## DIE BERECHNUNG VON SPUNDWÄNDEN NACH KREY.

Von Regierungsbauführer Niebuhr in Potsdam.

Übersicht: Ableitung und Darstellung der Abhängigkeit des Sicherheitsgrades n von der Rammtiefe t auf Grund der von "Krey" aufgestellten Gleichungen über die Standsicherheit von Spundwänden unter gleichzeitiger Bezugnahme auf die "Freundsche" Theorie zur Berechnung von Bohlwänden.

Das im Jahre 1926 in dritter Auflage erschienene Buch "Erddruck und Erdwiderstand" von Krey enthält unter Abschnitt VII eine Reihe von Formeln über die Standsicherheit von Spundwänden. Insbesondere werden hier die freistehende, unverankerte Spundwand, die einseitig hinterfüllte unverankerte und verankerte Spundwand untersucht. Jedoch beschränkt sich der Verfasser darauf, die sich aus den Gleichgewichtsbedingungen ergebenden Ausgangsgleichungen aufzustellen. Diese sind im allgemeinen recht umständlich und für den Gebrauch in der Praxis ungeeignet. Es erscheint daher angezeigt, durch Umformung zweckmäßigere und für die Praxis brauchbarere Formeln zu schaffen.

Um von der auftretenden größten Spannung unmittelbar auf den für die Standsicherheit des Bauwerkes allein maßgebenden Sicherheitsgrad schließen zu können, wird im folgenden als die eine veränderliche Größe der Sicherheitsfaktor n einzusetzen sein. Die zweite Veränderliche stellt dann die Rammtiefe t dar, die zweckmäßig als Vielfaches der freien Länge h  $(t=\nu h)$  ausgedrückt wird. Aus der sich durch Umformung und Elimination der Ausgangsgleichungen ergebenden Endgleichung erhält man dann eine Beziehung zwischen  $\nu$  und n, so daß für jeden frei gewählten Sicherheitsgrad die zugehörige Rammtiefe unmittelbar ermittelt werden kann. Die gebräuchlichsten Belastungsfälle werden im folgenden der Reihe nach behandelt.

1. Die freistehende unverankerte Spundwand. Die Ausgangsgleichungen nach "Krey" lauten:

(I) 
$$P + \gamma \frac{b+c}{2} d - \gamma \frac{b t}{2} = o.$$

(II) 
$$P(h + t) + \gamma \frac{b+c}{2} \cdot \frac{d^2}{3} - \gamma \frac{b t^2}{6} = o.$$

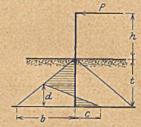


Abb. 1. Die freistehende unverankerte Spundwand.

Die Bezeichnungen ergeben sich aus Abb. r. Nach Elimination von derhält man die Gleichung:

$$b + c = \frac{\left(b t - \frac{2 P}{\gamma}\right)^2}{b t^2 - \frac{6 P}{\gamma}(h + t)}.$$

Wird entsprechend dem oben Gesagten gesetzt für:

$$t = v h$$
  
 $b = \lambda_p t = \lambda_p v h (\lambda_p = Beiwert für passiven Erddruck$   
 $c = \frac{b}{n} = \frac{1}{n} \lambda_p v h$ 

$$\frac{P}{n} = P'$$

so erhält man die Endgleichung:

$$n = \frac{r^4 h^4 - 6 P' v h^2 (r + v)}{4 P'^2 + 2 v^2 h^2 P' + 6 P' v h^2}.$$

Nach Zusammenfassung der noch vorhandenen Konstanten P' und h durch  $\frac{P'}{h^2}=C$  lautet die Gleichung:

$$n = \frac{\frac{v^4}{C} - 6 v(1 + v)}{+C + 2 v^2 + 6 v}.$$

Die so ermittelte Endgleichung hat eine sehr einfache Form. Sie stellt eine Kurvenschar 4. Grades dar mit dem Parameter C. Für bestimmte C-Werte lassen sich ohne Schwierigkeit für jedes v die zugehörigen n-Werte ermitteln. Für C = 1, 2 und 3 erhält man z. B.

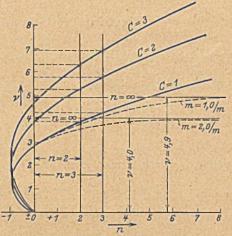


Abb. 2. Darstellung der Abhängigkeit zwischen n und  $\nu$  bei der freistehenden Spundwand.

			All the second second
ν	$\frac{C=1}{n}$	$\frac{C=2}{n}$	$\frac{C=3}{n}$
I	- 0,92	- 0,72	— o,59
2	— o,83	<b>—</b> I,00	- 0,96
3	+ 0,22	— o,72	- 0,94
4	+ 2,26	+ 0,13	- 0,51
5	+ 5,30	+ 1,51	+ 0,31
6		+ 3,41	+ 1,50
7		+ 5,82	+ 3,05
8			+ 4,96

Graphisch aufgetragen ergeben die errechneten Werte die in Abb. 2 dargestellten Kurven. Aus ihnen lassen sich die erforderlichen Rammtiefen ohne weiteres ablesen. Wird z. B. eine zweifache Sicherheit vorgeschrieben, so ergeben sich folgende Rammtiefen:

für 
$$C = 1$$
;  $t = \sim 4.0 \text{ h}$   
..  $C = 2$ ;  $t = \sim 5.2 \text{ h}$   
..  $C = 3$ ;  $t = \sim 6.3 \text{ h}$ 

Die bisher angestellten Untersuchungen geschahen unter der stillschweigenden Voraussetzung, daß es sich um eine starre Wand handelt, daß also die Elastizität des Bodens sowohl wie die der Wand unberücksichtigt bleiben kann. Während für geringere Rammtiefen diese Annahme unbedenklich gemacht werden darf, muß die Vernachlässigung des elastischen Verhaltens von Spundwand und Boden für größere Rammtiefen zu falschen Resultaten führen. Unter Benutzung der von "Freund" aufgestellten Theorie zur Berechnung von Bohlwänden (veröffentlicht in der Zeitschrift für Bauwesen Jahrgang 1919, S. 482) ergeben sich für verschiedene Werte des Biegsamkeitsmaßes m  $\left(m = \sqrt[4]{\frac{Eob}{4 EJ}}\right)$  die in Abb. 2 gestrichelt eingetragenen Kurven. Der Sicherheitsgrad n wird von einer

bestimmten Rammtiefe ab  $\infty$  (nämlich dann, wenn es sich um einen "langen Stab" handelt oder nach "Freund"  $\lambda \ge 1.5$  wird), nähert sich aber mit kleiner werdendem  $\nu$  sehr schnell den

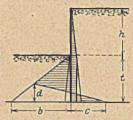


Abb. 3. Die einseitig hinterfüllte, unverankerte Spundwand.

Werten der starren Wand. Das Bild zeigt, daß die Vernachlässigung der Elastizität erst von m > 2,o/m zu größeren Fehlern führt. Für  $m \le 2,o$  sind die Unterschiede innerhalb der üblichen Sicherheitsgrade n=2 bis 3 unerheblich. Die Gleichung (1) kann daher für alle Werte  $m \le 2,o/m$  unbedenklich verwendet werden, zumal die genauere Berechnung günstigere Werte ergibt.

#### Die einseitig hinterfüllte, unverankerte Spundwand.

Die Ausgangsgleichungen nach "Krey" lauten:

(I) 
$$\gamma \frac{\lambda_a h^2}{2} + \gamma \lambda_a h t + \gamma (b+c) \frac{d}{2} - \gamma \frac{b t}{2} = o$$

(II) 
$$\gamma \, \frac{\lambda_a \, h^a}{6} + \gamma \, \frac{\lambda_a \, h \, t^2}{2} + \gamma \, (b \, + \, c) \, \frac{d^2}{6} - \gamma \, \frac{b \, t^2}{6} = o$$

Werden wieder die oben gewählten Bezeichnungen eingeführt, so erhält man nach Elimination von d:

(2) 
$$n = \frac{\lambda \left[\lambda v^5 + (2 \lambda - 3) v^4 + (\lambda - 9) v^3 - 10 v^2 - 5 v - 1\right]}{-\lambda v^4 + 4 v^3 + (2 \lambda + 8) v^2 + (\lambda + 5) v + 1}$$

Darin bedeutet  $\lambda$  das Verhältnis der Bodenbeiwerte für den passiven und aktiven Erddruck nach "Krey"  $\left(\lambda = \frac{\lambda_p}{\lambda_a}\right)$ . Wird dieser gleich rd. 10 angenommen, so ergibt sich

$$n = 10 \cdot \frac{10 v^5 + 17 v^4 + v^3 - 10 v^2 - 5 v - 1}{-10 v^4 + 4 v^3 + 28 v^2 + 15 v + 1}$$

Werden wieder wie oben für verschiedene p-Werte die entsprechenden n-Werte ermittelt und aufgetragen, so ergibt sich die in Abb. 4 dargestellte Kurve. Die Figur zeigt unter anderem, daß der in der Praxis als Faustregel übliche Wert

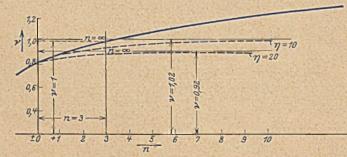


Abb. 4. Darstellung der Abhängigkeit zwischen n<br/> und  $\gamma$ bei der einseitig hinterfüllten, unverankerten Spundwand.

t = h einer rd. 3 fachen Sicherheit entspricht. Während sich überhaupt erst von einer Rammtiefe t > 0,82 h ein positiver Wert für n ergibt, wächst im übrigen mit zunehmender Rammtiefe der Sicherheitsgrad sehr schnell. Wird auch in vorliegendem Fall wieder der Einfluß der Elastizität auf Grund der von "Freund" aufgestellten Beziehungen untersucht, so muß jetzt die Beziehung zwischen n und  $\nu$  von  $\eta=\mathrm{m}\cdot\mathrm{h}$  (Biegsamkeitsmaß mal freier Rammlänge) abhängig gemacht werden. Für  $\eta=10$  und 20 ergeben sich die gestrichelt eingetragenen Linien. Sie nähern sich von  $\nu=0,82$  ab den Werten für die starre Wand. Im übrigen sind die Abweichungen innerhalb der üblichen Sicherhei sgrade  $\mathrm{n}=2\div3$  gering, solange  $\mathrm{n}<3$  und  $\mathrm{n}<20$  bleibt.

### 3. Die einseitig hinterfüllte, verankerte Spundwand.

Vorliegender Belastungsfall ist nicht mehr wie die vorhergehenden statisch bestimmt, sondern einfach statisch unbestimmt. Den drei Unbekannten Q, l und f (siehe Abb. 5) stehen aus den Gleichgewichtsbedingungen nur zwei Gleichungen gegen-

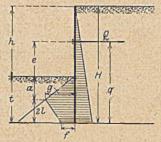
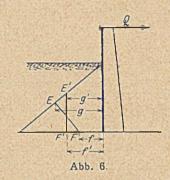


Abb. 5 Die einseitig hinterfüllte, verankerte Spundwand.



über. "Krey" umgeht diese Schwierigkeit dadurch, daß er die Spannungslinie EF (siehe Abb. 6) durch eine senkrechte Gerade E' F' ersetzt, so daß g'=f' wird. Dann lauten die Ausgangsgleichungen:

(1) 
$$Q + \gamma f t - \frac{\gamma f}{2} \cdot \frac{f t}{b} - \gamma \frac{\lambda_a H^2}{2} = o.$$

(II) 
$$Q q + \frac{\gamma f t^2}{2} - \frac{\gamma f}{2} \cdot \frac{f t}{b} \left( t - \frac{f t}{3 b} \right) - \gamma \frac{\lambda H^3}{6} = o.$$

Hierin bedeuten (siehe Abb. 5)

$$H = h + t,$$

$$q = e + t.$$

Wird jetzt f als Bruchteil von  $b=\frac{b}{n}$ , e als Bruchteil von  $h=\varphi h$  und für b wieder  $b=\lambda_p t$  geschrieben, so erhält man nach Elimination von Q für t eine Gleichung 3. Grades:

$$t^3 + c_1 h t^2 + c_2 h^2 t + c_3 h^3 = o.$$

Hierin bedeuten:

$$\begin{aligned} c_1 &= 3 \, n \, \frac{\varphi \, (1 - 2 \, n) \, \lambda + n^2 \, (\varphi + 1)}{\lambda \, (1 - 3 \, n^2) + 2 \, n^3}; \\ c_2 &= \, \frac{6 \, \varphi \, n^3}{\lambda \, (1 - 3 \, n^2) + 2 \, n^3}; \\ c_3 &= \, \frac{(3 \, \varphi - 1) \, n^3}{\lambda \, (1 - 3 \, n^2) + 2 \, n^3}. \end{aligned}$$

Für t wird wieder wie vor

$$t = v h$$

eingesetzt. Die gesuchte Beziehung zwischen  $\nu$  und n lautet dann:

(3) 
$$v^3 + c_1 v^2 + c_2 v + c_3 = 0.$$

Für bestimmte Werte von  $\lambda$  und  $\varphi$  lassen sich jetzt zu gegebenen Werten n die zugehörigen  $\nu$ -Werte ermitteln. Man erhält z. B. für  $\lambda=\text{10}$ :

n	$\frac{\varphi = 1,0}{\nu}$	$\varphi = 0.75$ $\nu$	$\varphi = 0.50$
I	0,38	0,34	0,30
2	0,47	0,44	0,39
3	0,61	0,57	0,49
5	0.95	10,0	0,79

Die graphische Auftragung der ermittelten Werte ergibt die Kurvenschar der Abb, 7. Der Sicherheitsgrad n nimmt fast geradlinig mit  $\nu$  zu. Für  $\nu=0.5$  ist je nach der Ankerlage eine 2 bis 3 fache Sicherheit vorhanden.

Die Größe der Ankerkraft Q erhält man aus:

$$Q = \gamma \left( \frac{\lambda_a H^2}{2} + \frac{t f^2}{2 b} - t f \right).$$

Umgeformt lautet die Gleichung für Q:

$$Q = \frac{\gamma h^2}{2} \; \lambda_a \left[ \; (1+\nu)^2 + \lambda \; \nu^2 \left( \frac{1}{n^2} - \frac{2}{n} \right) \right]. \label{eq:Q}$$

Die so ermittelten Formeln (3) und (4) können als erste Annäherung Verwendung finden, wenn auch die zugrunde-

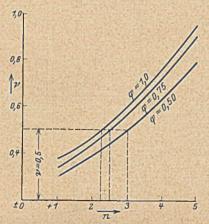
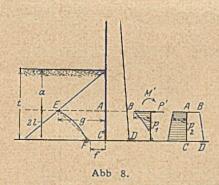


Abb. 7. Darstellung der Abhängigkeit zwischen n und  $\nu$  bei der einseitig hinterfüllten, verankerten Spundwand.



venn auch die zugrundegelegte Spannungslinie sicher nicht der Wirklichkeit entspricht.

Zum Nachweis der Brauchbarkeit obiger Formeln möge eine genauere Berechnung folgen. Wie oben erwähnt, stehen den 3 Unbekannten Q, f und l aus den Gleichgewichtsbedingungen nur 2 Gleichungen gegenüber. Die 3. noch fehlende Bestimmungsgleichung muß sich aus dem elastischen Verhalten der Spundwand ergeben.

In der Theorie zur Berechnung von Bohlwänden unterteilt Freund die Rammtiefe t der Spundwand in eine elastisch unwirksame Strecke a und eine elastisch wirksame Strecke 2 l. Während auf der ersteren Strecke die Spannungslinie geradlinig (Linie des passiven Erddruckes) verläuft, ist sie auf der letzteren gekrümmt. Die Grenzspannung g des Druckdiagrammes (siehe Abb. 8) gehört beiden Strecken an.

g muß daher den Bestimmungsgleichungen beider Strecken genügen. Für den unelastischen Teil läßt sich g als Abhängige von der Tiefe a:

$$g = \gamma \lambda_n a$$

darstellen. Für den elastischen Teil ist g zu ermitteln aus den auf der Strecke 2 l angreifenden Kräften. Hier sind zwei Belastungsfälle zu unterscheiden:

- a) Belastung durch die in A angreifenden Ersatzkräfte P $^{\prime}$  und M $^{\prime}$ ,
- b) Belastung durch die Druckfigur ABCD.
- a) Für den langen Stab, der hier vorausgesetzt sei, wird nach "Freund":

$$p_1 = 2 P'm + 2 M' m^2$$

(worin m wieder das Biegsamkeitsmaß =  $\sqrt[4]{\frac{E_0 b}{4 E J}}$  bedeutet).

Im Belastungsfalle b) möge (siehe Skizze) das Widerstandsdiagramm dem Belastungsdiagramm entsprechen. Dann wird:

$$p_2 = \gamma (a + h) \lambda_a$$

damit wird g:

$$g = p_1 + p_2 = 2 P' m + 2 M' m^2 + \gamma (a + h) \lambda_a$$

Aus den beiden Gleichungen für g ergibt sich die neue Gleichung:

$$\lambda_p a \gamma - \lambda_a (a + h) \gamma = 2 P' m + 2 M' m^2$$

oder mit den "Freundschen" Bezeichnungen:

$$k_p = \frac{\lambda_p \gamma}{2}$$
;  $k_a = \frac{\lambda_a \gamma}{2}$ 

$$k_p a - k_a (a + h) = P' m + M' m^2$$
.

Hierin bedeuten:

$$\begin{split} P' &= \, k_a \, (h \, + a)^2 - \, Q - k_p \, a^2; \\ M' &= \, \frac{k_a}{3} \, (h \, + a)^3 - \, Q \, (e + a) - \frac{k_p \, a^3}{3} \; . \end{split}$$

Die gesuchte III. Gleichung ist damit gefunden. Mit den beiden sich aus den Gleichgewichtsbedingungen ergebenden Gleichungen lauten dann in vorliegendem Fall die drei Bestimmungsgleichungen, wenn die Strecke EF (Abb. 8) zunächst geradlinig angenommen wird,

(I) 
$$Q = k_a (h + a + 2 l)^2 - k_p (a + 2 l)^2 + (b - f) l$$
.

(II) 
$$Q(e+a+2l) = \frac{k_a}{3}(h+a+2l)^3 - \frac{k_p}{3}(a+2l)^3 + (b-f)\frac{2}{3}l^2$$
.

(III) 
$$k_0 a - k_a (a + h) = P' m + M' m^2$$
.

Nach Elimination der Unbekannten Q und f erhält man für a = m a eine Gleichung 3. Grades:

(5) 
$$a^3 + c_1 a^2 + c_2 a + c_3 = 0.$$

Darin sind, wenn der Einfachheit halber  $1 \text{ m} = \lambda = 1,0$  gesetzt wird unter der Annahme, daß die vereinfachten Formeln für den "langen Stab" angenähert auch noch für  $\lambda = 1,0$  gelten,

$$\begin{split} c_1 &= -\frac{I}{3\,\mathrm{N}} \left[ (\mathrm{I} - \mathrm{k}) \left( \varepsilon + \mathrm{I} \right) + \eta \right] \,, \\ c_2 &= -\frac{I}{3\,\mathrm{N}} \left[ (\mathrm{I} - \mathrm{k}) \, \varepsilon + 2 \, \varepsilon \, \eta + \eta \right] \,, \\ c_3 &= -\frac{I}{3\,\mathrm{N}} \left( -\frac{\eta^3}{3} + \eta^2 \, \varepsilon + \eta \, \varepsilon \right) \,, \\ \mathrm{N} &= -\frac{2}{9} \left( \mathrm{I} - \mathrm{i} \mathrm{k} \right) . \end{split}$$

Es bedeuten:

$$\varepsilon = m e$$
;  $\eta = m h$ ;  $k = \frac{k_p}{k_p}$ 

Aus Gleichung (5) erhält man  $\alpha$  und damit auch  $a=\frac{\alpha}{m}$ . Die Bestimmungsgleichungen für Q und f lauten jetzt:

(6) 
$$b-f = \frac{k_a H^2 (H - 3 q) - k_p t^2 (t - 3 q)}{3 l q - 2 l^2}.$$

(7) 
$$Q = k_a H^2 - k_p t^2 + (b - f) 1$$

Hierin ist zu setzen:

$$H = h + a + 2 l;$$
  $q = e + a + 2 l;$   
 $t = a + 2 l.$ 

An einem Zahlenbeispiel mögen die Ergebnisse der genaueren Berechnung mit den Gleichungen (3) und (4) verglichen werden.

### Zahlenbeispiel.

Eine einseitig hinterfüllte, verankerte Spundwand ist zu bcrechnen.

Gegeben sei:

$$\begin{array}{ll} h &= \text{3,0 m;} \\ e &= \text{1,5 m;} \\ k_{\mathfrak{p}} &= \text{2,7 t/m}^3; \quad k_{\mathfrak{a}} = \text{0,27 t/m}^3; \\ \gamma &= \text{1,8 t/m}^3. \end{array}$$

Gesucht die erforderliche Rammtiefe t und der bei  $\lambda = 1,0$ vorhandene Sicherheitsgrad n.

Für die Bestimmung des Biegsamkeitsmaßs m $=\sqrt[4]{\frac{\text{Fob}}{4\text{ EJ}}}$ werden zugrundegelegt eine eiserne Spundwand, System "Larssen" II, mit:

$$J = \sim 8500 \text{ cm}^4$$
,  
 $E = \sim 2 \text{ 150 000 kg/cm}^2$ ,  
 $b = 100 \text{ cm}$ .

Der Elastizitätsmodul des Bodens kann mit: Eo =  $\sim$  100 kg/cm<sup>2</sup>

eingesetzt werden. Dann wird:

$$m = \sqrt[4]{\frac{10^2 \cdot 10^2}{4 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 2,15 \cdot 10^6}} = \frac{1}{52}$$
$$= \sim 0.02/\text{cm oder} = \sim 2.0/\text{m}.$$

Die Konstanten der Gleichung (5) c1; c2; c3 errechnen sich aus:

$$\varepsilon = \text{in } e = 2 \cdot 1,5 = 3,0;$$
 $\eta = \text{in } h = 2 \cdot 3,0 = 6,0;$ 
 $k = \frac{k_p}{k_a} = 10,0.$ 

$$c_1 = +5,0$$
;  $c_2 = -2,5$ ;  $c_3 = -9,0$ .

Die Auflösung der Gleichung (5) ergibt:

$$a = 1,40$$

und

$$a = \frac{a}{m} = \frac{1,40}{2} = 0,70 \text{ m}$$
.

Da  $\lambda = 1 \cdot m = 1,0$  gesetzt wurde, wird:

$$\begin{array}{lll} l &=& \frac{\lambda}{m} = \frac{1,0}{2} = 0.5; & 2 \ l = 1,0 \ m; \\ t &=& a + 2 \ l = 1,0 + 0.7 = \underline{1,70 \ m}; \\ H &=& h + t &=& 3.0 + 1.7 = \underline{4,70 \ m}; \\ q &=& e + t &=& 1.5 + 1.7 = \underline{3,20 \ m}. \end{array}$$

Nach Gl. (6) wird:

b — f = 
$$\frac{-29.3 + 61.6}{4.8 - 0.5}$$
 =  $\frac{32.3}{4.3}$  =  $\frac{7.5 \text{ t/m}^2}{4}$ 

und nach Gl. (7):

$$Q = 5.99 - 7.81 + 3.75 = 1.93 t.$$

Da b = 
$$2 k_p t = 2 \cdot 2.7 \cdot 1.7 = 9.2 t/m^2$$
, ergibt sich für f =  $9.2 - 7.5 = 1.7 t/m^2$ .

Bei der Ermittlung von f ist zu beachten, daß sich der errechnete Wert = 1,7t/m2 auf die oben geradlinig angenommene Spannungsverteilung E ÷ F bezieht. Die Linie E ÷ F ist jedoch in Wirklichkeit gekrümmt. Die genauere Ermittlung erfolgt nach den "Freundschen" Beziehungen:

(,,langer Stab") 
$$p = 2 P' m e^{-\phi} \cos \phi + 2 M' m^2 e^{-\phi} (\cos \phi - \sin \phi).$$

Mit: P' = 3.7 
$$-1.93 - 1.32 = +0.45$$
 t  
M' = 4.55  $-4.25 - 0.31 = -0.01$  t·m

erhält man für p, die in nachfolgender Tabelle zusammengestellten Werte:

x			P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	$p = p_1 + p_2$
0	+ 1,80	- 0,08	+ 1,72	+ 2,00	+ 3,72
0,2	+ 1,11	- 0,03	+ 1,08	+ 2,11	+ 3,29
0,4	+ 0,56	+ 0,00	+ 0,56	+ 2,21	+ 2,77
0,6	+ 0,20	+ 0,01	+ 0,2I	+ 2,32	+ 2,53
0,8	- 0,01	+ 0,02	+ 0,0I	+ 2,43	+ 2,44
1,0	- 0,10	+ 0,01	- 0,09	+ 2,54	+ 2,45

Die Werte p2 ergeben sich aus:

$$p_2 = 2 k_a (h + a + x).$$

Aus der Summe  $p_1+p_2=p$  erhält man die neue Spannungslinie E''  $\div$  F''. Die Abweichungen von der geradlinigen Spannungslinie E''  $\div$  F sind unerheblich (siehe Abb. 9). Ihr Einfluß auf die Berechnung von a und Q ist sehr gering

und kann vernachlässigt werden. Dagegen wird das neu ermittelte f" = 2,45 um 44% größer als das oben errechnete f. Unter Berücksichtigung dieser Korrektur errechnet sich der gesuchte Sicherheitsgrad n aus:

$$n = \frac{b}{f''} = \frac{9,2}{2,45} = 3,75 \text{ fach.}$$

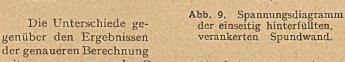
Demgegenüber erhält man aus Gl. (3) unter denselben Verhältnissen, d. h. für:

$$v = \frac{h}{t} = \frac{3,00}{1,70} = 0.57,$$

$$n = \sim 3.5 \text{ fach,}$$

und aus Gl. (4):

$$Q = 2,43 (2,47 - 1,60)$$
= 2,12 t.



mit n=3.75 und Q=7.95 t betragen weniger als 10% und liegen außerdem auf der günstigen Seite. Wie in den vorher behandelten Fällen, kann also auch hier zugunsten der Sicherheit auf Berücksichtigung der Elastizität verzichtet

Für die gebräuchlichsten Belastungsfälle sind damit eine Reihe von Formeln angegeben, die es nunmehr gestatten, unmittelbar aus dem geforderten Sicherheitsgrad die zugehörige Rammtiefe zu ermitteln. Im allgemeinen wird man sich mit einer 2- bis 3 fachen Sicherheit begnügen können. Die richtige Wahl der Bodenkonstanten ist dabei Voraussetzung für ein einwandfreies Ergebnis der Rechnung.

Die Untersuchungen haben ferner gezeigt, daß eine Berücksichtigung des elastischen Verhaltens der Spundwand nur in Ausnahmefällen bei besonders langen Wänden erforderlich wird. In allen anderen Fällen reichen die angegebenen Formeln zur Ermittlung der Standsicherheit vollkommen aus.

## STAUBECKENBRÜCKEN UND IHRE GESTALTUNG.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Ehnert, Dresden.

Bei dem Entwurf von Brücken, die im Rahmen eines Talsperrenprojektes und in der Folge einer Straßen- oder Eisenbahnverlegung den jeweiligen Verkehrsweg über das künftige Staubecken führen sollen, sind einige Faktoren zu berücksichtigen, die zu den allgemein im Brückenbau für die Entwurfsbearbeitung maßgebenden Gestaltungsgrundlagen hinzutreten. Besonders sind es die Betriebsverhältnisse einer Talsperre, die auf die Formgebung einer das Staubecken überquerenden Brücke von nicht unwesentlichem Einfluß sind.

Es liegt im Wesen jedes Bauwerks, daß es zunächst einen mehr oder minder großen Eingriff in seine Umgebung und in den sich in ihr abspielenden Betrieb oder Verkehr bedeutet. Durch den Bau einer Talsperre und den durch sie angestauten See werden sehr oft nicht nur unbedeutende Verkehrswege, sondern Hauptverkehrsadern zerschnitten, deren Wiederherstellung im Hinblick auf die bisher bestandenen Verkehrslängen besonders für den Nahverkehr, ferner auf die Lage der angrenzenden Ortschaften und nicht zuletzt auf die Unterhaltungskosten ohne umfangreiche Verlegung wünschenswert ist, auch verkehrstechnische Gründe können die möglichste Einhaltung der alten Linienführung bedingen. Andererseits wird man auch gelegentlich einer Straßen- oder Bahnverlegung bestehende Mängel in der Linienführung zu beseitigen anstreben, im allgemeinen aber - schon aus finanziellen Erwägungen heraus den Eingriff auf eine möglichst geringe Länge des alten Verkehrsweges beschränken. Dadurch ist von vornherein, im Gegensatz zu Brückenbauten im Zuge neuer Verkehrswege, der Fahrbahnhöhe der als Ersatz des künftig überstauten Verkehrsweges zu errichtenden Brücke eine sehr enge Grenze gesetzt.

Da andererseits die Höhe des Stauspiegels, wie die der Wasserstände, bei einer Strombrücke den Entwurf beeinflußt, so ist mit diesen beiden Abmessungen, der Fahrbahnhöhe und dem Stauspiegel, der Spielraum für das jeweils zu ermittelnde Brückensystem allgemein gegeben.

Im Gegensatz zu einer Strombrücke, die ja den äußeren Umständen nach am ehesten zum Vergleich herangezogen werden kann, fallen Rücksichten auf irgendwelchen Schiffsverkehr bei Staubeckenbrücken im allgemeinen weg. Ausnahmen bilden lediglich sogenannte Flußsperren; im übrigen wäre gegebenenfalls nur einem örtlichen Bootsverkehr eine geringe Durchfahrtshöhe freizugeben.

Man wird also eine solche Brücke zunächst als Talbrücke berechnen und bei gegebener Fahrbahnhöhe, Talhöhe und gegebenem Talquerschnitt die wirtschaftlichste Pfeilerentsernung und das zweckmäßigste Brückensystem ermitteln.

Nun wird im allgemeinen aus den oben angeführten Gründen die Differenz zwischen Fahrbahnhöhe und Normal-Höchststauspiegel nicht besonders groß ausfallen, so daß nur eine geringe, über Wasser liegende Konstruktionshöhe zur Verfügung steht. Sie kann also beispielsweise entweder einem nach der Stützlinie geformten Gewölbe gerade noch die lichte Höhe für die Pfeilhöhe freigeben, oder es wird, da die übrigen Abmessungen, besonders die Pfeilerentfernung, schon aus wirtschaftlichen Gründen möglichst eingehalten werden sollen, die Gewölbekonstruktion mit ihren Kämpfern beliebig tief ins Wasser unter den Normal-Höchststau hinabreichen müssen, vorausgesetzt, daß die Konstruktion ohne Schaden für den Bestand des Bauwerks zeitweise unter Wasser liegen kann. Daneben sei bemerkt, daß die Formgebung eines teilweise dem Auftrieb nächst den Kämpfern ausgesetzten Gewölbes unter Umständen ungünstig beeinflußt wird.

Als besondere für Staubeckenbrücken eigentümliche Gestaltungsgrundlage treten hier die Betriebsverhältnisse hinzu, die sich in den Stauspiegelschwankungen äußern und sowohl von dem Betriebsplan als auch — wie wir es in den letzten

beiden trockenen Jahren besonders deutlich erkennen konnten — von den jährlichen Niederschlagsmengen abhängen. Schalten wir letztere zunächst als anormal aus, so wird ein Gewölbe bei den einen Talsperren, bei denen der absolute Höhenunterschied von Höchststau und Normalstau sehr gering ist, gegebenenfalls nur selten mit seinen Kämpfern frei über dem Wasserspiegel liegen.

Stellen wir an ein solches Bauwerk, wie an jede andere Brücke, auch künstlerische Forderungen, und das dürfen wir heute voraussetzen, so wird man den Entwurf einer Gewölbebrücke, deren Kämpfer zeitweise wesentlich unter Wasser liegen, abgesehen von den durch den Auftrieb bedingten, statisch ungünstigeren Verhältnissen, eher zurückstellen und auf eine Balkenbrücke zurückkommen. Die für sie dann maßgebenden Gestaltungsgrundlagen würden mit Rücksicht auf die geringen Stauspiegelschwankungen kaum von den unter gleichen Voraussetzungen zu entwerfenden Strombrücken abweichen.

Bei der anderen Gruppe von Talsperren, und das wird die weitaus größere sein, ist im Verhältnis von Zu- und Abfluß im Rahmen eines jährlichen Betriebsplanes mit größeren Spiegelschwankungen zu rechnen. Unter solchen Verhältnissen ist eine Staubeckenbrücke zugleich Strombrücke und Talbrücke und beiden Zuständen muß bei der Gestaltung Rechnung getragen werden. Auch im Hinblick auf Zeiten großer Trockenheit, in denen die Staubeckenbrücken bis zu ihren Pfeilerfüßen frei sichtbar werden können, wird es sich unter Umständen empfehlen, auch auf diesen Zustand bei der Brückengestaltung Rücksicht zu nehmen, auch wenn er nicht alljährlich eintritt. In Erfüllung künstlerischer Gestaltung bedeutet dies, daß eine Brücke bei allen Stauspiegelhöhen allen Ansprüchen auf Harmonie der Proportionen in gleichbleibender Weise gerecht wird.

Es sind also beim Entwurf einer Staubeckenbrücke zunächst zu berücksichtigen die Pfeilerentfernung bei gegebenem Talquerschnitt, die Lage der Brücke zum beiderseitig angrenzenden Verkehrsweg, insbesondere dessen Höhenlage und die Festigkeitsverhältnisse des jeweils zu bevorzugenden Materials, gleichzeitig aber auch als für diese Art von Brücken besonders charakteristisch die Stauspiegelverhältnisse, insbesondere die Höhe und Dauer der durchschnittlichen Spiegelschwankungen. Diese Faktoren geben uns den Rahmen, der die Entwurfsgrundlagen für eine solche Brücke umfaßt.

Je kürzer die Dauer des Normal-Höchststaues und je geringer dabei der Unterschied zwischen Normal-Höchststau und Normalstau ist, desto weniger Rücksicht brauchen wir auf jede einzelne Stauspiegelhöhe bei der Brückengestaltung zu nehmen.

Wird der Normal-Höchststau sehr selten erreicht und ist der Höhenunterschied zwischen Höchst- und Normalstau dagegen groß, so wird man, wie im vorhergehenden Falle, aus Sicherheitsgründen den Höchststau wohl dem Festigkeitsnachweis zugrunde legen (Auftrieb), in künstlerischer Beziehung könnte man aber die Rücksicht auf den Höchststauspiegel auch hier entbehren.

Ist dagegen mit dem Eintritt des Normal-Höchststaues für längere Zeit regelmäßig zu rechnen, und sind — wie gezeigt wurde, eigentlich in den weitaus meisten Fällen — die Spiegelschwankungen groß, so ist auf den Höchststau wie auf den niedrigsten Stauspiegel in gleichem Maße bei der Gestaltung Rücksicht zu nehmen.

Je tiefer bei einem Gewölbeviadukt die Kämpfer der einzelnen Gewölbe in das nasse Element tauchen, desto kleinere Segmente, aber auch scheinbar größere Pfeilerbreiten schneidet der Wasserspiegel für den Beschauer ab. Es kann der Augenblick eintreten, wo die dem Auge noch sichtbare Brückenöffnung kleiner ist, als die entsprechende scheinbare Pfeilerstärke. Diese und nicht nur die extreme Erscheinung ist natürlich

unvereinbar mit dem Brückengedanken überhaupt, und so kann die Brücke als Talbrücke höchsten künstlerischen Ansprüchen genügen, als Strombrücke wäre sie zu verwerfen, denn gerade das Verhältnis der wesentlichen Abmessungen

Abb. 1. Brücke über das Staubecken der Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch.

samteindruck ist maßgebend, und sinkt der Wasserspiegel erheblich unter das Höchstmaß, so zeigt sich unseren Augen dann ein Bauwerk, bei dem mit zunehmender Höhe der Pfeiler allein der hohe Horizontalschub der flachen Bogen auf die

Pfeiler das Empfinden einer Disharmonie verstärkt. Käme noch hinzu, daß mit Rücksicht auf die Beschaffenheit des Wassers Beton als Baustoff für die Pfeiler nicht in Frage käme, und wären dann die Eisenbetongewölbe zur Anpassung der Flächen an die Bruchsteinmauerflächen der Pfeiler mit Bruchsteinen verkleidet, so läge darin eine Unehrlichkeit, die vom Fachmann wohl entdeckt würde, zum mindesten aber die scheinbare Überbeanspruchung des Bruchsteingewölbes empfinden lassen würde. Besser wird man bei geringen Konstruktionshöhen auf eine Balkenkonstruktion zukommen, die dann auch eine weitere Pfeilerstellung zuläßt. Das Beispiel der Brücken über den Stausee der Saale-Talsperre am kleinen Bleiloch (Abb. 1) bestätigt uns das vorher Gesagte, und es sei daher der Grund wieder gegeben, aus dem die A.-G. Obere Saale ihre für massive Gewölbebrücken aufgestellten Entwürfe fallen ließ und der für die Wahl eines Blechbalkenträgers maßgebend gewesen ist: "Da eine weitere Hebung der Brückenkrone mit Rücksicht auf die Ortslage von Saalburg

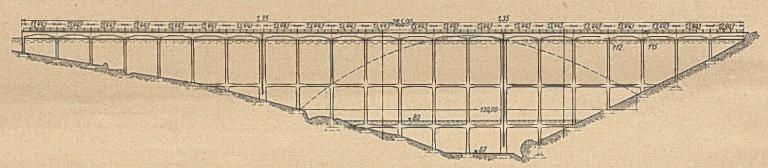


Abb. 2a. Brücke über das Staubecken der Tirsotalsperre.

zueinander verschiebt sich unter den geschilderten Umständen vollständig.

Um dagegen nun konstante Verhältnisse zu erzielen, wird man die Bogenkämpfer mindestens etwas über den Normalstau legen und nur, wenn der Höchststau etwa 1 m höher und darüber liegt, wird man ihn die Lage der Kämpfer bestimmen lassen, es sei denn, daß nicht überhaupt irgendwelche Gelenkkonstruktionen die "trockene" Lage der Kämpfer grundsätzlich bedingen. Für die dann übrig bleibende Konstruktionshöhe ist unter Berücksichtigung der zulässigen Spannungen des jeweiligen Baustoffes die statisch günstigste Gewölbeform zu untersuchen. Hier läßt sich keine individuell bevorzugte Bogen- bzw. Gewölbeform erzwingen; hier herrschen Naturgesetze, deren Beachtung sicherlich nicht zu unnatür-

lichen Formen führt. Aber die Wahl des Baustoffes steht uns — abgesehen von wirtschaftlichen und technologischen Motiven — noch frei und mit ihr die Form. War beispielsweise die Konstruktionshöhe für ein Gewölbe in Bruchsteinmauerwerk zu gering, so wird in Eisenbeton die flachere Bogenform möglich sein. Ob diese Lösung dann dem künstlerischen Empfinden entspricht, ist damit noch nicht gesagt. Der Ge-



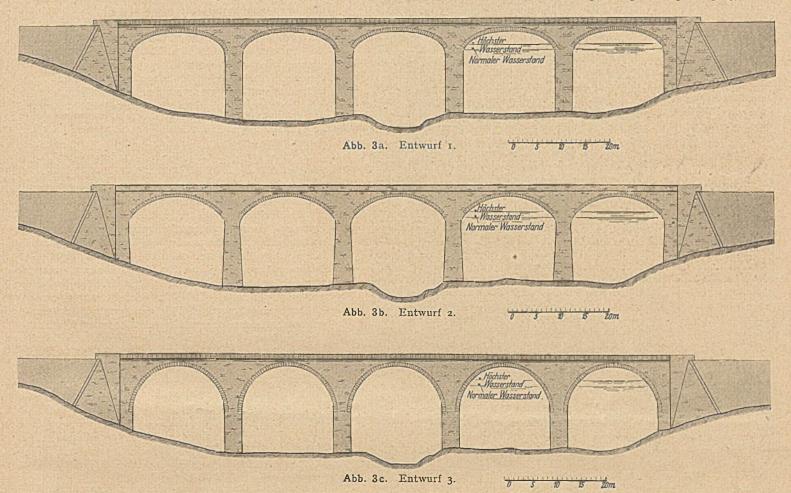
Abb. 2b. Schrägansicht der Tirsobrücke.

nicht angängig war, krankten alle Entwürfe für gewölbte Brücken daran, daß die Gewölbekämpfer bei den normalerweise vorhandenen höheren Wasserständen zu stark ins Wasser eintauchten, wodurch die architektonische Wirkung der sonst durchaus ansprechenden Entwürfe stark beeinträchtigt würde."

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Stahlbau 1929, Heft 5, S. 57.

Eine andere Balkenbrücke als Gegensatz zu einer Bogenbrücke, die man über ein Staubecken geführt hat, ist die bekannte, als mehrstieliger Rahmen ausgebildete Eisenbahnbrücke bei Tadasuni, Sardinien, die das Staubecken der Tirsotalsperre überquert (Abb. 2a). Der Höhenunterschied zwischen Fahrbahn und Höchststau beträgt auch hier nur 6 m. Es ist an-

übrigen werden die Hauptproportionen der Brücke mit zentralem Bogen bei höheren Wasserständen völlig verändert. Abgesehen davon, daß sich der Bogen nicht in symmetrischer Lage zum Gesamtbauwerk befinden würde, schneidet der Stauspiegel nur noch ein Segment des Bogens ab, und der monumentale Eindruck des gewaltigen Bogens ginge ver-



zunehmen, daß diese geringe Konstruktionshöhe, voraussichtlich zusammen mit der "nicht gerade guten Beschaffenheit des Untergrundes" 2, zu dem gewählten System geführt hat. Die

Wahl eines zentralen Bogens von etwa 120 bis 130 m Spannweite mit rechts und links anschließenden Rahmen, wie sie gelegentlich der unten angegebenen Veröffentlichung als andere Lösung in Erwägung gezogen worden ist, würde im Hinblick sowohl auf den geringen Höhenunterschied zwischen Fahrbahn und Höchststau, als auch auf die starke Stauspiegelschwankung von im Maximum 32 m innerhalb der Bogenbrücke zu ähnlichen Erscheinungen führen, wie wir sie bereits erörtert haben. Für den Fall, daß der Stauspiegel in größeren Höhen den Bogen zwischen zwei Pfeilern der Fahrbahnabstützung schneidet, würde der Bogen gleichsam in der Luft hängen. Dem kann entgegengehalten werden, daß der über

Wasser liegende Teil der Pfeiler auch bei der Rahmenbrücke diesen Eindruck erweckt. Die senkrechte Lastübertragung durch den Pfeiler ist aber dem Gefühl verständlicher als die des bei hohen Wasserständen im spitzen Winkel auf die Wasserfläche frei auftreffenden Bogens. Im

loren. Obendrein würde der Rhythmus der senkrechten Rahmen, der bei allen Stauhöhen vorhanden ist und mit Rücksicht auf die große Anzahl der Rahmen zweifellos den Hauptein-

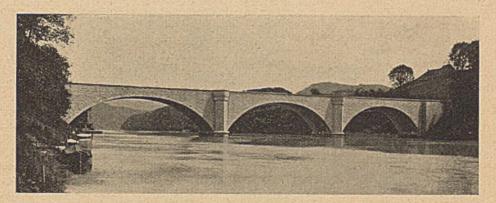
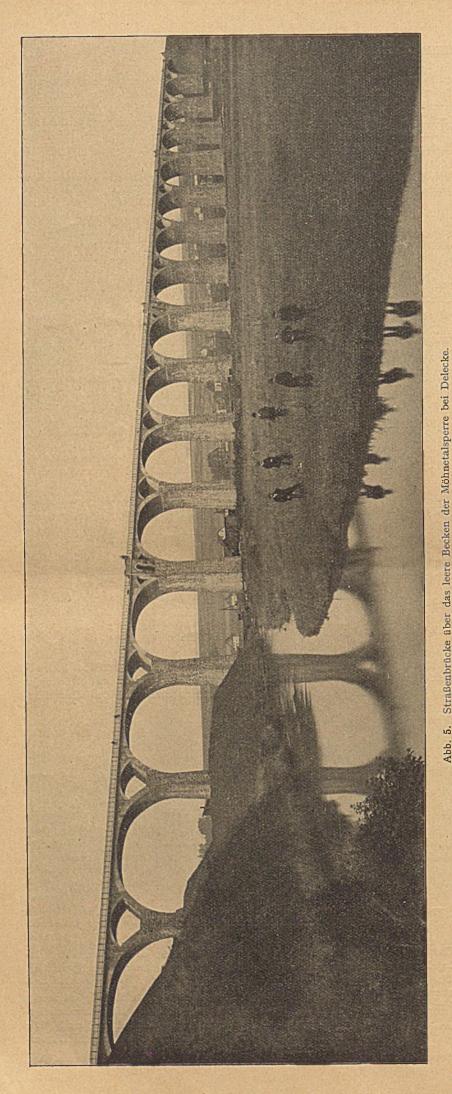


Abb. 4. Brücke über den Rhein bei Eglisau.

druck der Brücke vermittelt, gestört; die Anwesenheit des Bogens bzw. Segmentes erschiene nicht ohne weiteres begründet.

Ob das gewählte System die auch in ästhetischer oder sogar künstlerischer Beziehung glücklichste Lösung darstellt, soll hier nicht beurteilt werden, da allein die durchschnittlichen Jahreswasserstandsverhältnisse nicht bekannt sind. Die Sperre dient der Regelung der stark schwankenden Wasser-

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Kelen, Die Tirsobrücke bei Tadasuni, Beton u. Eisen 1924. Heft 24, S. 325 ff.



führung des Tirsoflusses. Würde beispielsweise der Höchststau in den seltensten Fällen und nur innerhalb kurzer Zeit erreicht, so könnte man auf seine Berücksichtigung beim Entwurf verzichten und auf das Bogensystem dann zurückgreifen, wenn keine großen Spiegelschwankungen einträten und der Normalstauspiegel keine zu große Stützweite bedingt, so daß der Bogen in seiner ganzen Länge bis zu den Widerlagern frei sichtbar würde.

Andrerseits könnte u. E. der Entwurf einer eisernen Vollwandträgerbrücke analog den Saale-Staubeckenbrücken mehr befriedigen, da dann bei weitem größere Spannweiten, ferner geringere Konstruktionshöhen erreicht werden könnten und die Hauptträger im Verhältnis zu den Pfeilerbreiten schlanker erscheinen würden. Auch würden massive Pfeiler im Verhältnis zu einer Vollwand — oder auch zu der hier gewählten massiven Tragkonstruktion das Bauwerk harmonischer gestalten als die bei der Tirsobrücke für die Pfeiler ausgeführten Eisenbeton - Fachwerkkonstruktionen (Abb. 2b).

Schließlich möge an einem Beispiel für den Entwurf einer Bogenbrücke gezeigt werden, wie gerade der stark schwankende Wasserspiegel bzw. die niedrige Lage der Fahrbahn über dem Höchststau geradezu spezifisch für die Gestaltung einer Staubeckenbrücke ist. In den drei Abbildungen 3a, 3b und 3c sind drei Vergleichsentwürse einer Brücke wiedergegeben. Bei dem ersten, übrigens vom Architekten vorgeschlagenen Entwurf I, sehen wir das Bestreben, den Gewölben einen möglichst flachen Bogenstich zu geben; die Gewölbelinie folgt etwa einer Ellipse. Für Bruchstein als Gewölbematerial, das im vorliegenden Fall Verwendung finden sollte, ergaben sich für diese Gewölbeform zu hohe Zugspannungen, so daß daher dieser Entwurf zurückgestellt werden mußte. Ihm gegenüber stand der Entwurf II; er sah als System den Dreigelenkbogen vor. Die beiderseitigen Kämpfer liegen auch über dem Normalstauspiegel und stützen sich auf die Auskragungen der Pfeilerköpfe, die den Bogen des Gewölbes in einem kleineren Halbmesser so schnell wie möglich in die Lotrechte des Pfeilers überleiten. Die auftretenden Zug-spannungen halten sich noch innerhalb der für Bruchsteinmauerwerk zulässigen Grenzen, zumal das Gewölbe nach der Stützlinie geformt war. Der Entwurf sah auch vor, die Gewölbemauerung von der der Pfeilerauskragungen äußerlich kenntlich zu trennen, da ohnehin durch die von den Gelenken aus durch das Stirnmauerwerk hochführenden Dehnungsfugen eine Trennung der statischen Bauteile sichtbar geworden wäre. Übrigens wurde den Pfeilern im Gegensatz zu Entwurf I ein schwacher Anlauf gegeben, einmal, um den statischen Forderungen der Pfeiler bzw. dem Verlauf der Resultierenden entsprechend zu folgen, andererseits, um auch den Pfeilerquerschnitt an dem oberen Ende des Pfeilers und damit die Pfeilerköpfe nicht unnötig stark werden zu lassen. Schließlich war man der Ansicht, daß ein Pfeiler ohne Anlauf die Veränderung der Proportionen bei wechselnden Wasserständen besonders deutlich empfinden lasse, welcher Eindruck wohl auf die häufig gefühlsmäßig erkannten statischen Bedingtheiten zurückzuführen ist.

Bei dem dritten Entwurf, der den beiden ersteren gerecht werden will, ist jener Eindruck, den die Pfeiler ohne Anlauf des Entwurfs II hervorrufen, dadurch wesentlich gemildert, daß die Pfeiler eine geringere Höhe erhalten haben

und nur bei stark abgesenktem Stauspiegel und daher weniger oft in einem Maße in Erscheinung treten, das den Wechsel in den Hauptproportionen - Pfeilerhöhe zu Spannweite, zu Bogenstich u. a. m. - wesentlich empfinden läßt. Die Beschränkung der Pfeilerhöhe hat nun andrerseits zur Folge, daß der Gewölbebogen, der hier wieder nahezu einem Kreisbogen folgt, weit unter den Stauspiegel herunterführt und somit bei Normalstau ein im Verhältnis zur sichtbaren Brückenöffnung sehr breiter Streifen der Mauerfläche über dem Pfeiler durch den Stauspiegel abgeschnitten wird; das Verhältnis beider Längen ist hier etwa 1:2. Dadurch kann leicht der Eindruck eines überdimensionierten Pfeilers erweckt werden, derselbe Eindruck, der bei den Entwürfen der Brücken über die Saaletalsperre zur Wahl von Blechbalkenträgern geführt hat. Zwar sind hier die Gelenke — es sind bei diesem Entwurf Zweigelenkbogen vorgesehen — auch über den Normalstau gelegt, und nur die Durchführung der Gewölbemauerung in den Auskragungen der Pfeiler läßt zunächst vermuten, daß die Gewölbekämpfer tiefer liegen. Es kommt hinzu, daß der verhältnismäßig kleinen Mauerfläche über dem Gewölbebogen eine große Fläche über dem Pfeiler gegenübersteht, die nicht nur wesentlich mehr Mauerwerksmassen für den Pfeiler und die Stirnmauern bedingt, sondern auch bei ihrer Monumentalität gegenüber der kleinen Mauersläche gegensätzlich wirkt.

In diesem Zusammenhange mag die Brücke über Rhein bei den Eglisau<sup>3</sup> wiedergegeben werden (Abb. 4), bei der die entsprechende Fläche, die durch die Geländerlinie und durch die von einem Pfeiler aus beiderseitig hoch-

führenden Gewölbelinien als Dreieck begrenzt wird, durch einen Pfeilervorbau geteilt und zugleich belebt wird. Da

dieserVorbau nahezu dieselbe Breite wie die eigentlichen Strompfeiler besitzt, so wird der Beschauer, besonders selbst bei höheren Wasserständen des Stromes, die lotrechten Begrenzungslinien des Vorbaues mit den Gewölbelinien gefühlsmäßig zum Schnitt bringen und dabei auf die vorhandene Pfeilerhöhe und -breite bzw. auf die tatsächlichen Proportionen richtig schließen.

Es ist, wie ein kurzer Hinweis in Ludins technisch-wirtschaftlichem Lehr- und Handbuch "Die Wasserkräfte" bedeutet, bereits früher einmal in der Praxis beim Entwurf von Staubeckenbrücken zu ähnlichen Erörterungen gekommen. Er schreibt: "Die nicht leichte Aufgabe, auch bei gefülltem Seebecken, wo die Pfeiler untertauchen, einen ästhetisch befriedigenden Eindruck zu erzielen, hat man durch Einschaltung großer offener Hilfsbogen über den Gewölbezwickeln erreicht, die sich knapp über Höchstspiegel auf die Hauptgewölbe aufsetzen." Es handelt sich dabei um die im Zusammenhange mit der Möhnetalsperre notwendig gewordenen Brücken bei den Dörfern Körbecke und Delecke. Es ist zweifellos auch hier der bei höheren Stauspiegeln, bei denen die Kämpfer beträchtlich unter Wasser tauchen, abgeschnittene, breite Pfeilerzwickel, insbesondere im Verhältnis zu den abgeschnittenen Segmenten, als unhar-

monisch empfunden worden. Diesen Eindruck hat man durch

Julius Springer, Berlin.

Auflösung dieser rechts und links durch die Hauptgewölbe, oben und unten durch die Fahrbahn und den Stauspiegel begrenzten, unverhältnismäßig großen Fläche mildern wollen.

In Abb. 5 sehen wir die Delecker Brücke<sup>5</sup> als reine Talbrücke; in dieser Eigenschaft gewinnt die Brücke durch die Auflösung außerordentlich. Mit Rücksicht auf die geringe Konstruktionshöhe im Scheitel wäre eine Vollausmauerung der Gewölbezwickel unharmonisch gewesen. Die Hilfsbogen verleihen dem Rhythmus der Hauptgewölbe einen hohen Grad von Leichtheit, wie sie bereits durch die schlanken, hohen Pfeiler zum Ausdruck kommt, und geben durch diese Harmonie dem Ganzen künstlerischen Wert. Die nächstfolgende Abbildung 6 läßt die Delecker Brücke bei beginnender Anstauung des Staubeckens erkennen. Die harmonischen Proportionen sind trotz der teilweise untertauchenden Pfeiler erhalten geblieben: der Anlauf der Pfeiler läßt das Auge auch ihre Schlankheit noch empfinden. Anders ist aber der Eindruck bei Stauhöhen, die wesentlich über den Kämpfern liegen. Wie aus Abb. 7, dem Aufriß der Körbecker Brücke ersichtlich ist, bei der bis auf die Hilfsbogen die gleichen Abmessungen gewählt worden sind wie bei der Delecker Brücke, werden bei höheren Wasserständen von den Korbbogengewölben infolge des größeren Bogendurchmessers im Scheitel besonders flache Segmente abgeschnitten; der Höhenunterschied zwischen Fahrbahn und

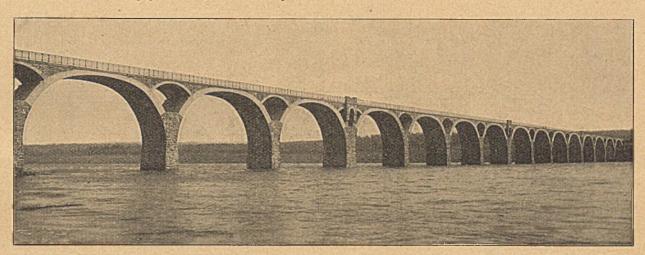


Abb. 6. Teilansicht der Delecker Brücke bei beginnender Anstauung.

Stauspiegel geht bei Höchststau bis auf 3 m zurück, so daß das Verhältnis von Pfeilerzwickel zu lichter Bogenweite wie 1:1,5 erreicht wird. Das sind Proportionen, wie sie im Brückenbau sonst eben nicht gerechtfertigt werden können. So harmonisch sich vorher die Auflösung der Gewölbezwickel ins ganze Brückenbild einfügte, so unklar wird bei Höchststau durch die Auflösung die Lastübertragung. Die dünnen Zwischenpfeiler werden gegenüber den größeren Hilfsbogenöffnungen zurücktreten, und somit werden die Brückenbogen von den Pfeilern gleichsam losgelöst. Solche Maßnahmen sind, wie bereits dargelegt wurde, dann zwar gerechtfertigt, wenn solche Stauhöhen normalerweise nur in seltenen Fällen eintreten, und wenn der Verzicht auf etwa künstlerischere Lösungen für jene Wasserstandsverhältnisse wesentliche Mehrkosten ersparen läßt, die beispielsweise aus der Wahl geringerer Spannweiten und damit eines günstigeren Bogenstichs, aber auch einer größeren Pfeileranzahl erwachsen.

Schließlich wird die Wahl des zu verwendenden Baustoffes auch von örtlichen Verhältnissen bestimmt werden. Dort, wo guter Bruchstein zur Verfügung steht und in der Beund Verarbeitung billiger zu stehen kommt als andere Baustoffe, wird man verständlicherweise auf ihn zurückgreifen wollen.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Die Abb. 4 wurde von der Fa. Locher und Cie., Zürich, in liebenswürdiger Weise dem Verfasser zur Verfügung gestellt.
4 Ludin, Die Wasserkräfte (1913/22), 1. Bd. S. 595. Verlag

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Die Abbildungen 5, 6, 7 sind entnommen aus Deutsche Bauzeitung 1913, S. 613 ff., die Möhnetalsperre und die Entwicklung des Talsperrenwesens im Ruhrgebiet.

Auch auf die Umgebung sind bei der Gestaltung von Staubeckenbrücken Rücksichten zu nehmen. Hohe über das Staubecken hinausragende Hänge bzw. tieseingeschnittene Täler werden eher zu Bogenbrücken oder Viadukten führen als flache Hänge, und nicht zuletzt kann auch die Lage der Brücke zur Sperrmauer, abgesehen von derjenigen zu den angrenzen-

Zum Schluß sei der Vollständigkeit halber auch auf den Einfluß hingewiesen, den die Festigkeitsverhältnisse des jeweiligen Baustoffes im Verein mit den statischen Bedingtheiten des zu wählenden Systems wie bei jeder anderen Brücke auf die Gestaltung ausüben. Im Zusammenhange mit den im Vorstehenden entwickelten,

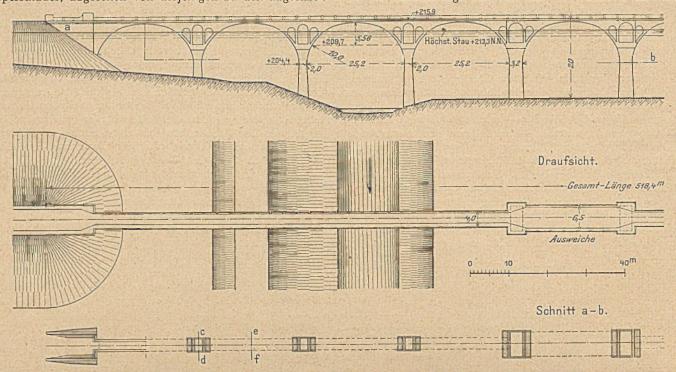


Abb. 7. Aufriß, Grundriß und Schnitt der Körbecker Brücke.

den, bestehenden Verkehrswegen, für die Gestaltung mitbestimmend sein. Je weiter talaufwärts die Brücke liegt, desto öfter wird sie bis zu den Pfeilerfüßen frei zutage liegen und als Talbrücke in Erscheinung treten, je näher sie zur Sperrmauer liegt, desto größeren Einfluß werden die Spiegelschwankungen auf die Gestaltung ausüben; da das Bauwerk dort in größerer Höhe über der Talsohle liegt, und dadurch die Pfeilerköpfe größere Breiten und entsprechend die Pfeilerzwickel größere Flächen einnehmen werden.

sich im wesentlichen auf die äußere Gestaltung beschränkenden Maßnahmen wird in jedem Falle zu untersuchen sein, welches System der zunächst gewählten Form Genüge leistet, mit welchen Baustoffen das einzelne System auszuführen ist. Beispielsweise wird bei den Bogenbrücken, bei der Bestimmung der Bogenform, je nach dessen Lage zum Höchststauspiegel, der Auftrieb eine Rolle spielen; desgleichen wird die Lage der Kämpfer für die Wahl des eingespannten oder gelenkigen Bogens maßgebend sein.

# KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

#### Richtlinien

für den Bau von Dampfturbinen-Fundamenten in Eisenbeton.

Die Erfahrungen haben gelehrt, daß der Maschineningenieur bei dem Entwurf von Dampfturbinen-Aggregaten den Erfordernissen der zugehörigen Fundamentkonstruktionen in Eisenbeton in vielen Fällen nicht ausreichend Rechnung trägt. Hierdurch entstehen für den Auftraggeber Schwierigkeiten, deren Bescitigung vielfach nur durch nachträgliche Änderungen von Konstruktionsteilen des Dampfturbinen-Aggregats, oder aber durch Zugeständnisse von anormalen Fundamentkonstruktionen seitens des Bauingenieurs ermöglicht werden kann.

Mit der in den letzten Jahren gesteigerten Größe der Maschinenleistungen, die in einem Aggregat zur Auswertung kommen, sind die beobachteten Schwierigkeiten gewachsen.

Aus diesem Grunde erschien es ratsam, für den Bau von Dampfturbinen-Fundamenten in Eisenbeton die Schaffung von Leitsätzen anzustreben, die als Grundlage bei der Konstruktion der Maschine und des zugehörigen Fundaments dem Maschineningenieur und dem Bauingenieur dienen können.

In dankenswerter Weise haben sich Herr Oberingenieur Ehlers, Frankfurt a. M., und Herr Dr.-Ing. Rausch, Berlin, bereit erklärt, ihre reichen Erfahrungen auf diesem Spezialgebiet bei der Lösung der Aufgabe in den Dienst zu stellen. Das Ergebnis sind die hier folgenden Biehtlinien.

Es ist den Sachbearbeitern bei der Abfassung der Leitsätze, die für den Maschineningenieur und den Bauingenieur getrennt aufgestellt wurden, klar gewesen, daß die Materie nicht restlos erschöpft werden konnte, und daß die vorliegende Fassung mit der weiter fortschreitenden Erforschung des behandelten Gebietes evtl. Änderungen unterworfen werden kann. Durch die Veröffentlichung der Richtlinien soll vor allem bezweckt werden, daß der Maschineningenieur bereits bei der Projektierung des Maschinenaggregats in engerer Fühlungnahme als bisher mit dem Bauingenieur zusammenwirkt, um zu der für den Auftraggeber jeweils günstigsten Lösung der Aufgabe zu gelangen.

## Richtlinien für den Maschineningenieur zum Entwurf von Eisenbeton-Dampfturbinen-Fundamenten.

r. Für die einzelnen Tragglieder müssenausreichende Abmessungen zur Verfügung stehen, um die Aufnahme der statischen und dynamischen Kräfte zu ermöglichen und das Fundament auch in schwingungstechnischer Hinsicht befriedigend gestalten zu können. Die ohne Rücksicht auf den Bauingenieur vorgenommenen Einschnürungen bzw. Einschnitte statisch erforderlicher Eisenbeton-Querschnitte für Stützen und Träger sind tunlichst zu vermeiden und besser durch Öffnungen in den Trägern zu ersetzen.

2. Bei der Fundamentkonstruktion ist eine Stützung der Maschinen durch quergestellte Rahmen, die durch senkrecht zu diesen verlaufende Längsrahmen miteinander verbunden und ausgesteift werden, in allen Fällen anzustreben (s. Abb. 1). Die Lastaufnahme der hauptsächlich radial wirkenden Kräfte ist tunlichst auf die Querrahmen direkt zu übertragen. Ist die Durchführung eines Querrahmenriegels in Höhe der Tischplatte im einzelnen Falle nicht mög-

lich, so kann dieser Riegel auch tiefer gelegt werden (s. Rahmen 3 bei

Abb. 1).

Bei Belastung der Längsrahmen ist zu beachten, daß die Spannweiten derselben nicht zu groß werden. Exzentrische Belastungen und die dadurch hervorgerufenen Verdrehungsbannspruchungen der Längsgeband eine möglichet

Rahmen 3 Rohmen 1 Abb. 1.

Längsrahmen sind möglichst zu vermeiden, es ist also anzustreben, daß der Quer-schnitts-Schwerpunkt der Rahmenriegel mit der Belastungslinie zusammenfällt.

Die Riegel der Querrahmen sollen gegenüber ihren Stielen im Grundriß nicht versetzt werden, da hierdurch sowohl die Berechnung der Schwingungen, wie auch der dynamischen bzw. statischen Kräfte undurchsichtig wird.

Zur Erzielung über-sichtlicher Schwingungsver-hältnisse ist anzustreben, die Tischplatte in waagerechtem Sinne durch Verbreiterung

der Träger und möglichst weitgehende Einschränkung der Öffnungen als starre Scheibe auszubilden. Aus der Tischplatte weit auskragende schlanke Konsolplatten sind jedoch zu vermeiden. Wenn eine größere Ausladung der Tischplatte erforderlich wird, muß die Kragplatte durch starre Konsolen ausgesteift werden.

Die Turbinenfundamente sind durch eine Fuge von ihrer Umgebung vollkommen abzutrennen. Auch die Fundamente der anschließenden Decken dürfen mit der Grundplatte des Turbinenfundamentes nicht zusammenhängen.

Für den Bauingenieur sind von der Maschinenfabrik folgende Angaben zusammenzustellen:

- a) Ein ausführliches Belastungsschema, wobei das Kurzschlußmoment und der Kondensatorzug getrennt anzugeben sind. Das Belastungsschema muß sorgfältig auf Grund der wirklichen Massenverteilung in der Maschine und der für die Lastüber-tragung getroffenen besonderen Vorkehrungen ermittelt sein. Die Lasten sollen nicht als einfache Einzellasten angegeben, sondern die Fläche, auf der die Lastübertragung erfolgt, soll genau bezeichnet werden. Beim Kurzschlußmoment soll der Drehsinn in einer jeden Zweifel ausschließenden Weise gekennzeichnet sein.
- b) Angabe der Läufergewichte, Läuferschwerpunkte und -auflagerdrücke. Sofern die Läuserauflagerdrücke nur auf bestimmte Stellen übertragen werden können, ist dies mit anzugeben; andernfalls nimmt der Bauingenieur an, daß die Lastübertragung durch das starre Maschinengehäuse und die Maschinengrundplatte auf die gleichen Flächen wie bei den unter a) aufgeführten Gesamtlasten erfolgt.

  Betriebsdrehzahl der Turbine und des Generators.

  Die kritischen Drehzahlen der Wellen im Betriebszustand. Es genügt also nicht die Angabe der kritischen Drehzahl für die

genügt also nicht die Angabe der kritischen Drehzahl für die einzelnen, für sich betrachteten Wellenabschnitte, sondern es müssen die kritischen Drehzahlen der Wellen in der Verbindung mussen die kritischen Drehzahlen der Wellen in der Verbindung und mit der Lagerung, wie sie im Betrieb vorliegt, mit möglichster Genauigkeit angegeben werden. Sind bei der Rechnung vereinfachende Annahmen gemacht worden, die sich in einer bestimmten Richtung auswirken müssen (z. B. muß, wenn die Versteifung durch aufgezogene Scheiben oder Ringe vernachlässigt wird, die wirkliche kritische Drehzahl sicher höher liegen), so soll dies mit erwähnt werden.

Die konstruktive Durchbildung des Turbinenfundamentes erfolgt durch den Bauingenieur nach den beigefügten "Richtlinien für den Bauingenieur zum Entwurf von Eisenbeton-Dampfturbinenfundamenten"

### Richtlinien für den Bauingenieur zum Entwurf von Eisenbeton-Dampfturbinenfundamenten.

1. Die grundlegende Gliederung und Gestaltung des Turbinenfundamentes erfolgt von seiten des Maschineningenieurs nach den beigefügten "Richtlinien für den Maschineningenieur zum Entwurf von Eisenbeton-Dampfturbinenfundamenten", die, soweit sie den Bauingenieur angehen, von ihm ebenfalls zu befolgen sind.

2. Die Grundlage für die statische Berechnung des Turbinen-fundamentes bilden die Lastangaben der Maschinenfabrik. Das

Fundament ist zu berechnen:

a) für die ruhenden Belastungen (Fundamenteigengewicht, Maschinenlast einschl. Läufergewichte und Kondensatorzug). Diese Lasten sind mit dem einfachen Wert ohne Zuschlag einzuführen.

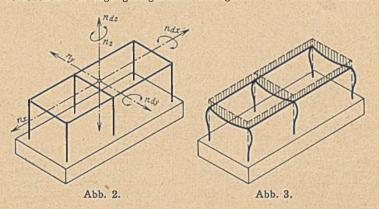
für das Kurzschlußmoment mit einem Zuschlag von 100% zu

den von der Maschinenfabrik angegebenen Werten. für den dynamischen Einfluß einer Fliehkraft, die nach allen Richtungen, also nach unten, oben, rechts und links wirken kann. Die Größe dieser Fliehkraft ist mit dem 20 fachen Wert des Läufergewichtes anzunehmen. Sie greift in den Lagern der

Maschinenwelle an und wird, sofern von der Maschinenfabrik nichts Abweichendes angegeben ist, durch das Maschinengehäuse und die Grundplatte zusammen mit den ruhenden Maschinenlasten auf die Fundamentkonstruktion übertragen. Am Fundament greisen diese Kräfte also anteilig an denselben Stellen an, wie die ruhenden Lasten.

Es wird oftmals zu erreichen sein, daß die unter Beachtung der nachfolgenden Richtlinien (Ziffer 3) ermittelten waagerechten Schwingungszahlen unter der halben Maschinendrehzahl liegen. In solchen Fällen darf der Lastzuschlag in waagerechter Richtung auf den halben Betrag (10 L) herabgemindert werden.

3. Die Schwingungsberechnung des Fundamentes muß die verschiedenen Schwingungsmöglichkeiten eingehend in Betracht ziehen.



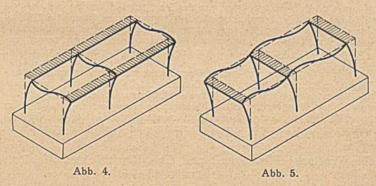
Entsprechend den 6 Freiheitsgraden eines räumlich elastisch gelagerten Systems kommen 6 Hauptarten von Schwingungen in Frage (s. Abb. 2):

a) Lotrechte Schwingungen: n<sub>z</sub> (Abb. 3).

Die Querrahmen sind auf Vertikalschwingungen zu untersuchen. Dabei ist außer den Momenten auch der Einfluß der Quer- und Normalkräfte sowie die etwaige Massenkopplung zu berücksichtigen. Hier, wie überhaupt bei allen Schwingungsberechnungen sind die Stablängen des Rahmens wegen der starren Ecken entsprechend zu reduzieren.

Soweit erforderlich, ist auch die gleiche Untersuchung auf lotrechte Schwingungen bei den Längsrahmen vorzunehmen. Waagerechte Schwingungen in der Querrichtung ny

Bemißt man die Trägheitsmomente so, daß sich für jeden



Querrahmen mit den auf ihn entfallenden Lasten die gleiche Schwingungszahl im waagerechten Sinne ergibt, und bildet außerdem die Tischplatte in waagerechtem Sinne starr aus, dann entfällt jeder Anlaß für waage-

rechte Schwingungen eines einzelnen Rahmens und die Tischplatte kann als einheitlich schwingende Masse betrachtet werden.

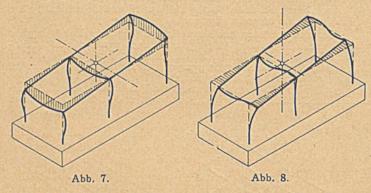
Waagerechte Schwingungen in der Längsrichtung der Maschinenwelle: nx (Abb. 5) kommen im allgemeinen nicht in Betracht, da erregende Kräfte für Schwingungen dieser Art fehlen.

Drehschwingungen eine Längsachse parallel zur Maschinenwelle: ndx

Abb. 6.

(Abb. 6) können hauptsächlich unter dem Einfluß der Normalkräfte in den Stützen durch Ver-kürzung einer Stütze und gleichzeitige Verlängerung der gegen-überliegenden entstehen.

c) Drehschwingungen um eine waagerechte Querachse: n<sub>dy</sub> (Abb. 7) müssen sich als Vertikalschwingungen der End-querrahmen äußern. Eine besondere Berechnung erübrigt sich



f) Drehschwingungen um eine lotrechte Achse: ndz (Abb. 8) äußern sich annäherungsweise als waagerechte Schwingungen der beiden Endquerrahmen, eine besondere Berechnung erübrigt sich daher.

Alle Schwingungszahlen sollen entweder genügend über der Maschinendrehzahl oder, wenn sich dies nicht erreichen läßt, möglichst tief unter der Maschinendrehzahl liegen. Dabei ist die Kopplungs-wirkung mit den Maschinenläufern zu beachten. Sie ergibt eine gegen-seitige Beeinflussung von kritischer Wellendrehzahl und Fundamentschwingungszahl.

Weiterhin ist auch die Möglichkeit einer Kopplung sämtlicher Schwingungen mit Schwingungen der Grundplatte auf dem Baugrund

in Betracht zu ziehen.
4. Sofern besondere Befürchtungen bestehen, daß das Fundament in seinem Verhalten gegenüber Schwingungen nicht allen Ansprüchen genügt, empfiehlt es sich, die Anordnung so zu treffen, daß auch nachträglich eine Änderung der Schwingungszahl durch geeignete Maßnahmen vorgenommen werden kann.

5. Die Grundplatte soll so stark wie möglich ausgebildet werden, ihre Masse soll im allgemeinen nicht weniger betragen als die Gewichte der Maschine, Tischplatte und Stützen zusammen.

Die Einspannung der Rahmenstiele in die Grundplatte ist unter Zugrundelegung obiger Lastzuschläge zu berechnen. Die so ermittelte Bewehrung der Grundplatte braucht sich jedoch nur auf die Umgebung der Stützeneinspannstellen zu beschränken. Im übrigen gelten für die Grundplatte die Erleichterungen des Punktes 6.

6. Für die Berechnung der Bodenpressungen kann die Hälfte der oben angeführten Lastzuschläge in Rechnung gesetzt werden, bei vorhandener Tiefgründung unter Umständen noch weniger, wenn der Nachweis entsprechend tief liegender Eigenfrequenzen der Gründung

erbracht wird.

Die Bauerund- und Grundwasserverhältnisse unter dem Maschinenfundament sind durch Bohrungen, die möglichst bis zu einer Tiefe von 12—15 m durchzuführen sind, klarzustellen. Bei nicht einwandfreiem Baugrund und bei Feststellung eines Grundwasserstandes nahe der Fundamentsohle des Turbinenfundamentes ist eine Pfahl-gründung bzw. eine andere Tiefgründung in Erwägung zu ziehen.

## Die Wattsche Pferdekraft und die "Kraft" eines Pferdes. Von Prof. M. F. Visser.

In Lehrbüchern findet sich meist die Angabe, Watt habe bei Versuchen gefunden, daß ein Pferd das Gewicht von 100 Pfund mit Versuchen gefunden, daß ein Pierd das Gewicht von 100 Plund mit einer Geschwindigkeit von 220 Fuß in der Minute heben könne. Für die Reibung und zur Sicherheit habe er 50% hinzugefügt und somit als "Pferdekraft" 550 Fußpfund in der Sekunde gefunden. Dies ist das 1,014fache von 75 mkg/sec. In einer englischen Schrift von John Farey (1827) über Dampfmaschinen findet sich obige Angabe bereits. Es ist aber wahrscheinlich, daß Watt mit seinem Wort "Pferdekraft" die Nutzleistung bezeichnen wollte. Nimmt man nun nut daß die Reibungswiderstände von Görel und Punne 50% voran, daß die Reibungswiderstände von Göpel und Pumpe 50% verzehren, so hätte das Pferd tatsächlich 2 PS geleistet. Der Verfasser hat bei englischen Sachverständigen und bei Büchereien angefragt, hat aber keine sichere Auskunft darüber erhalten können, ob Watt tatsächlich persönlich den Versuch gemacht hat; dies scheint sogar nicht der Fell gemeent gemacht hat; nicht der Fall gewesen zu sein.

Um diese Frage einwandfrei zu lösen, hat Verfasser einen Göpel gebaut von 8 m Halbmesser, so daß der vom Pferde zurückgelegte Kreis 50 m beträgt; in der Mitte befindet sich eine Bremse, die beliebig angezogen werden kann, dabei wird die vom Pferde ausgeübte tatangezogen werden kann, dabei wird die vom Pierde ausgeübte tat-sächliche Zugkraft durch einen Kraftmesser dauernd angezeigt, und gleichzeitig wird die Zeit gemessen, die bei einmaliger Umkreisung verstreicht. Hiermit sind im Haag, aber auch in Köln und Hamburg Versuche angestellt. Im Haag leisteten viele Pferde 5 PS, einige 7 PS, aber in Köln wurden sogar 9 PS erreicht. Dauerversuche von 30 Minuten ergaben bei allen Pferden durchschnittliche Werte

von 1,5 bis 3 PS. Die häufig ausgesprochene Ansicht, daß ein Pferd in Wirklichkeit nicht imstande sei, eine "Pferdekraft" zu leisten, ist somit widerlegt. Die praktische Anwendung ergibt, daß zwei Pferde im üblichen städtischen Verkehr eine Last von 5000 kg bewegen können, wobei noch ein Kraftüberschuß vorhanden ist für schlechtgepflasterte Strecken und Brückenrampen. In Köln sind Dauerversuche auf einer 12 km langen, ebenen und sehr gut gepflasterten Straße ausgeführt worden; dabei hat ein Einspänner 7000 bis 8500 kg befördert und ein Zweigespann 10000 bis 16250 kg. Man muß immer bedenken, daß ein Motorwagen die Reibungswiderstände der Maschine und die eigene Fortbewegung erst überwinden muß, bevor die Nutzleistung beginnt; beides kommt beim Pferde nicht in Betracht, wenn man die ausgeübte Zugkraft unmittelbar am Haken mißt. (De Ingenieur 1929, Heft 32, S. A. 317 bis 320 mit 2 Abb.)

## Lehrgerüst für eine 31 m weite Eisenbetonkuppel.

Für den Bau einer achteckigen Tempelkuppel aus Eisenbeton in Los Angeles, 31 m weit, 17,5 m hoch, im Scheitel 42 m über dem Fußboden, mußte das Lehrgerüst viel Platz zum Lagern der Baustoffe und für die Ausbauarbeiten freilassen und für diese Arbeiten nach Bedarf leicht ab-

tragbar sein. Diesen Forderungen entsprach ein Lehrgerüst (s. Abb.) aus ei-nem Ständerturm (mit Aufzug und Treppe) in derMitte, einem Ring von Ständern halbenwegs zwischenTurm und Wand, beide reichlich verkreuzt, Meridiansparren,

durch Streben und den Grundring (I-Querschnitt) gestützt, waagerech-ten Pfetten in je 3 m Abstand, durch auf-

gelegte rundgeschnittene Hölzer dem Krümmungs-maß jeder Stelle angepaßt, und einer

2,5 cm starken Schalung.ZurSicherung der richtigen Krümmung diente eine rundum fahrbare Meridianlehre aus Gitterwerk, von der aus die Stichma-Be für das Gespärre genommen wurden. Der Beton für

lotrecht und waagerecht bewehrte Kuppel, am Fuß 11,5, im Scheitel 10-15 Pfetten 15×15 Pfellen Schalung 15.20 Pfetten 20 - 20 Pfetten 20 \* 25 Pfetten 25 + 25 Pfetten 25 - 25 Pfetten

6,5 cm stark, ist unter 4,5 at Druck hochgefördert und zuerst in waagerechten Streifen von oben, dann an den steilen Stellen mit Zuhilfenahme leichter Zwischengerüste von unten aufgespritzt worden. (Nach Z. Witkin, Chefingenieur der Bauunternehmung in Los Angeles, Engineering News-Record 1929, S. 257 bis 260 mit 3 Zeichnungen und 3 Lichtbildern.)

#### Jubiläumstagung

## des Deutschen Ausschusses für wirtschaftliches Bauen.

Der vor zehn Jahren durch einen kleinen Kreis von Fachleuten in Dresden gegründete Ausschuß für wirtschaftliches Bauen führt seine Entstehung zur Hauptsache auf die damals bestehende Baustoffnot zurück und hat mit als erster den Gedanken der Rationalisierung im Bauwesen tatkräftig vertreten. Aus diesem kleinen Kreis ist in den rückliegenden zehn Jahren eine große Bewegung entstanden, die heute alle am Bauwesen und an der Bauwickshaft hetsilisten Bauklatte und Industrien umfoßt. Seinem wirtschaft beteiligten Fachleute und Industrien umfaßt. Seinem Wirken ist eine tiefgehende Aufklärungsarbeit über die Notwendigkeit der Hebung der Arbeitsleistung, der gleichzeitigen Verminderung des Arbeits- und Baustoffaufwandes, der besseren Ausnutzung altbewährter Baustoffe und über die Einführung neuzeitlicher Baumethoden zu danken. Neben dieser Aufklärungsarbeit hat der Ausschuß in den letzten Jahren wichtige Einzelprobleme des Bauwesens in kleinerem gehlundigen Lysiesenschlaft. in kleinerem fachkundigen Kreise verfolgt und die Ergebnisse der Allgemeinheit zur Verfügung gestellt.

Seine zur Feier des zehnjährigen Bestehens in Karlsruhe in den Tagen vom 27. bis 29. September veranstaltete Jubiläumstagung umfaßte im Verfolg dieser Bestrebungen eine Reihe von Sondervorträgen über den Stahlbau und zentrale Wirtschaftseinrichtungen. Die Bedeutung dieser Tagung geht daraus hervor, daß viele Reichs- und Länderministerien, eine große Zahl deutscher Städte, verschiedene Technische Hochschulen und andere technische Lehranstalten, viele große technische und wirtschaftliche Vereine, Baugenossenschaften, Siedlungsgesellschaften und ferner auch das Österreichische Bundesministerium für Handel und Verkehr vertreten waren, und daß der Tagung etwa 900 Fachleute des In- und Auslandes beiwohnten.

In seiner Begrüßungsansprache behandelte der Präsident des Ausschusses, Regierungsbaurat Stegemann, Leipzig, vornehmlich den Gedanken der Rationalisierung im Bauwesen. Er wies darauf hin, daß es unter dem Gedanken neuer Sachlichkeit nicht darauf ankommt, irgend welchen unbrauchbaren Ersatz an die Stelle des Altbewährten zu setzen, sondern vielmehr, daß neue technische Erkenntnisse dem nutzbar zu machen sind, um den Bauvorgang im Rahmen wirtschaftlichen und technischen Denkens umzugestalten und ihn zu verbessern. Der Deutsche Ausschuß arbeitet in engster Gemeinschaft mit der Reichsbauforschungsgesellschaft und erfreut sich in weit-gehendem Maße der Unterstützung des Reiches, der Länder, der Fachkreise und der Industrien.

Die Reihe der eigentlichen Fachvorträge wurde durch Professor Rein, Breslau, mit einem Vortrag über den Stahlskelettbau eröffnet. Nach einem kurzen Rückblick auf die Entwicklung des Skelettbaus, seine bekannten Vorzüge und nach einem Vergleich über die Entwicklung in den Vereinigten Staaten und Deutschland ging der Vortragende auf die allgemeinen und konstruktiven Grundstallen des Stablebaldstates im Mohren der Mohren der

tragende auf die allgemeinen und konstruktiven Grundgedanken des Stahlskelettbaus ein. Neben den Maßnahmen
für Rost- und Feuerschutz wurden die wesentlichsten Gesichtspunkte für den Aufbau des Stahlskeletts erörtert.
Daran schlossen sich eingehende Betrachtungen über die dem
jeweiligen Stand der technischen Erkenntnisse angepaßte
konstruktive Durchbildung der Verbindungen, wobei die
Anwendung der neuesten Forschungsergebnisse von dem
Vortragenden gewertet und empfohlen wurde. Daran schloß Anwendung der neuesten Forschungsergebnisse von dem Vortragenden gewertet und empfohlen wurde. Daran schloß sich ein Überblick über den heutigen Stand der elektrischen Lichtbogenschweißung und die für ihre Anwendung im Stahlbau zu erfüllenden Grundbedingungen. Die vielfachen Vorzüge des Stahls und ihre Ausnutzung im Hochbau wurden an einer Reihe praktischer im Lichtbild vorgeführter Bauausführungen erörtert, und abschließend einige bedeutungsvolleBeispiele über die Anwendung des Stahlskeletts

Wohnungsbau behandelt.

Den zweiten Vortrag hielt Professor Dr. Siedler, Berlin, über das Ausfachungsmaterial des Stahlskelettbaus. Von der Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit der Ausfachung und

Bekleidung hängen alle wichtigen Fragen des Wohnungsbaus ab. Der Vortragende schlägt vor, die Wand so zu konstruieren, daß sie aus einer die tragende schlägt vor, die Wand so zu konstruieren, daß sie aus einer die statischen Funktionen übernehmenden Kernlamelle besteht und von einer besonderen Außenhaut und Innenhaut abgeschlossen wird. Eingehend wurden dann die in Betracht kommenden Baustoffe: gebrannte Steine, Leicht-, Zellen-, Gas- und Schimabeton, besprochen. Wesentlich ist hierbei das Problem der Fugendichtung und Verbesserung des Mörtels. Besondere Aufmerksamkeit ist bei Leichtbetonausfachungen der Stützenumkleidung zu widmen, da die verschiedenen Wärmeleitzahlen bei Betonverkleidung leicht zu Rissen führen. Auch der Gipsindustrie ist nach amerikanischem Vorbild auf dem Gebiet der Ausfachung ein aussichtsreiches Betätigungsfeld gegeben. Dem in den Vereinigten Staaten in großem Maße verwendeten Streckmetall mißt der Vortragende für die Zukunft besondere Bedeutung als Putzträger bei.

Bedeutung als Putzträger bei.
Dr.-Ing. Weiß, München, sprach über Dach- und Deckenkonstruktionen im Stahlbau. Zunächst behandelte der Vortragende die Eindeckung des flachen Daches und ging dann zu den altbewährten Baustoffen für die Dachhaut, dem Bimsbeton, dem Ziegelhohlstein und der Hourdisplatte über. Eine Neuheit bildet die auf der Leipziger Baumesse gezeigte Domosana-Decke; auch Spritzbeton auf Draht-gewebe nach dem Torkret-Verfahren wird künftig bei weitgespannten Hallen als Dachhaut Bedeutung gewinnen. Neben Heraklit-Platten kommen auch Stahl und Kupfer als altbekannte Eindeckungsbaustoffe in Frage. Bei der Besprechung der Zwischendeckenausbildungen verwies der Vortragende darauf, daß es gelungen ist, durch elastische Stahlträger eine Deckenkonstruktion zu schaffen, welche die Vorzüge der Holzdecke aufweist, aber ihre Nachteile vermeidet.

Über Baupolizeiliche Vorschriften, Feuersicherheit und Gütevorschriften des Stahlbaus sprach Geheimer Bau- und Ministerialrat i. R. Dr. Friedrich, Berlin. Infolge der Übertragung der für Großbauten in Betracht kommenden Baupolizeivorschriften auf Stahlwohnhäuser und Siedlungsbauten wird die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise sehr gehemmt. Eingehend behandelt der Vortragende die für die Erleichterung der Baupolizeibestimmungen in Betracht kommenden Gesichtspunkte, u.a. Verringerung der Nutzlasten, Milderung der Vorschriften über die Anfnahme des Winddrucks

Milderung der Vorschriften über die Aufnahme des Winddrucks,

Minderung der Knickgefahr bei den Stützen und Verringerung der Feuersgefahr bei Stahlhäusern. Die neuen vom Deutschen Normenausschuß für Stahlhäuser aufgestellten Gütevorschriften werden dem Stahlwohnungsbau zweifellos erhöhte Wirtschaftlichkeit sichern.

Den Schluß der Vorträge am ersten Tage hielt Direktor Wagner,

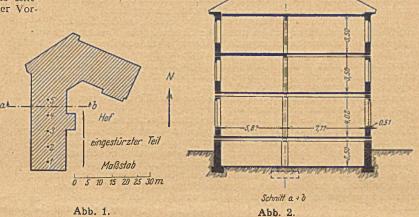
Den Schluß der Vorträge am ersten Tage hielt Direktor Wagner, Sorau, über die Stellung der Hypothekenbanken zum Stahlhausbau. Der zweite Tag war zentralen Wirtschaftseinrichtungen gewidmet. Magistratsbaurat Nosbisch, Frankfurt (Main), behandelte das Problem der Zentralheizungen, Zentralwaschküchen, Zentralbadeanlagen und Zentralküchen. Ing. H. Barlach, Berlin, sprach über die wirtschaftlichen Voraussetzungen der verschiedenen Heizsysteme.

Eine Besichtigung der am 28. September eröffneten, von Professor Dr.-Ing. e. h. Gropius unter Mitwirkung namhafter deutscher Architekten geschaffenen Dammerstocksiedlung in Karlsruhe ergänzte in zweckdienlicher Form die Vorträge nach der praktischen Seite. Verschiedene von der Stadt Karlsruhe gebotene Unterhaltungen Seite. Verschiedene von der Stadt Karlsruhe gebotene Unterhaltungen und eine Autobusfahrt durch den Schwarzwald nach Baden-Baden am 29. September beschlossen die wichtige Jubiläumstagung des Deutschen Ausschusses, dessen Wirken zum Wohle der Allgemeinheit auch künftig der gleiche Erfolg beschieden sein möge wie bisher R.

# Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Nr. 38. Einsturz eines dreistöckigen Gebäudes.

Das in den Abb. 1 und 2 im Grundriß und Querschnitt skizzierte Gebäude hatte Umfassungswände aus Ziegelmauerwerk und Hohlstein-

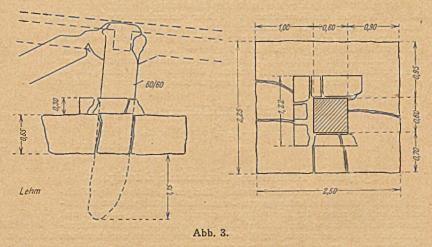


decken. Balken, Unterzüge und Stützen bestanden aus Eisenbeton. Die Stützen waren 6,0 m voneinander entfernt. Der Bau wurde im Hochsommer begonnen. Als im Herbst die oberste Decke betoniert wurde, stürzte der mittlere Teil des südlichen Flügels (Abb. 1) ohne worherige Anzeichen bei starkem Wind (13 bis 17,5 m/sec.) in ganzer Höhe plötzlich ein. Zwei von den auf dem Bauwerk beschäftigten Arbeitern wurden tödlich, zwei weitere schwer verletzt.

Am Unfalltage stand in den beiden obersten Geschossen noch die ganze Schalung. Im Erdgeschoß standen Notstützen, im Keller waren sie bereits entformt

waren sie bereits entfernt.

Die eingehenden Untersuchungen der Trümmer ergaben, daß die untersten Betonfundamente aller Stützen des Flügels starke Risse aufwiesen. Die Stütze 4 (Abb. 1) stand nicht auf der Mitte des Fun-daments und hatte sich durch die Fundamentplatte hindurch etwa



1,15 m in den Baugrund (Lehm) eingedrückt (Abb. 3). Die untere Platte des Fundaments wies an Stelle der im Entwurf vorgesehenen Stärke von 0,8 m nur eine solche von 0,65 m auf. Der nach Zeugen-

aussagen im Verhältnis 1:12 gemischte Beton dieses Fundamentteils zeigte teilweise stark ungleichmäßiges Gefüge und war etwa 3 1/2 Monate nach dem Betonieren noch so weich, daß man mit dem Spaten ohne Mühe große Stücke loslösen konnte. Ein aus der Platte entnommenes Probestück hatte eine Druckfestigkeit von nur 16,7 kg/cm² nach etwa 6 Monaten.

Die Nachprüfung der statischen Berechnung ergab außer einer Reihe weniger wichtiger Mängel, daß die Belastung der Stützen zu Reihe weniger wichtiger Mängel, daß die Belastung der Stutzen zu gering angenommen war. Jedoch hatten die Stützen zur Zeit des Einsturzes erst etwa 37% der rechnungsmäßigen Höchstlast. Der von der Staatsanwaltschaft herangezogene Sachverständige nahm als Ursache des Einsturzes zunächst das Versagen des Fundamentes der Stütze 4 an, das bedingt sei durch die geringe Festigkeit des Betons, die zu geringe Plattenstärke und das Fehlen einer Bewehrung zur Aufnahme der starken Biegungs- und Haftspannungen. Die geringe Betonfestigkeit sei durch starke Verunreinigung der Zuschlagstoffe verursacht. Violleicht ist auch beim Betonieren Zement ausgewaschen verursacht. Vielleicht ist auch beim Betonieren Zement ausgewaschen worden, da nach Zeugenaussagen die Baugrube des Fundamentes beim Betonieren teilweise mit Wasser gefüllt gewesen ist, das wegen des Drängens auf schnellen Baufortschritt vor dem Betonieren nicht ent-Drängens auf schnellen Baufortschrift vor dem Betonieren nicht enfernt worden sei. Außerdem soll später infolge starker Niederschläge der Keller zeitweise unter Wasser gestanden haben. Die Regenhöhe betrug während der Bauzeit rd. 210 mm gegenüber rd. 90 mm in normalen Jahren. Die von anderer Seite geäußerte Vermutung, daß der Beton durch schädliche Bestandteile des Bodens oder Grundwassers am Erhärten verhindert worden sei, fand in den Ergebnissen der chemischen Boden- und Wasseruntersuchungen keine Stütze, da diese nur ganz geringe Spuren schädlicher Bestandteile graghen.

nur ganz geringe Spuren schädlicher Bestandteile ergaben.
Ein anderer Sachverständiger nahm als Ursache für den Einsturz
ein Nachgeben des Baugrundes unter der Stütze 4 an. Nachträglich
ausgeführte Bodenuntersuchungen bestätigten jedoch das Ergebnis der
vor Baubeginn vorgenommenen Bohrungen und ergaben, daß der
Baugrund aus einer 20 m starken gleichartrigen Diluvislschicht bestangen dessen oberste Schicht als Lehm zu bezeichnen ist. Probebelastungen zeigten, daß dem Baugrund eine Pressung von etwa 1,2 kg/cm², wie sie unter dem Fundament der Stütze 4 vor dem Einsturz etwa ein-

getreten ist, zugemutet werden konnte.

Die ausführende Firma vertrat den Standpunkt, daß der zur Zeit des Einsturzes herrschende Sturm, dessen Gewalt sich kurz vor dem Einsturz nach der Aussage einer Zeugin plötzlich verstärkt habe, die hofseitige, noch nicht ganz erhärtete Umfassungswand des obersten Geschosses (Abb. 1) nach außen gedrückt und die Schalungsstützen der obersten Decke umgerissen habe. Die ihrer Unterstützung beraubte oberste Decke habe dann die übrigen im Sturz mitgerissen. Der Einsturz könne gar nicht bei Stütze 4 begonnen haben, da Arbeiter, die im Augenblick des Unfalls über dieser Stütze auf der obersten Decke arbeiteten, nicht abgestürzt seien, sondern sich noch hätten retten können. Einer dieser Arbeiter gab auch an, er habe gesehen, wie sich die oberste Decke zuerst etwa in der Mitte zwischen der Stütze 4 und dem Südgighel trichterförmig eingesenkt habe. Die verunglückten und dem Südgiebel trichterförmig eingesenkt habe. Die verunglückten Arbeiter hatten gerade in der Nähe dieser Stelle gearbeitet.

Der Sachverständige der Staatsanwaltschaft schloß sich auf Grund dieser Zeugenaussagen der Ansicht der ausführenden Firma an und nahm nunmehr an, daß die Zerstörung des Stützenfundamentes 4 eine Folge und nicht die Ursache des Einsturzes sei.

Die Staatsanwaltschaft stellte daraufhin das gegen Unbekannt eingeleitete Verfahren ein, da das Unglück auf höhere Gewalt zurückturgüben sei

#### Berichtigung zum Aufsatz Flachsbart in Heft 17, 1929.

In meiner Arbeit "Über zwei Sätze der theoretischen Hydraulik..." in Heft 17 des laufenden Jahrgangs dieser Zeitschrift ist in Gl. (7) bei der Korrektur ein Fehler übersehen worden, auf den mich Herr Professor Oesterlen, Hannover, dankenswerterweise aufmerksam gemacht hat. In der Gleichung erscheint, so wie sie gedruckt vorliegt in jedem Term der cos a im Oudart was einer gedruckt vorliegt, in jedem Term der  $\cos \alpha$  im Quadrat, was einer in der Zeiteinheit durch die Kontrollslächen transportierten Masse von der Größe  $\varrho \, \mathbf{F} \, \mathbf{v} \cdot \cos \alpha$  entspricht. Tatsächlich ist diese Masse  $\varrho \, \mathbf{F} \, \mathbf{v}$ , wovon man sich leicht überzeugt. Die Gleichung (7) lautet daher richtig:

(7) 
$$\frac{\varrho \, \Delta \, t \, (F_2 \, v_2^2 \cos \alpha_2 - F_1 \, v_1^2 \cos \alpha_1)}{\Delta \, t} = \varrho \, (F_2 \, v_2^2 \cos \alpha_2 - F_1 \, v_1^2 \cos \alpha_1) = R_x.$$
 Flachsbart.

## 25 Jahre Technische Hochschule Danzig.

Die anläßlich des fünfundzwanzigjährigen Bestehens der Technischen Hochschule im Auftrage von deren Senat herausgegebenen Festschrift enthält neben der Darstellung der geschichtlichen, äußeren und inneren Entwicklung der Hochschule eine größere Anzahl wissenschaftlicher Abhandlungen, verfaßt von den Mitgliedern der eine Fest Abteilungen. Aus den Bauingenieurwissenschaften enthält die Fest-schrift zwei Aufsätze von Professor K. Höpfner: Über Stadtbauwesen, Straßenbau und die Straßenbauforschungsstelle Ostpreußen, von Prof. Dr. R. Winkel über die Versuchsanstalt für Wasserbau der

T. H. Danzig. Ferner hat für den Bauingenieur Bedeutung die Bearbeitung des Knick- und Verdrehungsvorganges bei offenen Profilen von Prof. Dr. H. Wagner. Dr. M. Foerster.

### Eine Aufgabe aus der Dreieckflächenteilung (Bodenteilung).

Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien.

Bei einem Bodenkauf wurde verlangt, die Fläche F des dreieckförmigen Grundstückes ABC (Abb. 1) in drei Teile m F, n F und p F so zu zerlegen, daß die Teilungslinien von dem erst zu bestimmenden in lieden der außerhalb

liegenden Punkte S senkrecht zu den einzelnen Dreieckseiten verlaufen; m, n und p = (r - m - n) sind echte Brüche. Es sei (Abb. 1):

Fläche A12 = m F; B34 = n F.

Man erkennt, Sim Dreieck, in der Seitec oder außerhalb des Dreieckes liegt, je nachdem die Bedingung:

(i) 
$$\xi + \eta \gtrsim c$$

erfüllt wird; nun ist:

$$\frac{1}{2} \zeta^2 \sin \alpha \cos \alpha = m F = \frac{1}{2} m b c \sin \alpha$$

Abb. 1.

$$\frac{1}{2} \eta^2 \sin \beta \cos \beta = n F = \frac{1}{2} n a c \sin \beta$$

$$\zeta^2 = \frac{\text{mbc}}{\cos \alpha}, \ \eta^2 = \frac{\text{nac}}{\cos \beta}.$$

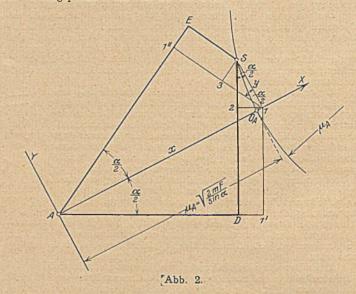
Dies in Gl. (1) eingeführt, entsteht die Bedingungsgleichung:

(2) 
$$\left(\frac{m b}{c \cos a}\right)^{1/2} + \left(\frac{n a}{c \cos \beta}\right)^{1/2} \gtrsim 1.$$

(2)  $\left(\frac{m\ b}{c\ \cos\alpha}\right)^{1/2} + \left(\frac{n\ a}{c\ \cos\beta}\right)^{1/2} \gtrapprox r \ ,$  aus der sofort über die Lage von S entschieden werden kann. Beispiel: Für ein rechtwinkliges Dreieck vereinfacht sich wegen  $a = c\cos\beta$ ,  $b = c\cos\alpha$  obige Bedingung zu:

$$m^{1/2} + n^{1/2} \gtrapprox \tau \; .$$

Bei Flächengleichheit, also m=n=1/a, entsteht daher:  $2\left(\frac{x}{3}\right)^{1/a}>r$ . S liegt daher stets in der Dreiecksfläche; ist z.B. m=n=1/4, so geht die linke Seite der Gl. (2') in die Einheit über der Teilungspunkt S fällt in die Seite c.



Solange nun S außerhalb liegt, läßt sich die Lösung der gestellten Aufgabe unmittelbar anschreiben; umständlicher ist sie, wenn S ins Dreicck fällt. Nachstehend soll eine einfache und unseres Wissens noch nicht bekannte Konstruktion zur Aufsuchung von S angegeben werden, die rasch und mit großer Genauigkeit zum Ziele

In Abb. 2 ist durch ADSE das aus dem Dreieck ABC (Abb. 3) herausgeschnittene Schnenviereck, dessen Inhalt mF betragen möge, dargestellt. Wir legen durch den Eckpunkt A ein Achsenkreuz, dessen X-Achse mit der Halbierenden des Winkels a zusammenfällt und drücken die Fläche mF durch die Koordinaten x und y des Punktes S aus. Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 erhält man:

$$m F = \frac{1}{2} \left( x \cos \frac{\alpha}{2} - y \sin \frac{\alpha}{2} \right) \left( x \sin \frac{\alpha}{2} + y \cos \frac{\alpha}{2} \right)$$
$$+ \frac{1}{2} \left( x \cos \frac{\alpha}{2} + y \sin \frac{\alpha}{2} \right) \left( x \sin \frac{\alpha}{2} - y \cos \frac{\alpha}{2} \right)$$

und nach Auswertung die überaus einfache für Vermessungen sehr geeignete Flächenformel für ein Schnenviereck:

(3)\*1 m F = 
$$\frac{1}{2}$$
 (x<sup>2</sup> — y<sup>2</sup>) sin  $\alpha$ 

Für F, Abb. 3, den entsprechenden Wert eingesetzt, entsteht:

$$m \frac{1}{2} b c \sin \alpha = \frac{1}{2} (x^2 - y^2) \sin \alpha$$

Mit der Abkürzung:  $\mu_{\rm A}=({\rm m~b~c})^{1/2}$  folgt schließlich:

(4) 
$$\frac{x^2}{\mu_A^2} - \frac{y^2}{\mu_A^2} = \tau$$

d. h. der geometrische Ort aller Punkte S gleichflächiger Sehnenvierecke ist eine gleichseitige Hyperbel, deren Achsen  $\mu_A$  messen; der Halbmesser des durch OA gehenden Scheitelkrümmungskreises hat ebenfalls die Größe  $\mu_{\rm A}$ ; der Krümmungsmittelpunkt  ${\rm T}_{\rm A}$  (Abb. 3) steht somit vom Ursprung A um 2  $\mu_{\rm A}$  ab.

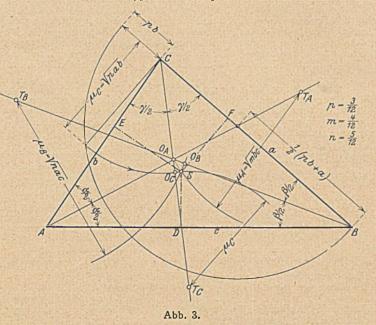
Ist nun ein Dreieck im Sinne des gestellten Problems zu teilen, so braucht man nur von den drei Hyperbeln, die alle die Form

\*1 Der Umfang eines Sehnenviereckes läßt sich sofort aus:

$$U = 2 \times \left( \sin \frac{\alpha}{2} + \cos \frac{\alpha}{2} \right)$$

berechnen; er ist nur von x und a abhängig.

Gl. (4) haben und deren Achsen der Reihe nach:  $\mu_A = (m b c)^{\frac{1}{2}}$ ,  $\mu_B = (n a c)^{\frac{1}{2}}$ ,  $\mu_C = [(r - m - n) a b]^{\frac{1}{2}}$  sind, zwei zum Schnitt zu bringen; da aber der gemeinsame Schnittpunkt S in der Nähe der Hyperbelscheitel OA, OB, OC liegt, Abb. 3, kann man sich vielfach die Konstruktion der Hyperbeläste ersparen und unmittelbar mit den



drei Scheitelkrümmungshalbmessern arbeiten; die Lage von S ergibt sich auch hier mit weitreichender Genauigkeit, allenfalls durch Zwischenschaltung von S in das etwa sich ergebende differentiale Fehlerdreieck. Die zeichnerische Bestimmung eines  $\mu$ -Wertes ist aus der Abb. 3 ohne weiteres zu ersehen, der auch die konstruktive Festlegung von S entnommen werden kann (Fehlerdreieck konstruktive Null). Dem in Abb. 3 dargestellten Beispiel wurden m =  $^4/_{12}$ , n =  $^5/_{12}$  und p =  $^3/_{12}$  zugrunde gelegt. Um die Darstellung nicht unübersichtlich zu machen, wurde darin nur die Konstruktion von  $\mu$ C zur Darstellung gebracht, SD, SE und SF sind die gesuchten Teilungslinien.

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Vereinheitlichung der Formalien im internationalen gewerblichen Rechtsschutz.

Von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W 15.

Zum dankenswerten Versuch, die dringend notwendige Formalien-Reform im internationalen gewerblichen Rechtsschutz durch eine Aussprache unter Patentanwälten aller Länder zu fördern (Patentanwaltstagung Berlin 6.—8. November 1929), mache ich folgende z. T. seit Jahren von mir bereits in der Presse sowie auch im Verkehr z. T. seit Jahren von mir bereits in der Presse sowie auch im Verkehr mit den ausländischen Behörden und Kollegen propagierte Vorschläge:

1. Aufhebung aller Beglaubigungsvorschriften für Vertretervollmachten. z. Ersatz von notariellen oder konsularischen Beglaubigungen durch Unterschrift eines oder zweier Zeugen. 3. Fortfall des Erfindereides oder mindestens der Beglaubigungspflicht desselben.

4. Fortfall des Nachweises der Übertragung von Prioritätsrechten bei Schutzrechtsanmeldungen oder mindestens der Beglaubigungspflicht dafür. 5. Zulassung von unbeglaubigten Übertragungsurkunden in deutscher, französischer und englischer Sprache. 6. Vereinheitlichung und Vereinfachung der Übertragungsformulare (etwa nach deutschem, österreichischem bzw. belgischem oder schweizerischem Muster).

7. Fortfall von Stempelabgaben und Steuern bei Formularen aller Art. 8. Ersatz des Ausübungszwanges durch internationale, gleichartige Zwangslizenzbestimmungen. 9. Vertreter-Nennung auf allen Schutzrechts-Urkunden auch inländischer Anmelder. 10. Allgemeine Einführung eingetragener Patentanwälte und amtlicher Patent-Einführung eingetragener Patentanwälte und amtlicher Patentanwaltslisten.

Einsturzunglück in Beuthen. Am 24. Oktober stürzten in Beuthen beim Neubau des Volksbades mehrere Eisenbetondecken des Erdgeschosses und des ersten Obergeschosses ein. Vier Arbeiter wurden getötet, eine größere Anzahl schwer verletzt. Die Bauarbeiten, die in öffentlicher Submission ausgeschrieben waren, wurden von einer ortsansässigen Firma ausgeführt. Diese Firma soll bisher nur im Untertagebergbau, hingegen noch nicht im Eisenbetonhochbau tätig gewesen sein und insbesondere über keinerlei Erfahrungen im Betongußverfahren verfügt haben, der im vorliegenden Falle wenig geeignet

war. Es ist also wiederum ein Fall zu verzeichnen, in dem von einem kommunalen Auftraggeber die Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton unbeachtet blieben, nach welchen nur Unternehmer herangezogen werden sollen, die die Bauweise gründlich kennen und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten. Die Firma erhielt den Zuschlag zu einem Preise, der nach Ansicht von sachverständigen Mitbietern etwa 23% unter den Selbstkosten lag, also in offenbarem Mißverhältnis zur geforderten Leistung stand. Auch soll der Magistrat der Stadt Beuthen dafür bekannt sein, daß er im Widerspruch zu § 8 Teil A der VOB. bei der Vergebung von Bauarbeiten ausschließlich einheimischen Firmen den Zuschlag erteilt.

Über die Ursachen des Bauunglücks konnten wir von maßgebender Stelle ferner folgende Einzelheiten erfahren: nehmer herangezogen werden sollen, die die Bauweise gründlich kennen

"Nach Ansicht der Stadtverwaltung in Beuthen ist der Unfall durch vorzeitiges Ausschalen einer Decke eingeleitet worden. Es handelt sich bei den Decken um eine 7½ m weit gespannte Eisenbeton-rippendecke, bestehend aus etwa 19 cm hohen Ackermannsteinen, darüber 2 Lagen etwa 8 cm hohen Schlackenhohlsteinen, darüber eine 5 cm starke im Gußverfahren hergestellte Betondruckschicht. Zunächst ist die Decke über dem Erdgeschoß eingestürzt, danach die darauf abgestützte erst 6 Tage alte Decke über dem ersten Obergeschoß und später die gleichen Decken in einem anschließenden Gebäudeteil. Die Decke unter dem Erdgeschoßboden wurde teilweise zerschlagen. Während des Erhärtens der eingestürzten Decke, die etwa 3 Wochen alt und in letzter Zeit künstlich berieselt worden waf, ist die Temper aturnachts mehrfach nahe am Nullpunkt gewesen.

Sowohl die Decken wie das Mauerwerk, auf dem der zugehörige Eisenbetonrandträger ruhte, weisen verschiedene Mängel auf, insbesondere hatte der Auftraggeber mangelhafte Steine geliefert. Es ist daher nicht ausgeschlossen, daß die eigentliche Unfallursache in diesen Mänglen und nicht in zu frühem Ausschalen zu suchen ist. Hierüber wird erst die schwebende Gerichtsuntersuchung Aufklärung schaffen können. Schon jetzt kann jedoch angenommen werden, daß das Unglück auf Unerfahrenheit und eine leichtfertige Bauausführung zurückzuführen ist.

Vergebung von Tiefbau- und Pflasterarbeiten der Reichspost. Der Reichspostminister hat mit Erlaß vom 1. November 1929 — VK 2837 — angeordnet, daß in Fällen, in denen Tiefbau- und Pflaster-V K 2837 — angeordnet, daß in Fällen, in denen Tiefbau- und Pflasterarbeiten an einen Unternehmer übertragen werden, der Bauarbeiten nicht gewerbsmäßig ausführt, und der daher weder der Tiefbau-Berufsgenossenschaft noch einer der Baugewerks-Berufsgenossenschaften angeschlossen ist, verlangt werden müsse, daß er seine Arbeiter bei einer der Zweiganstalten der Berufsgenossenschaften gegen Unfall versichert. Außerdem soll von ihm die Stellung einer Haftsumme gefordert werden, weil infolge der langsameren Abrechnung zwischen Zweiganstalten und Berufsgenossenschaften für die Deutsche Reichspost unter Umständen finanzielle Nachteile eintreten könnten.

Zunahme der Konkurse und Vergleichsverfahren. In dem letzten Wochenbericht gibt das Institut für Konjunkturforschung einen vollen Überblick über die Zahlungseinstellungen seit Beginn des Jahres bis zum September und stellt diese den entsprechenden Zahlen des Vorjahres gegenüber.

Die Zahlungseinstellungen

Schuldner	Eröffnete Konkurse		Eröffnete Vergleichs- verfahren		
Definition	1928	1929	1928	1929	
	Anzahl Januar bis September				
Eisen- und Metallindustrie sowie Her- stellung von Eisen-, Stahl- und Metall-			6-		
Maschinen-, Apparate-, Fahrzeugbau	112	190	60 76	141	
Elektrotechnik, Feinmechanik, Öptik	118	151	38	70	
Chemische Industrie	41	42	22	38	
Textilindustrie	107	163	58	103	
gewerbe	63	85	30	41	
Leder- und Linoleumindustrie	54	60	28	44	
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	258	346	119	193	
Nahrungs- und Genußmittelgewerbe	336	375	94	134	
Bekleidungsgewerbe	300	371	144	231	
Baugewerbe	269	314	104	131	
Einzelhandel	2463	2881	1038	1652	
Großhandel	334	487	216	342	
Bankgewerbe	86	55	9	16	
Ubrige	1399	1659	353	460	
Zusammen:	6001	7312	2389	3686	

Diese Zusammenstellung gibt insgesamt ein sehr bezeichnendes Bild von der Intensität der Depression unserer derzeitigen Wirtschaftslage. Die Zahl der eröffneten Konkurse ist in diesem Jahre um 22%, die der Vergleichsverfahren um 54% höher als während der gleichen Zeit des Vorjahres. Im Baugewerbe sind diese um 17% bzw. 26%

gestiegen.
Währendim ganzen Jahre 1928 8120 Konkurse und 3147 Vergleichsverfahren eröffnet wurden, waren es von Anfang 1929 bis zum 26. 10. ds. Js. bereits 8034 Konkurse und 3998 Vergleichsverfahren, so daß die Gesamtzahl dieses Jahres diejenige des Vorjahres beträchtlich

übersteigen wird.

Die Zunahme der Insolvenzverluste wird vom Institut auf mindestens 130 Millionen Reichsmark geschätzt. Die Gläubigerausfälle, die für 1928 rund 470 Millionen betrugen, wären für dieses Jahr auf mindestens 600 Millionen zu veranschlagen. Auch die Zahl und die Summe der Wechselproteste, soweit man aus repräsentativen Angaben schließen kann, waren schon zu Mitte Oktober um etwa 10% höher als zur Vorjahrszeit.

Die Arbeitsmarktlage im Reich. Bericht der Reichsanstalt für

die Zeit vom 28. Oktober bis 2. November 1929.

Die Kurve der Arbeitslosigkeit stieg in der Berichtswoche weiter an; sie war aber kaum steiler als in der Vorwoche und entsprach ungefähr der Entwicklungslinie des Vorjahrs.

Die stärksten Zugänge, in manchen Bezirken mehr als die Hälfte, kamen aus dem Baugewerbe. Auch die Saisonbetriebe der Industrie der Steine und Erden gaben weitere Arbeitskräfte frei. Metallwirtschaft und Holzgewerbe litten unter dem Druck, der von dem geringeren Beschäftigungsstand des Baumarktes ausging; aber auch darüber hinaus ist die Widerstandsfähigkeit dieser Gewerbegruppen allmählich

schwächer geworden.

Die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der versicherungsmäßigen Arbeitslosenunterstützung lag am Ende des Monats nahe an 865 000. Mithin dürfte die Arbeitslosigkeit, soweit ihre Entwicklung (nicht der Umfang) durch die Bewegung der Hauptunterstützungsempfänger gekennzeichnet wird, zwischen dem 15. und 31. Oktober um rund 10% gestiegen sein; im Vorjahr stieg sie innerhalb der gleichen

Zeit, allerdings bei einem erheblich günstigeren Ausgangspunkt, um

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben:

In der Industrie der Steine und Erden stiegen die Entlassungen aus Ziegeleien und Zementwerken an. In Steinbrüchen und Schotterwerken war die Beschäftigung noch widerstandsfähiger.

In der Metallwirtschaft machen sich bei aller Uneinheitlichkeit der Lage die Anzeichen einer konjunkturellen Abschwächung immer mehr bemerkbar. Eisen- und Stahlindustrie, Maschinen- und Fahrzeug-bau gaben langsam, aber fast ständig weitere Arbeitskräfte frei. Nur wenige Zweige, so die Telefon-, Elektro-, Radio- und Beleuchtungs-industrie, waren schwach aufnahmefähig. Im übrigen wurden, außer den Facharbeitern für die Bauindustrie, fast nur hochqualifizierte Spezialarbeiter vermittelt.

Durch den Rückgang der Außenarbeiten wurden die Arbeits-

möglichkeiten für ungelernte Arbeiter stark eingeschränkt.

Im Baugewerbe trat ein weiterer Rückgang der Beschäftigung ein; in mehreren Bezirken hat er sich nicht unerheblich gegenüber den Vorwochen verschärft. Nur in einigen Großstädten (vor allem in Berlin) und in Kurorten scheint der Baumarkt bei günstigem Bauwetter noch die Ausgeschaft der Bauharkt bei ginstigen Bauwerter noch für einige Zeit gut gesichert. Sehr enttäuscht hat die Entwicklung auf dem Lande, die sonst nach der Ernte einen neuen Auftrieb gewann. In erster Linie gelangten wieder Maurer, Zimmerer und Maler zur Entlassung; für Innenarbeiter, Glaser, Stukkateure und besonders Töpfer war die Nachfrage noch rege. — Im Tiefbaugewerbe war die Lage in Mitteldeutschland (Bauarbeiten beim Mittellandkanal) und in Südwestelland besons als im Beisehalunghen bei westdeutschland besser als im Reichsdurchschnitt

Fast alle Bezirke melden ein erneutes erhebliches Abflauen des Beschäftigungsgrades im Baugewerbe. Vielfach setzte der Rückgang in schärferem Umfange als in den Vorwochen ein. Der Zugang an Facharbeitern betrug in Pommern 657, in Niedersachsen 815, in Hessen

1259, in Mitteldeutschland 1900, in Bayern 1482.

Der Beschäftigungsgrad im Hochbau in den Großstädten ist nach wie vor verhältnismäßig günstig, trotzdem im allgemeinen auch hier nur geringe Vermittlungsmöglichkeiten bestanden. In den ländlichen Bezirken ist in Südwestdeutschland die Bautätigkeit nahezu zum Stillstand gekommen. Brandenburg berichtet im Zusammenhang mit diesen Erscheinungen von einer Abwanderung von Facharbeitern in die Städte. In bäuerlichen Betrieben können, wie Kreuzburg i. Schl. be-richtet, aus Mangel an Geldmitteln selbst die notwendigen Bauarbeiten nicht durchgeführt werden.

Während u. a. Niedersachsen mit der Inangriffnahme von Neubauten infolge der Finanzierungsschwierigkeiten nicht mehr rechnet, erscheint nach dem westfälischen Bericht für einzelne westfälische Bezirke infolge neu aufgenommener Projekte eine leichte Entspannung für die nächste Zeit nicht ausgeschlossen. In Bayern wurde in den Bezirken Kempten und Traunstein die Durchführung verschiedener Bauvorhaben in den Fremdenverkehrsgebieten nach Beendigung der

Saison begonnen.

Hinsichtlich der Beteiligung der Einzelberufe an der Verschlechterung sind gegenüber dem Vorbericht Veränderungen kaum zu verzeichnen. Maurer, Zimmerer (außer Nordmark) und Maler stellten weiterhin die zahlreichsten Zugänge. An Ofensetzern herrschte in Breslau Mangel und auch in Berlin war die Nachfrage nach Töpfern stärker als das Angebot.

Bei den Tiefbauarbeitern vollzog sich in Mitteldeutschland der Rückgang in engeren Grenzen als im Hochbau, da u. beim Mittellandkanal (Bez. Magdeburg) wieder größere Unterbringungsmöglichkeiten gegeben waren. Im Tiefbaugewerbe Südwestdeutschlands machte sich in mehreren Bezirken sogar eine beachtenswerte Belebung bemerkbar, die bei günstiger Witterung vorerst noch anhalten dürfte.

## Rechtsprechung.

Der Bauschein kann, wie auch die Erlaubnis zum vorläufigen Beginn der Bauarbeiten, nur schriftlich erteilt werden. (Urteil des Preußischen Oberverwaltungsgerichts, 4. Senat, vom 14. Februar 1929

— IV B 33/28.)

Zu entscheiden war, ob die von dem verstorbenen Kreisobersekretär im Namen des Landrats mündlich erteilte Erlaubnis, unter den obwaltenden Umständen sofort mit dem Neubau zu beginnen,

genügt.

Das Oberverwaltungsgericht hält die mündlich erteilte Erlaubnis nicht für ausreichend. Nach § 3, Ziff. 1, der preußischen Einheitsbauordnung (Baltz, Fischer, Preußisches Baupolizeirecht, 5. Aufl., S.277ff., insbesondere Berliner Bauordnung vom 3. Nov. 1925, Baltz, Fischer, ebenda, S. 640ff.) ist über die Baugenehmigung ein Bauschein auszustellen. Man kann nun die Baugenehmigung nicht begrifflich vom Bauschein unterscheiden und diesem nur den Charakter eines Beweismittels für die auch mündlich zulässige Baugenehmigung zuerkennen. Demgemäß Ziff. 2 des genannten § 3 darf vor Aushändigung des Bauscheins mit dem Bau nicht begonnen werden. Auch darf die Befugnis der Ortspolizeibehörde, ausnahmsweise vor Aushändigung des Bauscheins den Beginn der Bauarbeiten zu gestatten, nur schriftlich ausgeübt werden. Demnach bedaff nach Absicht der Bauordnung die Bauerlaubnis in jedem Falle der schriftlichen Form. Auf eine angeblich mündlich erteilte Erlaubnis kann sich der Gesuchsteller nicht berufen.

### PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 39 vom 26. September 1929.

Kl. 4 C,

Gr. 35. C 42 747. Ernst Chur, Köln, Kaiser-Wilhelm-Ring 41. Trockene Abdichtung für Scheibengasbehälter durch einen endlosen Schlauch mit Führungswalzen. 7. III. 29. Gr. 21. T 37 149. Victor Tschenn, Marseille; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Versahren zum Aushöhlen von Sprengkammern. 25. VI. 29. Frankreich Kl. 5 b,

Gr. 41. L 67 149. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren, um die Abbaustelle im Tagebau von Braunkohlengruben gegen Schäden, die durch Eindringen Kl. 5 b,

Kl. 5 c, Gr. 1. V 23 429. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna, Bez.
Leipzig. Verfahren und Vorrichtung zum Abteufen und
Auskleiden von runden Betonschächten. 17. I. 28.
Kl. 19 a, Gr. 2. R 73 124. Kurt Rojek, Berlin SW 68, Zimmerstr. 29.

Kl. 19 a, Gr. 2. R 73 124. Kurt Rojek, Berlin SW 68, Zimmerstr. 29. Erneuerung von alten Eisenbahnholzschwellen. 17. XII. 27.
Kl. 19 a, Gr. 2. T 33 869. Tavy Loránd (Lorand von Tavy), Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Klammer zur Verhinderung von Trockenrissen an Eisenbahnholzschwellen. 15. VIII. 27. Ungarn 22. III. 27.
Kl. 19 a, Gr. 7. V 23 618. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf, Breite Str. 69. Schiene mit im Kopf in der Längsrichtung liegenden mehreren gleichgerichtet verlaufenden Einlagen aus Hartstahl. 27. II. 28.
Kl. 19 a, Gr. 31. Sch 87 467. Hermann Schultz, Berlin-Lankwitz, Humperdinckstr. 13 a. Durch einen Schwinghebel mit gezahntem Teilkreisstück angetriebener Schienenfeilhobel. 17. VIII. 28.

17. VIII. 28. Kl. 20 h, Gr. 1. D 56 640. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Berlin SW 11, Hallesches Ufer 35/36. Lichtraumlehre für Eisen-

SW 11, Hallesches Ufer 35/36. Lichtraumlehre für Eisenbahnen. 24. IX. 28.

Kl. 20 h, Gr. 4. G 70 836. Gesellschaft m. b. H. für Oberbauforschung, Berlin SW 11, Europahaus am Anhalter Bahnhof. Wirbelstromgleisbremse. 20. VII. 27.

Kl. 20 h Gr. 4. W 71 758. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: R. Gail, Pat.-Anw., Hannover. Gleisbremse für Schienenfahrzeuge. 19. II. 26.

V. St. Amerika 18. III. 25.

Kl. 20 h, Gr. 10. Sch 85 610. Rudolph Schubert, Görlitz, Sattigstraße 16. Durch das Schienenrad in Tätigkeit gesetzte Vorrichtung zum selbsttätigen Schmieren von Schienen in Gleiskrümmungen. 27. II. 28.

Gleiskrümmungen. 27. II. 28. Gr. 5. B 138 808. Eugen Müller, Stuttgart, Schloßstr. 74. insbes. für Straßenbahnen. Weichenstellvorrichtung,

Kl. 20 i,

13. VIII. 28.
Gr. 8. B 140 089. Gebr. Böhler & Co., Akt.-Ges., Berlin NW 21, Quitzowstr. 24 bis 26. Federweiche. 2. XI. 28.
Gr. 8. G 75 316. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Zungenvorrichtung für Straßen-

Ges., Oberhausen, Rhld. Zungenvorrichtung für Straßenbahnweichen. 9. I. 29.
Gr. 11. V 25 344. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Signalantrieb mit Handgenerator. 3. VI. 29.
Gr. 11. V 25 376. Vereinigte Eisenbahnsignalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Signalantrieb mit Betätigung durch einen Handgenerator. 11. VI. 29.
Gr. 32. P 54 008. Martin Augst Persson u. Per Olsson Valentin, Malmö, Schweden; Vertr.: R. Linde, Berlin SW 48, Wilhelmstr. 122a. Vorrichtung zum Ausnutzen der Schiendurchbiegung. 9. XI. 26.
Gr. 33. L 113 466. Knorr-Bremse Akt.-Ges., Berlin-Lichtenberg, Neue Bahnhofstr. 9—17. Wegventil für Zugbeeinflussungsanlagen. 16. II. 29. Kl. 20 i,

beeinflussungsanlagen. 16. II. 29.

Kl. 20 i, Gr. 33. P 58 599. Anton Pöschl, Carzig, Neumark. Sicherung gegen das Auffahren eines Zuges auf ein Hindernis unter Verwendung eines elektrisch betriebenen Vorlaufwagens.

Kl. 20 i, Gr. 35. C 37 434. Compagnia Italiana dei Segnali, Mailand, Italien; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. M. Singelmann, Berlin SW 48, u. Dipl.-Ing. F. C. Boetticher, Görlitz. Elektrische Zugsicherung mittels eines am Fahrzeug in

Elektrische Zugsicherung mittels eines am Fahrzeug in einem geschlossenen Gehäuse angeordneten Magnetankers.

14. XI. 25. Italien 21. II. 25.

Kl. 20 i, Gr. 35. L 112 481. Knorr-Bremse Akt.-Ges., Berlin-Lichtenberg, Neue Bahnhofstr. 9—17. Bremsleitungsauslaß-(Not-)Ventil für Zugbeeinflussungseinrichtungen. 10. XII. 28.

Kl. 20 i, Gr. 38. W 74 290. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnsignaleinrichtung. 20. XI. 26.

Kl. 20 i, Gr. 38. W 74 291. The Westinghouse & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Elektrisch betriebene Signaleinrichtung. 20. XI. 26.

Kl. 80 a, Gr. 7. G 74 957. Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig. Mischmaschine mit einer einseitig offenen Mischtrommel. 26. XI. 28.

Kl. 80 a, Gr. 7. R 70 559. Heinrich Ruef, Zürich; Vertr.: M. Mintz,

Gr. 7. R 70 559. Heinrich Ruef, Zürich; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin W 35. Mit Hebeschaufeln und schräg stehenden Führungsplatten versehene Mischtrommel zum Mischen von Beton, Mörtel u. dgl. 14. III. 27. Schweiz Kl. 80 a,

Kl. 80 a, Gr. 7. R 72 197. Heinrich Ruef, Zürich; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin W 35. Mischtrommel zum Mischen von Beton, Mörtel u. dgl.; Zus. z. Anm. R 70 559. 2. IX. 27. Schweiz 29. VIII. 27.
Kl. 80 a, Gr. 8. H 106 493. Henschel & Sohn Akt.-Ges., Kassel. Aufbereitungsmaschine für Walzasphalt, bei der die Mischvorrichtung für Sand und Asphalt auf einem besonderen Fahrzeug in betriebsbereitem Zustand angebracht ist

Fahrzeug in betriebsbereitem Zustand angebracht ist.

7. V. 26. Gr. 8. St 44 535. Willy Stein, Wiesbaden, Kleiststr. 21. Mischmaschine für den Straßenbau u. dgl. mit Beton-verteiler nach Patent 461 221; Zus. z. Pat. 461 221.

21. VII. 28.

Kl. 80 b, Gr. 1. B 137 487. The Barber Asphalt Company,
Philadelphia, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw.,
Berlin W 50. Verfahren zur Verhinderung der vorzeitigen
Verdunstung von Wasser aus zementhaltigen Mischungen
während des Abbindens. 15. V. 28. V. St. Amerika 10. VI. 27.
Kl. 81 e, Gr. 116. G 70 399. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.Ges., Oberhausen, Rhld. Aus einem oberen und einem
unteren Teil bestehende und im unteren Teil schwingbar
gelagerte Verladeschaufel. 30. V. 27.

gelagerte Verladeschaufel. 30. V. 27.

Kl. 84 d, Gr. 2. O 16 329. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin SW 61,
Tempelhofer Ufer 23/24. Lagerung für drehbar auf dem
Untergestell ruhende, verzahnte Kreisschienen für schwenkbare Löffelbagger und andere Geräte mit schwenkbarem

Oberteil. 1. III. 27.
Kl. 84 d, Gr. 5. G 71 546. M. Victor Guilloux, Paris; Vertr.: Dipl.Ing. S. Meier, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Biegsames Verbindungsstück für Saug- und Förderleitungen von Baggern.

24. X. 27. Frankreich 30. X. 26.

Kl. 85 d, Gr. 1. A 48 607. H. Angers' Söhne Akt.-Ges., Nordhausen a. Harz, Rothenburgstr. 12. Doppelwandiger Brunnenfilter. 24. VIII. 26.

#### MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. - Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

### Aus dem Deutschen Ausschuß für Baugrundforschung bei der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

1. Der Unterausschuß für die Tragfähigkeit des Baugrundes hat das Merkblatt "Vorschläge und Richtlinien für Probebelastungen" abgeschlossen. Der Deutsche Ausschuß für Baugrundforschung hat in seiner letzten Sitzung am 2. Oktober d. Js. die Fassung des Merkblattes genehmigt. Das Merkblatt lautet folgendermaßen:

(Entwurf.)
Vorschläge und Richtlinien für Probebelastungen, aufgestellt vom Unterausschuß für die Tragfähigkeit des Baugrundes.

I. Vorbemerkung.
Diese Vorschläge und Richtlinien behandeln nur die Probebelastungen bei Flachgründungen und zwar zunächst nur diejenigen in der Sohle des Gründungskörpers, d. h. die alte, bisher am meisten angewendete Methode der Probebelastung. Auf etwaige Verfahren zur Untersuchung des Bodens in der Tiefe wird hier noch nicht eingegangen.

II. Allgemeines.

Die Frage, wie Probebelastungen auszuführen sind und wie weit sie einen zuverlässigen Anhalt für die Beurteilung der Trag-fähigkeit des Baugrundes, insbesondere über seine tieferen Schichten lanigkeit des Baugrundes, insbesondere über seine tieferen Schichten liefern können, ist bis heute noch nicht endgültig geklärt. Die wichtigste Frage, über die zugleich noch die meiste Unsicherheit besteht, ist die nach der zweckmäßigen und erforderlichen Größe der Probesächen. Zu kleine Probesatsflächen wirken nicht genug nach der Tiefe, weil der Druck sich zu sehr nach allen Seiten hin verteilt; bei zu hoher Pressung besteht die Gesahr, daß unter dem Lastkörper eine Gesügestörung eintritt. Große Probesatsflächen geben zwar die Einsenkungs-

verhältnisse unter dem künftigen Bauwerk am besten wieder, bedingen aber hohe Lasten und machen dadurch das Verfahren der Probelast-flächen teuer und umständlich. Für alle Größen der Probelastflächen fehlen aber heute noch immer jegliche zuverlässige Anhalte, um von der Einsenkung der Probebelastungskörper auf diejenige des Bauwerks schließen zu können und um die unter diesem zulässige Bodenpressung festzusetzen.

Über alle diese noch offenen Fragen können nur Versuche (durch Probebelastungen) und Erfahrungen (Beobachtungen an geeigneten Bauwerken) vorwärts helfen.

#### III. Aufgaben.

Es gilt in möglichst zahlreichen Fällen, auf gutem und schlechtem Baugrunde,

A) Probebelastungen auszuführen mit Flächen von verschiedener Größe und zwar

B) am Bauwerke vom Beginn seiner Herstellung ab bis zur Fertigstellung die Einsenkungen sorgfältig zu messen und jeweils die Last festzustellen.

Anweisungen zu A) und B) siehe IV. Richtlinien.

Neben den Untersuchungen zu A) muß stets die Messung zu B) einhergehen; Probebelastungen ohne Beobachtung des Bauwerks haben sehr wenig Zweck. Wenn zu A) nicht alle drei Flächen a), b) und c) erprobt werden können, so genügt die Probebelastung mit zwei oder auch nur mit einer. Die Wahl steht frei.

Geeignet sind alle Bauwerke und Bauteile mit nicht allzu großer Geeignet sind alle Bauwerke und Bauteile mit nicht allzu großer Ausdehnung, mit möglichst geschlossener (kreisförmiger, quadratischer, rechteckiger, ringförmiger oder ähnlicher) Grundfläche oder auf mehreren symmetrisch liegenden Einzelgrundflächen, bei denen die Belastung möglichst zentrisch wirkt und sich einigermaßen zuverlässig bestimmen läßt; am meisten geeignet sind Einzelpfeiler (auch im Innern von Hallen usw., wenn in genügender Entfernung voneinander), Schornsteine, Wassertürme und sonstige Hochbehälter, auch Maschinenfundamente und dgl., die für sich allein stehen, bei denen also über die Größe der Belastung kein Zweifel sein kann und der Baugrund rund um das Bauwerk (Bauteil) nicht durch andere Bauwerke oder Bauteile erheblich beeinflußt wird Bauwerke oder Bauteile erheblich beeinflußt wird.

#### IV. Richtlinien.

1. Beschreibung der Baustelle und des Bodens.

Notwendig sind Angaben über:

- a) Lage des Bauwerks und der Stellen der Probebelastungen (Nähe von Verkehrswegen und Wasserläusen. Ist der Baugrund oder die Stelle der Probebelastung jetzt oder später Erschütterungen ausgesetzt? Wenn ja, haben sie schon während der Probebelastung gewirkt? Welcher Art sind sie?)
- b) Bezeichnung der Bodenart (nach Merkblatt: Vorschläge für die einheitliche Benennung der Bodenarten und für die Aufstellung der Schichtenverzeichnisse) und ihrer mechanischen Eigenschaften (Korngröße, Beschaffenheit und Dichtigkeit der Lagerung, Feuchtigkeitsgrad bzw. Wassergehalt); Folge und Mächtigkeit der Schichten.
  c) Höhenlage des Grundwasserspiegels.

Erwünscht weitere Angaben wie z. B.

a) Kornverteilungskurve (Sieb- und Schlammanalyse).
b) Raumgewicht des Bodens in bodenfeuchtem und trockenem Zustand; Porenvolumen und relative Dichte des Bodens. Spez. Gewicht und Gestalt der Körner.

Wasseraufnahmefähigkeit und Konsistenz des Bodens.

d) Schubfestigkeit, besonders bei bindigen Böden.

2. Durchführung der Probebelastung.

a) Zahl, Ort und Tiefe der Probebelastungen: Auch unter günstigsten Verhältnissen sind möglichst mehrere Probebelastungen vorzunehmen. Nicht mehrere Belastungsversuche dicht nebeneinander, da sich die Drücke dann gegenseitig beeinflussen und falsche Ergebnisse entstehen. Wenn Probebelastungen in unmittelbarer Nähe von schon vorhandenen Gründungskörpern vorgenommen werden müssen, so ist das zu vermerken. Probebelastung im Niveau der künftigen Bauwerkssohle durchführen. Lastplatte in einer Tiefe von 10 cm unter Oberfläche des Bodenaushubs ansetzen.

b) Lastkörper. Belastungsplatte quadratisch oder kreis-

b) Lastkorper. Belastungsplatte quadratisch oder kreisförnig; siehe auch III A.

Fläche 1 000 cm² = 0,1 m² = 31,6×31,6 cm = 35,7 cm Ø

Fläche 5 000 cm² = 0,5 m² = 70,7×70,7 cm = 79,8 cm Ø

Fläche 10 000 cm² = 1,0 m² = 100×100 = 112,8 cm Ø

Belastungsplatte so stark, daß sie unter der Vollast sich nicht meßbar durchbiegt, d. h. zuverlässig als ein starrer Körper wirkt.

c) Belastungsvorgang: Ziel: Kurve der Einsenkung s in Abhängigkeit von der Pressung p; vgl. Skizze 1. Wichtig ist die Feststellung der beiden Stellen a und b der Einsenkungskurve; a) Ende der Proportionalität, b) scharses, plötzliches Einsinken.

Selbstverständlich sind die Zeiten mit aufzunehmen und zweckmäßig auch im Diagramm mit darzustellen.

Nicht zu wenige und zu rasche aufeinanderfolgende Laststufen

wählen. Belastungsunterschiede zweier (aufeinanderfolgender) Stufen (p<sub>1</sub>—p<sub>2</sub>) nicht größer als etwa ½ kg/cm<sup>2</sup>.

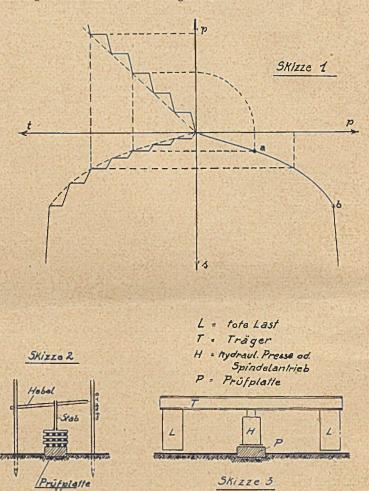
Jede Laststufe durch mindestens zwei Einsenkungsmessungen unmittelbar nach Aufbringen der Last und unmittelbar vor Aufbringen der Last der nächsten Stufe kennzeichnen; vgl. Diagramm.

Besonders bei tonigen Böden zu empfehlen: Belastung so lange wielen lassen bie Platte keine meßbaren Bewegungen mehr zeitt.

lange wirken lassen, bis Platte keine meßbaren Bewegungen mehr zeigt.

Bei den kleineren Lastflächen die Pressung nicht zu hoch treiben und Boden um Lastplatte herum sorgfältig beobachten, damit nicht eine oberflächliche örtliche Störung des Gefüges (Auftrieb) als bleibende Zusammendrückung auch der tieferen Schichten erscheint und zu falschen Schlüssen führt.

Erwünscht ist, durch Belastung und Wieder-Entlastung fest-zustellen, welche bleibende Zusammendrückung der Boden erfährt. Dazu allerdings genaue Messungen erforderlich und Belastungsvor-richtung so, wie in Skizze 2 dargestellt.



d) Belastungsmechanismus. Bei unmittelbarem Aufbau der Belastung auf der Probeplatte (Ziegelsteine, Eisenbarren) darauf achten, daß genau zentrische Belastung erfolgt. Bei Anordnung des Belastungsmechanismus nach Skizze 2 Gegengewichte (Totlast) in möglichst großer Entfernung vom Belastungspunkt, damit sie das Ergebnis nicht beeinflussen. Als Totlast verwendbar: Sandkasten, Ziegelstapel, belastete Gleise usw. Aktive Kraft zwischen Totlast und Prüfplatte entweder durch Hebelübersetzung nach D. Bztg. 1916, Mitteilungen, S. 166 oder durch Spindel oder mittels hydraulischen Zylinders. Dabei Entlastung und Wiederbelastung in einfacher und schneller Weise möglich, auch gleichmäßige Belastungsgeschwindigkeit, vor allem keine Gefahr für die Beobachtenden.

e) Beobachtung der Einsenkung. Anordnung bei unmittelbarem Lastaufbau auf Probeplatte am besten nach Skizze 3, damit Beobachtung nicht nahe an oder unter der Last erforderlich! Bei Belastungsanordnung nach Skizze 2 Messung unmittelbar an der Lastplatte angängig, möglichst an drei Stellen des Umfanges, mindestens aber an zwei diametral gegenüberliegenden Stellen. Auch hier Meßvorrichtung für die Einsenkung nicht an dem Gerüstaufbau der Gegengewichte anbringen, da dieses durch den Gegendruck nach oben durchgebogen oder sonst bewegt wird; Messung zweckmäßig gegen besonderes Gerüst, das möglichst weit von der Prüfstelle auf dem Gelände aufsitzt. Empfehlenswert Meßuhren von Zeiss und anderen dem Gelände aufsitzt. Empfehlenswert Meßuhren von Zeiss und anderen. Aufmerksamkeit darauf richten, ob beim plötzlichen und starken

Einsinken der Prüfplatte Auftrieb rund um die Platte herum erfolgt.

3. Messungen am Bauwerk.

Laufend vom Beginn der Herstellung ab die Einsinkung an mindestens drei gegenüberliegenden Stellen sorgfältig messen (eiserne mindestens drei gegenübernegenden Stellen sorgiatig messen (eiserne Bolzen möglichst frühzeitig einbetonieren oder einmauern, so, daß sie immer zugänglich bleiben!) und die im Augenblick der Messung vorhandene Last ermitteln (Baustadium angeben, Höhe der Mauerung, Anzahl der Decken, danach Belastung auszurechnen). So fortschreitend mehrmals bis zur Vollendung. Die Zeitstufen selbstverständlich ebenfalls angeben. Insbesondere bei Unterbrechung der Bauarbeiten verher und zuseher messen. vorher und nachher messen.

V. Bitte um Mitarbeit.

Die Bitte um Mitarbeit ergeht an alle Baubehörden und Bau-Die Bitte um Mitarbeit ergeht an alle Baubehörden und Bauherren, an alle Unternehmer, alle Baupolizeibehörden und alle Ingenieure. Die Mitwirkung aller Praktiker ist hier notwendig. Jeder kann im geeigneten Falle durch einige wenige Versuche wertvolle Erfahrungszahlen beibringen. Die Hauptsache ist, daß nach einheitlichen Gesichtspunkten vorgegangen wird.

Die Kosten der Probebelastung sind im allgemeinen nicht hoch; sie spielen jedenfalls im Vergleich zu den Bausummen überhaupt keine Rolle. Die Beobachtung am Bauwerk kostet überhaupt fast nichts. Probebelastungen sollten künftig mehr als bisher ausgeführt werden, auch wenn sie im Einzelfalle nicht gerade dringend erscheinen.

werden, auch wenn sie im Einzelfalle nicht gerade dringend erscheinen. Ihr Nutzen ist ganz erheblich, da sie wertvolle Unterlagen für die Erkenntnis der Eigenschaften des Baugrundes im allgemeinen liefern.

Der unterzeichnete Ausschuß ist gern bereit, bei der Vorbereitung und Durchführung von Probebelastungen beratend mitzuhelfen; er bittet, ihm von allen Ergebnissen von Probebelastungen und Bauwerksbeobachtungen eine Abschrift oder die Urschrift einzusenden.\*

Unterausschuß für die Tragfähigkeit des Baugrundes Der Obmann gez. Dr. Kögler.

2. Der Unterausschuß für einheitliche Benennung der Boden-2. Der Unterausschub für einheitliche Benennung der Bodenarten hat die "Vorschläge für die einheitliche Benennung der Bodenarten und für die Aufstellung der Schichtenverzeichnisse" erneut durchberaten und dem Gesamtausschuß zur Beschlußfassung vorgelegt. Der Deutsche Ausschuß für Baugrundforschung hat dieses Merkblatt nach nochmaliger Verhandlung verabschiedet und beschlossen, es als Entwurf der Öffentlichkeit zugänglich zu machen, um aus möglichst weiten Kreisen des Bauwesens Äußerungen herbeizuführen. Das Merkblatt lautet folgendermaßen:

Vorschläge für die einheitliche Benennung der Bodenarten und für die Aufstellung der Schichtenverzeichnisse.

Die Vorschläge wollen eine einheitliche Benennung der durchbohrten Boden- und Gesteinsarten und eine einheitliche Darstellung
der Bohrergebnisse in den Schichtenverzeichnissen für die Praxis
erreichen. Eine umfassende Einteilung der Bodenarten vom wissenschaftlichen oder technischen Standpunkt aus soll — vorläufig wenigstens — nicht gegeben werden. Es wird viellmehr bezweckt, in den
Schichtenverzeichnissen die der Behrmeitzen oder die Behrfürme Schichtenverzeichnissen, die der Bohrmeister oder die Bohrfirma liefern und die ja die Grundlagen der weiteren Auswertung der Bohrungen bilden, anstatt einer Unzahl der bisher üblichen Benennungen nur wenige, klare und eindeutige erscheinen zu lassen und diesen Schichtenverzeichnissen eine einheitliche und übersichtliche Form zu geben.

Dabei mußte aber berücksichtigt werden, daß Bohrungen nicht nur für Baugrundfragen, sondern auch für Zwecke des Brunnenbaus, Bergbaus, Wasserbaus, der Kulturtechnik, der Steinbruch- und Sand-grubenindustrie u. a. ausgeführt werden. Um einheitliche Schichtenverzeichnisse zu erreichen, mußte auch auf deren Belange Rücksicht

genommen werden.

Und ferner ist stets damit zu rechnen, daß ja die allermeisten Schichtenverzeichnisse nicht von Ingenieuren, Geologen und Bodenkundlern aufgestellt werden, sondern vom Bohrmeister oder der Bohrfirma. Es wurden daher nur solche Benennungen gewählt, die der Bohrmeister ohne Schwierigkeiten anwenden kann und auch willig anwenden wird. Weitergehende wissenschaftliche oder technische Benennungen, wie sie für den Bearbeiter der Bohrungen auf Grund besonderer Untersuchungen in Frage kommen, wurden daher nicht berücksichtigt. Nur ein Vorschlag für zu wählende Abkürzungen der Bodenarten wurde noch gegeben. Für das Schichtenverzeichnis wurde eine tabellenmäßige Anord-nung gewählt, die den Bohrmeister zwangsläufig zur Anwendung der

vorgeschlagenen Benennungen und zur Innehaltung einer bestimmten Reihenfolge veranlaßt. Da für jede Eigenschaft eine besondere Spalte

vorhanden ist, muß er jede einzelne berücksichtigen. Es sollen künftig für die Ausfertigung der Schichtenverzeichnisse

ausschließlich verwendet werden:

Ein Kopfblatt zur Kennzeichnung der Bohrung nach Lage, Zweck, Ausführungsart usw., nach Abbildung oder Vordruck 1.

2. Anlageblätter für das eigentliche Schichtenverzeichnis nach Vordruck 2.

Die Vordrucke zu 1.u.2. werden in Form von Abreißblocksgeliefert. Das Übersichtsblatt (Mustertabelle) nach Vordruck 3 gibt die Unterlagen für die vorschriftsmäßige Ausfüllung der Schichtenverzeichnisse. Es wird in Notizbuchgröße gedruckt, kann daher in der Tasche getragen werden und müßte bei jeder Bohrung dauernd zur Hand sein.

 $^{*}$  Durch Vermittlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus.

Auf der Kopfseite des Vordruckes 3 (Übersichtsblatt) wird ein allgemein zu beachtender Hinweis gegeben und auf der Rückseite ein Vorschlag für einzuführende Abkürzungen.

Entwurf. Vordruck 1. Schichtenverzeichnis							
Zur Bohrung:							
Ort und Lage (Kreis, Provinz usw.)							
Höhe des Bohrpunktes zu einem Fixpunkt oder N. N.							
Zeit der Ausführung							
Zweck							
Bohrmethode (Verrohrung, Anfang- und Enddurchmesser)							
Ausführender							
Auftraggeber							
Bemerkungen (Erfolg, wo werden Proben aufbewahrt usw.)							
Ort: Datu	m: Name:						
Raum für Lageplan, Schichtenprofil, Untersuchungsergebnisse oder Sonstiges.							
Vordruck 2. Ort: Datum:							

				oder Kennzeich	en:		
		Bis	teit	a) Hauptbodenart	a) Beschaffen- heit	a) Orts- übliche Be-	Be-
fd. Nı	Lfd. Nr.	m unter Bohr- punkt	Mächtigkeit	b) Farbe	b) Wasserge- halt	nennung b) Geolo-	mer- kun-
	I			M	c) Art der Bei- mengungen	c) Kalkgehalt	gische Bezeich- nung
	I	2	3	4	5	6	7
	918						
						(2) E E E E	
	Al	lgemeine	e Be	merkungen:			

Beide Merkblätter zu 1) und 2) und die Vordrucke zu den Vorschlägen für einheitliche Benennung der Bodenarten und für die Aufstellung der Schichtenverzeichnisse sind von der Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27, zum Preise von 0,30 RM je Merkblatt unter Voreinsen-dung in Briefmarken oder Nachnahme zu beziehen. Eben dahin werden kritische Äußerungen, die sehr erwünscht sind, erbeten.

#### Entewurf, Vordruck 3.

Übersichtsblatt (Mustertabelle)

der in den einzelnen Spalten der Schichtenverzeichnisse anzuwendenden Benennungen (und Abkürzungen)

Beachte

Alle Proben sind in frischem Zustande bei Tageslicht zu beurteilen.

Boden- und evtl. Wasserproben für chemische Untersuchungen sind sorgfältig zu entnehmen und aufzubewahren. Vergleiche das Merkblatt für die Entnahme und Behandlung von Bodenproben sowie das Merkblatt für die Verwendung von Bohrgeräten bei Bodenuntersuchungen.

Alle Spalten sind auszufüllen. Wo es nicht möglich ist, ist ein Strich oder Fragezeichen zu setzen.

Künstlich aufgeschütteter Boden ist als solcher in Spalte 7 kenntlich zu machen, seine Beschaffenheit ist wie sonst anzugeben.

Die Lage der Bohrpunkte ist in einer Skizze anzugeben.

Jede Bohrung ist auf einem besonderen Blatt zu bringen.

ı	2	3	4			5				7	
			a	b b	С	a	b	с	a	b	
Lfd. Nr.	Vonbis (Meter unter Bohrpunkt)	Mächtigkeit in Metern	Hauptbodenart	Farbe	Art der Bei- mengungen	Be- schaffenheit	Wasser- gehalt	Kalk- gehalt	Ortsübliche Bezeichnung		Be- merkungen
			Steine über 30 mm  Grobkies 15 bis 30 mm (bis Walnußgröße) Mittelkies 515 mm (etwa Hasel- nußgröße) Feinkies 2 bis 5 mm (Erbsen- bis unter Haselnuß- größe) Grobsand 0,6 bis 2 mm (Korngröße wie Grobkieß) Mittelsand 0,20,6 mm (wie feiner Grieß) Feinsand 0,1 bis 0,2 mm (Körner eben er- kennbar) Sehr feiner Sand unter 0,1 mm (Körner nicht erkennbar, fühlt sich meh- lig oder staubig an) Mutterboden Lehm Mergel Ton Moorerde Torf Braunkohle Sandstein Kalkstein Gips Steinsalz Mergelschiefer Schieferton Granit Basalt Porphyr und andere	feucht angeben. Änderung bei Lagerung unter Bemerkungen. weiß, grau, blau, gelb, rot, grün, braun, schwarz usw. graugelb, braunrot, hellgrün, dunkelblau, roststreifig, grüngefleckt, bunt usw.	sandig, lehmig, tonig usw. feinsandig, grobkiesig, usw. stark tonig, schwach lehmig usw. mit viel Mit- telsand, mit wenig Grob- kies, mit großen	schwim- mend, weich, lose gelagert, fest ge- lagert, schmierig, knetbar, plastisch, zäh, fest, hart locker,	trocken, feucht, naß, gesättigt im Grund- wasser- strom liegend Bei Spül- bohrungen ist hier keine An- gabe zu machen.	Prüfung auf Kalkgehalt stets ausführen.  Sie erfolgt mit einigen Tropfen Salzsäure (I Teil handelsübliche Salzsäure mit I—2 Teilen Wasser gemischt) Kalkgehalt gibt sich durch Aufbrausen zu erkennen.  Wenn ein Kalkgehalt vorhanden, ist kalkig, stark kalkig, schwach kalkig zu schreiben, wenn nicht, ein Strich zu machen.	Hier können auch Angaben Platz finden wie: Löß, Wiesenlehm, Geschiebelehm, Moräne, Flaschensand usw.	Nur aus- füllen, wenn bekannt!	Hierher gehören Angaben über: Witterung, Wechsel im Bohrgerät, Grundwasserstand, Wasserauftrieb, Gasausbrüche, Nachsacken oder Verdrücken der Rohre, Schwierigkeiten beim Bohren, Bohrzeit. Auch ist hier anzugeben, ob es sich um aufgeschütteten Boden handelt.

### Einzuführende Abkürzungen.

In den Schichtenverzeichnissen sind keine Abkürzungen zu verwenden. Jedoch gibt es Fälle, wo für den Bearbeiter einer größeren Reihe von Bohrungen solche erwünscht sind.

In Anlehnung an die auf den meisten bodenkundlichen und geologischen Karten eingeführten Abkürzungen werden die folgenden vorgeschlagen:

Hauptbodenarten: große Buchstaben.

Si Sehr feiner Sand

Si Feinsand

Mittelsand

Si Grobsand G<sub>1</sub> Feinkies G<sub>2</sub> Mittelkies G<sub>3</sub> Grobkies G<sub>4</sub> Steine L Lehm T Ton H Humus (Torf) K Kalk

Beimengungen: kleine Buchstaben.

s(1-4) sandig g(1-4) kiesig l lehmig t tonig h humos k kalkig

Die Stärke der Beimengungen wird für "schwach" durch einen Haken, für "stark" durch einen Strich über dem Buchstaben angegeben.

Also z. B:: s2 stark feinsandig h schwach humos Wassergehalt:

Gesamtbeispiel:

Es bedeutet also: Salwa: Grobsand, schwach, lehmig, naß.