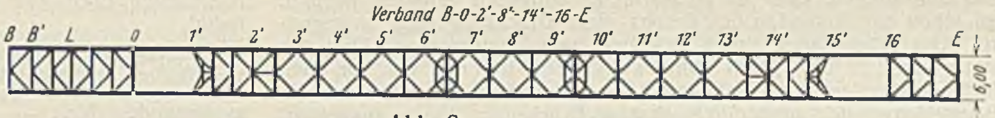


Abb. 2.

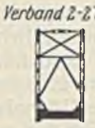


Abb. 4c.

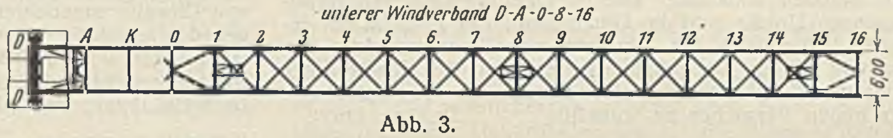
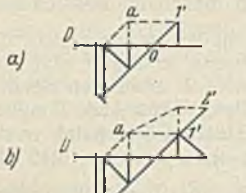


Abb. 3.

Abb. 4d.



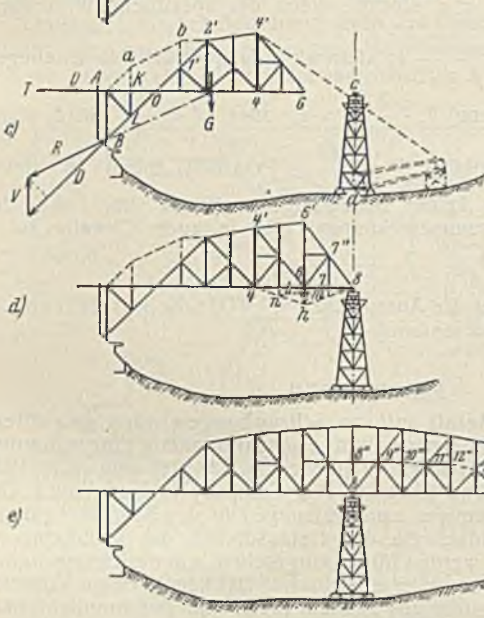


Abb. 5a bis e.

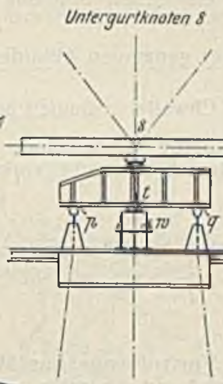


Abb. 5f.

sondern geneigt ist, entstehen bei lotrechter Belastung außer den lotrecht gerichteten Auflagerkräften auch waagerecht gerichtete Teilkräfte. Das System ist somit in statischer Beziehung als Bogen anzusprechen. Die waagerecht wirkende Auflagerkraft wirkt insofern günstig, als sie nicht nur der in den Stäben DAO des Kragträgers wirkenden Zugkraft entgegenwirkt, sondern auch den ganzen Untergurt des eingehängten Trägers wesentlich entlastet und auch zur Verminderung der Stabkräfte in den Füllgliedern beiträgt. Man kann in diesem Zusammenhang von einer gewissen Ähnlichkeit mit dem System der Straßenbrücke über die Elbe bei Riesa sprechen, bei der Parabelfachwerkbrücken gewählt sind, in die künstlich eine der Untergurtzugkraft entgegenwirkende Druckkraft dadurch eingeführt ist, daß in den beiderseitigen Mauerwerkskammern auf Hebeln gelagerte Gewichte wirken. Das ganze Tragwerksystem kann auch als unsymmetrischer Dreigelenkbogen aufgefaßt werden, bei dem eines der Kämpfergelenke auf einem Kragträger ruht; die eine Gelenkscheibe des Dreigelenkbogens wird dann durch das Fachwerk 0 — 2' — 14' — 16 — 0, die andere Gelenkscheibe durch die Pendelwand SE gebildet; als Scheitelgelenk gilt der Punkt S.

Dem gewählten System wird außer dem Vorteil geringen Gewichts eine große Steifigkeit nachgerühmt.

Abb. 2 zeigt in abgewickeltem Grundriß den Verband entlang dem Untergurt des Kragträgers, Obergurt des eingehängten Trägers und der Pendelwand, während Abb. 3 den Verband in Richtung des Kragträgerobergurts und des Untergurts des eingehängten Trägers zeigt. Die Kräfte des unteren Windverbandes des eingehängten Trägers werden von dessen Auflagerpunkten aus auf dem kürzesten Wege in den Ebenen OB und SE weitergeleitet. Die Wind- und Querverbände sind so angeordnet und ausgefacht, daß in den Hauptträgern möglichst geringe Nebenspannungen auftreten (Abb. 2, 3, 4a bis 4d). In dieser Beziehung ist besonders der Querverband der Abb. 4c günstig.

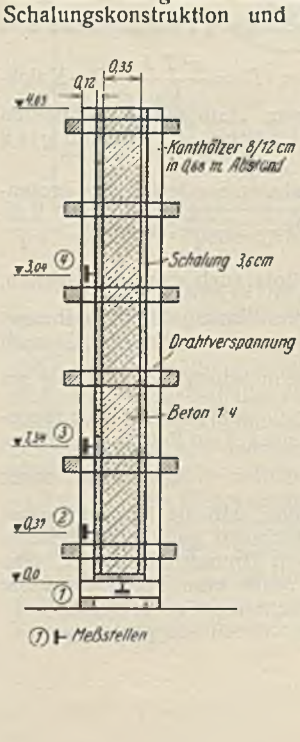
[1]) Nach Prof. Bijlaard in De Ingen. 1931, Heft 42.

Den bemerkenswerten Bauvorgang zeigen Abb. 5a bis 5c, Abb. 5f in größerem Maßstabe die vorübergehende Auflagerung des Untergurtknotenpunktes 8 auf dem Gerüstturm. Da der Bau der Brücke naturgemäß in die regenarme Zeit verlegt wurde, war es möglich, einen Gerüstturm in der Mitte des Bauwerks vorzusehen. Die zwischenzeitlich erforderlichen Stäbe sind gestrichelt angedeutet. Einer weiteren Erläuterung bedürfen Abb. 5a bis f, die die einzelnen Zustände des von einer Seite aus vorgetriebenen Freivorbaues zeigen, nicht. Beachtlich sind die Hilfskonstruktion 4—h—8 und die Hilfsstäbe 10''—11'' und 12''—13'' zur Vermeidung von Überbeanspruchungen während des Freivorbaues.

Die Hauptträger wurden im Werk der Königl. Niederländischen Maschinenfabrik aufgelegt und zusammengepaßt, um die Arbeiten auf der Baustelle zu erleichtern.

Wenn das beschriebene System für eine unter dichtem Verkehr von schweren Betriebsmitteln liegende Brücke auch nicht als Vorbild dienen kann, so muß man doch anerkennen, daß nach Lage der besonderen örtlichen Verhältnisse das gewählte Bauwerk mit seinem geringen Eigengewicht und seiner günstigen Aufstellungsmöglichkeit eine technisch und wirtschaftlich vorzügliche Lösung darstellt. Dr. Kollmar, Berlin.

Versuche über den Schalungsdruck bei Gußbeton. Unter dieser Überschrift berichten Dr.-Ing. Schinkel und Schönfelder in der Bautechn. 1931, Heft 51, S. 723, über Versuche zur Ermittlung des Schalungsdruckes bei Betonbauwerken des Mittellandkanals und sprechen dabei den Wunsch aus, es möchten weitere ähnliche Versuche angestellt werden. In diesem Zusammenhange dürfte es interessieren, daß beim Bau der Echelsbacher Brücke im Jahre 1929 eine ähnliche Untersuchung, wenn auch mit einfacheren Mitteln, durchgeführt wurde[1]), da zuverlässige Angaben über den Schalungsdruck noch nicht vorlagen. Seine Kenntnis war aber von großer wirtschaftlicher Bedeutung, da die Bemessung der Schalungskonstruktion und damit der Aufwand an Schalholz für den größten Teil des 130 m weit gespannten Doppelbogens davon abhing. Der Betoniervorgang war wohl abschnittweise vorgesehen, aber bei der Pfeilhöhe des Bogens von 31,8 m Höhe ergaben sich trotzdem an den steilen Bogenenden bedeutende Betonhöhen, in den Kämpferlamellen sogar bis zu 10 m für einen Betonierabschnitt.



Um bei der Schalungsberechnung den tatsächlichen Verhältnissen nahe zu kommen, wurde ein Vorversuch an der Baustelle durchgeführt. Entsprechend der Konstruktion der Bogentragrippen als rechteckiger Hohlquerschnitt mit 35 cm starken Wänden wurde in einer Baugrube eine gleich starke Wand mit 4,65 m Höhe zwischen Schalung nach nebenstehender Abbildung mit Beton im Mischungsverhältnis 1 : 4 und 52 cm Ausbreitmaß betoniert. Dabei wurden mit wachsender Füllhöhe die Bewegungen der Schalbretter relativ zu den senkrechten Riegeln mittels Zeiss'scher Meßuhren an

[1]) Dr.-Ing. Ferdinand Düll u. Dipl.-Ing. Rudolf Gerhart, Die Echelsbacher Brücke, der weitestgespannte Melanbogen, S. 37. Berlin 1931, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

den in der Abbildung bezeichneten Stellen beobachtet. Es ergab sich, daß mit 2,5 bis 3 m Füllhöhe die Verformung der Schalbretter beendet war, was auf das Eintreten einer Silowirkung schließen läßt. Die Berechnung des Druckes auf die Flächeneinheit aus der Formänderung der Schalbretter hätte wegen der unvermeidlichen Ungenauigkeiten, wie Zusammendrückung an den Auflagerstellen, Reibung der Schalbretter untereinander, ungleiche Stärke u. ä., zu fehlerhaften Ergebnissen geführt und wurde daher unterlassen. Für die Bemessung der Schalung bei der praktischen Ausführung wurden sicherheitshalber Druckhöhen bis 4 m bei einem spezifischen Gewicht des flüssigen Betons von 2,0 in Rechnung gestellt. Trotz der Verwendung von Beton mit einem größeren Ausbreitmaß (etwa 65 cm) hat sich die Schalung in allen Teilen gut bewährt.

In der obengenannten neuen Veröffentlichung haben die Schalungswände einen Abstand von 1,90 m, was wegen der geringeren Silowirkung größere Drücke auf die Schalung erwarten ließe; dagegen ist der Betonspiegel viel langsamer, in 2 bis 3 Stunden auf die Höhe des größten Druckes angestiegen, auch ist zu wärmerer Jahreszeit betoniert worden, so daß schon das Abbinden des Betons einer Drucksteigerung entgegenwirkte. Der Höchstdruck ergab sich bei einem Betonspiegel über der Meßstelle von 1,15 bis 2,10 m Höhe, wobei die Witterung, von der eben die Abbindezeit des Betons abhängt, von merkbarem Einfluß war. Da der Baustellenversuch an der Echelsbacher Brücke im Winter ausgeführt und bei der geringen Betonmenge sehr rasch durchgeführt wurde, sind die größeren Betonhöhen erklärlich. Die bei dem Versuch am Mittellandkanal gemessenen Drücke sind im Durchschnitt das 1,9fache der jeweils vorhandenen Betonhöhen, die Annahme eines Raumgewichtes des flüssigen Betons von 2,0 für die Schalungsberechnung der Echelsbacher Brücke war daher richtig, die Annahme eines Druckes von 4 m Betonhöhe jedoch nach den neuen Versuchen zu vorsichtig. Dr.-Ing. Düll.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Erneuerung der Brücken über den Obergraben und Untergraben bei Steele. Zu dieser in der Bautechn. 1931, Heft 53, veröffentlichten Abhandlung von Reichsbahnoberrat Krabbe seien folgende Bemerkungen gestattet: Die S. 743 gesperrt gedruckte Feststellung, daß „die Knicksicherheit des aus den beiden Streben und dem Halbrahmen gebildeten Systems größer als die der halben Druckstrebe allein" sei, ist m. E. nicht zutreffend, da die zugrunde gelegte Knickbedingung Gl. 18 mit Rücksicht auf ihre Herleitung an einen symmetrischen Biegelinienverlauf gebunden ist und daher nur eine Teillösung vorstellt. Das allgemeine Knickproblem ist (bei Verwendung der in dem Aufsatze gewählten Bezeichnungen) etwa folgendermaßen zu behandeln: Gegeben ist ein Druckstab der Länge $2\,l$, dessen Mittelpunkt elastisch quergestützt wird; das Maß dieser Querstützung wird durch den spezifischen Widerstand $A = \frac{1}{\nu} + \frac{1}{\delta_a}$ der angespannten Zugstrebe und des biegesteifen Halbrahmens festgelegt. Für eine beliebige, nicht symmetrisch verlaufende infinitesimale Biegelinie sind die Differentialgleichungen der beiden Äste aufzustellen und die vier zu befriedigenden Randbedingungen sowie die erforderliche Elastizitätsgleichung anzuschreiben. Die $=$ Null gesetzte Nennerdeterminante des Systems der Bedingungsgleichungen liefert dann die allgemeine Knickbedingung; sie zerfällt in die beiden gleichberechtigten Forderungen I.) $\sin \frac{l}{a} = 0$ und II.) $\frac{1}{\varkappa} + A = 0$ und liefert folgendes Ergebnis: Solange der vorhandene spezifische Widerstand $A < \frac{2\,D}{l}$ ist, erhält man als Lösung $\frac{l}{a} < \pi$, somit für die Knickkraft $D < \frac{\pi^2\,T\,J}{l^2}$; ist hingegen ein $A \geqq \frac{2\,D}{l}$ vorhanden, dann wird die Knickbedingung I.) maßgebend und liefert die von A unabhängige Lösung $\frac{l}{a} = \pi$, $D = \frac{\pi^2\,T\,J}{l^2}$. Die Knicksicherheit eines aus zwei Streben und einem Halbrahmen gebildeten Systems ist somit allgemein kleiner oder höchstens ebenso groß wie die der halben Druckstrebe allein.

Wenden wir diese allgemeine Lösung auf den Sonderfall des Rautenfachwerks an, dann ist wegen $Z = |D|$ jedenfalls $\frac{1}{\nu} > \frac{2\,D}{l}$, somit $A > \frac{2\,D}{l}$ und daher $D = \frac{\pi^2\,T\,J}{l^2}$. (Dieses Ergebnis würde auch dann noch gelten, wenn die Biegesteifigkeit der Zugstrebe und die Wirkung des Halbrahmens nicht in Rechnung gestellt wird, da der angegebene Wert für D auch noch dem Grenzfalle $A = \frac{2\,D}{l}$ zugehört; wenn jedoch die Belastung am untersuchten Querträger angreift, dann ist $Z < |D|$, und man muß den Biegewiderstand der Zugstrebe bzw. des Halbrahmens z. T. in Rechnung stellen, um $A \geqq \frac{2\,D}{l}$ und damit $D = \frac{\pi^2\,T\,J}{l^2}$ zu erhalten.) Wir können somit für den Sonderfall des Rautenträgers feststellen, daß die Knicksicherheit des aus den beiden Streben und dem Halbrahmen gebildeten Systems immer ebenso groß ist wie die der halben Druckstrebe allein; eine Erhöhung dieses Sicherheitsgrades ist auch durch eine besonders steife Ausbildung der Zugstrebe und des Halbrahmens nicht zu erzielen.

Brünn. E. Chwalla.

Erwiderung.

1. Die Feststellung im Schlußsatze der vorstehenden Ausführungen ist selbstverständlich, denn ganz unabhängig von der Knicksicherheit des ganzen Stabsystems kann die Druckstrebe für sich allein bei der Belastung $D = \frac{\pi^2\,T\,J}{l^2}$ natürlich stets nach zwei Halbwellen ausknicken; daran hindert sie selbst eine starre Stützung in der Mitte nicht. Deshalb habe auch ich die selbstverständliche Forderung gestellt, daß die Druckstrebe auf ihre halbe Länge knicksicher sein muß.

2. Der von Herrn Prof. Dr.-Ing. Chwalla angezweifelte symmetrische Verlauf der Biegelinie ist, wie ich bereits in meiner Erwiderung auf einen Einwand Chwallas in der Bautechn. 1928, Heft 8, S. 104, nachgewiesen habe, stets vorhanden, mit Ausnahme des Sonderfalles, daß die Ausbiegung der Mitte $\delta = 0$ und gleichzeitig die hier vorhandene Stützkraft gleich Null wird. In diesem Falle tritt bei entsprechend großem D das Ausknicken nach zwei Halbwellen ein. Dieser Sonderfall ist damit erledigt.

3. Ich stimme Prof. Chwalla darin zu, daß bei hinreichend kleinem spezifischen Widerstande der elastischen Stütze die Knicklast des Stabsystems den Wert $\frac{\pi^2\,T\,J}{l^2}$ nicht erreicht. Um diesen im übrigen auch wohl selbstverständlichen Nachweis zu führen, bedarf es aber nicht des von Chwalla angedeuteten umständlichen Verfahrens, er ergibt sich auch bei der Annahme einer mit Ausnahme des unter 2. erledigten Sonderfalles stets vorhandenen symmetrischen Biegelinie. Aus Abb. 7 meiner Abhandlung über den in der Mitte elastisch gestützten Druckstab in der Bautechn. 1927, Heft 51, S. 746ff., ergibt sich ohne weiteres, daß der Knickfall bereits bei $\frac{l}{a} < \pi$ eintritt, wenn der spezifische Widerstand der elastischen Stützung $\frac{1}{\delta_a}$ so klein wird, daß (mit den Bezeichnungen in der genannten Abbildung) $\delta_a \cdot \frac{2\,D}{a} > \pi$ oder $A < \frac{2\,D}{\pi\,a}$ wird, nicht, wie Chwalla irrtümlich angibt, $A < \frac{2\,D}{l}$. Praktisch haben so kleine spezifische Widerstände keine Bedeutung; daß sie im Falle des Rautenträgers nicht vorkommen können, gibt ja auch Chwalla zu.

Krabbe.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Patentschau.

Vortreibrohr aus Metall mit zu Schraubengewinden gewelltem Mantel und einem in sein Innengewinde schraubenartig eingreifenden hohlen Treibkern. (Kl. 84c, Nr. 528 976 vom 4. 9. 1923 von Raymond Concrete Pile Company in New York.) Um die Klemmungen und Pressungen in den Schraubengängen zu vermeiden, die das Herausdrehen des Treibkerns erschweren, werden Mittel vorgesehen, um das Herausdrehen des Treibkernes zu erleichtern. Das kegelförmige Vortreibrohr 71 besteht aus dünnem Blech und ist schraubenförmig gewellt, hat auch ein Innengewinde, in das das Außengewinde eines Treibkerns 72 eingreift. Der Kern 72 sitzt drehbar an dem Rammkopf 73 und kann durch einen Schneckentrieb 74, 75 gedreht werden. Das Mitdrehen des Kopfes 73 verhindern seitliche Lappen 76. Beim Eintreiben des Vortreibrohres wird sein Mantel durch das Gewicht des Kerns vollständig abgestützt. Um die Loslösung des Kerns von dem Vortreibrohr zu erleichtern, macht man die Höhe der Schraubenrippen des Kerns kleiner als die Höhe der Schraubennuten des Vortreibrohrs, so daß Zwischenräume 115 (Abb. 2) entstehen, die das Anliften des Kerns ermöglichen. Zum gleichen Zweck sind in verschiedenen Höhenlagen des hohlen Kerns Öffnungen 80 vorgesehen, durch die am oberen Ende des Kerns mittels eines Nippels 81 ein flüssiges oder gasförmiges Druckmittel in den Zwischenraum zwischen Rohr und Kern eingeführt werden kann. Um zu verhindern, daß das Rohr mitgedreht wird, wenn der Kern ausgeschraubt werden soll, sind an der Außenseite des Vortreibrohres in verschiedenen Höhenlagen seitliche Lappen 82 vorgesehen, die in den Boden eingreifen.

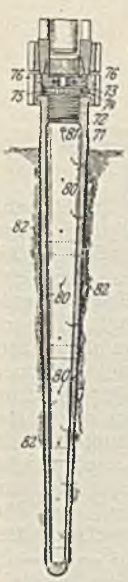


Abb. 1.

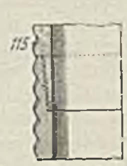


Abb. 2.

INHALT: Vereinfachte Berechnung durchlaufender Träger. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1931. (Fortsetzung.) — Eichung des Richtungsanzeigers in einem Schwimmflügel für Strommessungen im Tidengebiet. (Schluß.) — Vermischtes: Schwimmpumpen für Bauarbeiten. — Eisenbahnbrücke über den Kali-Progo. — Versuche über den Schalungsdruck bei Gußbeton. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.