

## MASSNAHMEN ZUR BEKÄMPFUNG DER KOLKBILDUNG STROMAB VON STAUANLAGEN MIT WEHRBODEN.

Von Dr.-Ing. habil. Christian Keutner, München.

**Übersicht:** Es wird über Kolkabwehrmaßnahmen für eine bestehende Wehranlage berichtet. Die Kolkbildung stromab von abfallenden, waagerechten und ansteigenden Wehrboden ohne Schwelleneinbauten wird an Hand von Mitteilungen verschiedener Bauämter und der Modellversuche von Schoklitsch besprochen. Die Wirkungsweise von Schwelleneinbauten am Ende der Wehrboden, von Rehbock-Zahnschwellen, von Doppelschwellen nach Ludin, Smrček, von Kolkabwehrtafeln und Grundschwellen stromab der Stauanlage wird an Modellversuchen und Beispielen ausgeführter Bauwerke gezeigt. Die untersuchten Baumaßnahmen zur Kolkabwehr finden ihre Anwendung auf eine zur Untersuchung stehende Stauanlage. Am Schlusse werden die Erfordernisse eines den Strömungsvorgängen angepaßten Wehrbodens für Neubauten zusammengefaßt und Richtlinien für den Umbau von bestehenden Wehrboden gegeben.

Verschiedenen Anregungen folgend und im Einverständnis mit dem Auftraggeber wird auf Grund eines Gutachtens, das der Verfasser 1935 ausfertigte, über Kolkabwehrmaßnahmen für eine bereits bestehende Wehranlage berichtet. Die Grundlage der Untersuchung bildeten außer den Mitteilungen verschiedener Bauämter die Ergebnisse von Modellversuchen, die Schoklitsch in seiner umfassenden und grundlegenden Darstellung über „Stauraumverlandung und Kolkabwehr“ veröffentlichte<sup>1</sup>.

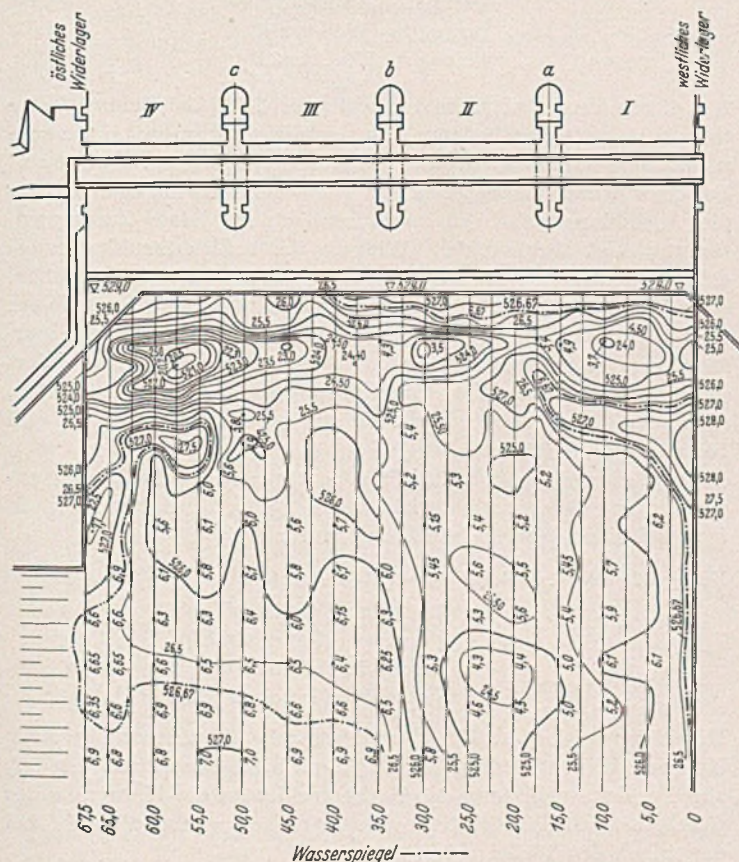


Abb. 1. Aufnahme der Kolkbildung stromab der Iller-Stauanlage vom 8. 2. 1935. (Untere Iller A.-G.)

Die zur Begutachtung vorgelegene Stau-Wehranlage der „Untere Iller A.-G.“ im Iller-Fluß besitzt eine Gesamtbreite von 67,5 m (Abb. 1). Am östlichen Ufer unmittelbar stromauf der

<sup>1</sup> Schoklitsch, A.: Stauraumverlandung und Kolkabwehr. Wien: Julius Springer 1935.

Wehranlage zweigt der Werkkanal für das Kraftwerk ab. Die vier Wehröffnungen besitzen Doppelschützen-Verschlüsse (Abb. 2). Im Laufe der Betriebsjahre bildeten sich unmittelbar stromab des Wehrbodens Kolke von sehr beträchtlichen Ausmaßen aus. Durch diese Kolkbildung wurde die Stirnfläche des Wehrbodenfundamentes freigelegt und die Gefahr lag nahe, daß bei einer weiteren Kolkvergrößerung das Wehrbodenfundament unterspült und ein Bruch der Wehrbodenplatte eintreten würde. Die Kolke wurden von der Betriebsleitung mit Kunststeinen — Betonblöcke 1,0 m × 1,0 m × 1,0 m — teilweise aufgefüllt (Abb. 2). Trotz der Auffüllung konnte im Laufe der Zeit eine weitere Kolkvergrößerung, die sich in einem Absinken der eingebrachten Kunststeinfüllung zeigte, beobachtet werden. Das Bodenmaterial ist sandig-kiesiger Art; in einer Höhe von 519,80 m steht Flinz an. An einigen Stellen haben die Kolke nahezu die Flinzschicht erreicht.

Es dürfte sich erübrigen, in diesem Zusammenhang auf die Theorie der Kolkbildung näher einzugehen. Auf Grund von Erfahrungen der Baupraxis und von Versuchsergebnissen an Modellen wurde festgestellt, daß die Kolkbildung nach einem gewissen Zeit-

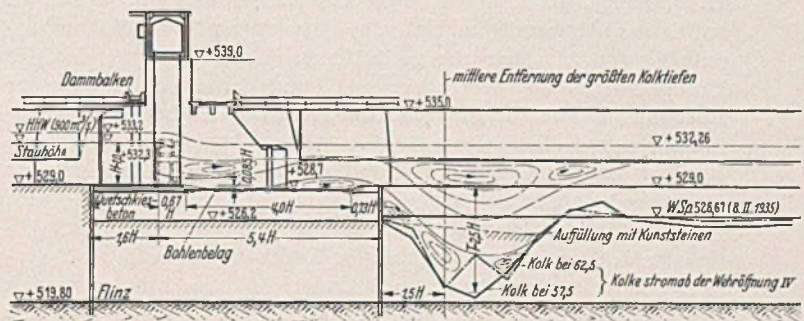


Abb. 2. Längsschnitt durch die Iller-Stauanlage. (Untere Iller A.-G.)

raum zum Stillstand kommt und eine Vertiefung und Verbreiterung des Kolkes kaum mehr erfolgt. Es bildet sich ein Gleichgewichtszustand aus, bei dem kein Bodenmaterial mehr über die Kolkänder hinweg gelangt. Das von der Wassermasse auch in diesem Zustand bewegte Material verbleibt im Kolk. Auf diesen Beharrungszustand stützen sich die Kolkberechnungen von Schoklitsch<sup>2</sup> und Riediger<sup>3</sup>. Die Gleichung für die Berechnung der Kolkentiefe nach Schoklitsch lautet:

$$T = \frac{4,75}{d_m^{0,32}} \cdot H^{0,2} \cdot Q^{0,57}$$

Diese Gleichung ist für die Kolkbildung unter einem freien Überfallstrahl auf Grund von Modellversuchen ermittelt worden. Die Strömungsvorgänge bei einem unter- oder überströmten Wehrkörper mit anschließendem Wehrboden sind andere als bei einem freien Überfallstrahl. Deshalb dürfte die oben angeführte Gleichung nur bedingt für die Berechnung der Kolk-tiefen in dem zur Untersuchung stehenden Falle herangezogen werden. Aus der Gleichung können aber allgemein die Größen entnommen werden, von denen die Kolkbildung abhängig ist: von der Fallhöhe (Druckhöhe)  $H$ , von der Wassermenge  $Q$  und vom mittlern Geschiebe-

<sup>2</sup> S. Schoklitsch S. 86.

<sup>3</sup> Riediger, K.: Die Theorie der Kolkbildung und deren Verwertung zur Berechnung der Fundierungstiefen von Wasserbauten in Gebirgsflüssen und Wildbächen. Wien und Leipzig: Carl Gerolds Sohn 1920.

durchmesser  $d_m$ . Diese Gleichung läßt den Schluß zu, daß einer gegebenen Fallhöhe, Wassermenge und gegebenem Geschiebedurchmesser auch stromab eines Wehrbodens eine bestimmte Kolk-tiefe entspricht. Die theoretisch günstigste Kolkabwehr ist demnach das sogenannte „natürliche Wasserpolster“. Danach ist es am zweckmäßigsten, den Kolk, wenn er keine unmittelbare Gefährdung des Bauwerkes verursachen kann, in seiner vollen Tiefe zu belassen und von einer Auffüllung abzusehen. Im Zuge der Regelung der „Unteren Alm“ in Oberösterreich wurde eine Reihe von Gefällstufen errichtet. Bei einigen dieser Absturzbauwerke wurde von der Ausbildung eines Absturzbodens abgesehen, so bei den Gefällstufen km 5,915 und km 4,745. Die auf Grund des an der Baustelle vorhandenen Bodenmaterials zu erwartende Kolk-tiefe wurde nach *Riediger* errechnet. Man gründete die Bauwerke tiefer als man rechnermäßig die Kolk-tiefe ermittelte, ließ den Kolk sich unter dem Überfallstrahl in seiner ganzen Ausdehnung entwickeln und erhielt auf diese Weise ein „natürliches Wasserpolster“, d. h. eine natürliche Kolkabwehr. An der Gefällstufe km 5,915 zeigten Aufnahmen der Kolke am 15. 2. 1932, daß im Laufe der Jahre die errechnete Kolk-tiefe in einem Querschnitt voll erreicht war. Von einigen Sektionen der Forsttechnischen Abteilungen für Wildbachverbauung in Österreich wird beim Sperrrennbau von dem Bau von Gegensperren zur Ausbildung eines künstlichen Sturzbodens abgesehen. In allen diesen Fällen wird die Kolkabwehr durch das „natürliche Wasserpolster“ durchgeführt. Bei der zur Untersuchung stehenden Wehranlage in der Iller gefährdet aber die Kolkbildung die Standsicherheit des gesamten Bauwerkes. Der Kolk wurde, wie bereits bemerkt, durch Steinwurf bekämpft. Durch diese Baumaßnahme wurde aber das „natürliche Wasserpolster“ verkleinert. Die so verringerte Kolk-tiefe entspricht nicht mehr der Stauhöhe bzw. Druckhöhe  $H$  und der Wassermenge  $Q$ . Das Wasser kolkt zwischen den großen Steinen auf dem Untergrund und ruft eine Absenkung der Auffüllung soweit hervor, bis sich ein „natürliches Wasserpolster“, das der Druckhöhe  $H$ , der Wassermenge  $Q$  und dem Durchmesser der Füllsteine entspricht, ausgebildet hat. Die fortlaufende Nachfüllung der Kolke erfordert aber unter Umständen erhebliche Kosten. Es ist demnach zweckmäßig, andere Baumaßnahmen zur Kolkabwehr zu ermitteln.

Für die Ausbildung des Kolktes ist die Strömungsform des Abflußstrahles von ausschlaggebender Bedeutung. Nach *Schoklitsch* unterscheidet man zwei kennzeichnende Abflußarten, den sog. Wellstrahl und den Tauchstrahl (Abb. 3). Bei der Abflußart

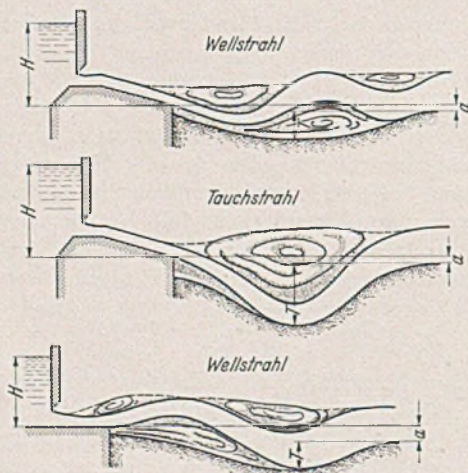


Abb. 3. Strahlausbildungen an abfallenden und waagerechten Wehrboden nach *Schoklitsch*.

des Wellstrahles liegt der abfließende Strahl stromab des Wehrbodenendes auf einer Grundwalze, während beim Tauchstrahl sich der abfließende Strahl voll an den Untergrund stromab des Wehrbodens anschmiegt. Die beiden Abflußarten verursachen ganz verschieden geformte Kolke mit verschieden großen Tiefen. Während beim Wellstrahl meist nur die unter dem abfließenden Strahl

liegende Grundwalze kolkbildend auf den Untergrund einwirkt, wird beim Tauchstrahl die Erosion von dem abfließenden Strahl selbst hervorgerufen. Ein abfließender Strahl und eine Grundwalze wirken mit verschiedenen großen Kräften auf den Untergrund ein; der Wellstrahl erzeugt im allgemeinen schalenförmige Kolke mit geringer Tiefe, der Tauchstrahl dagegen steilgeböschte und tiefe Kolke. An einigen Wehrbodenausbildungen kann sowohl der Tauch- wie auch der Wellstrahl auftreten, während bei anderen nur die eine oder die andere Abflußart in Erscheinung tritt.

1. Die Kolkbildung an einem abfallenden Wehrboden.

Als Stau- oder Druckhöhe  $H$  wird im nachfolgenden stets der Druckunterschied zwischen der Staulage des Wasserspiegels am Wehrkörper und der Höhenlage der Flußsohle am Wehrbodenende bezeichnet. Liegt die Flußsohle am Wehrbodenende höher als die Wehrbodenkante, dann wird  $a$  negativ, liegt sie tiefer, wird  $a$  positiv und in gleicher Höhe, dann wird  $a$  zu Null (siehe Abb. 3). Die Höhenlage der Flußsohle gegenüber dem Wehrbodenende ist ausschlaggebend auf die Größe der Kolk-tiefe. Die Versuchsauftragungen von *Schoklitsch* wurden im nachfolgenden stets mit dem Fall  $a = 0$  ausgewertet. Auf Grund dieser Modellversuche wird <sup>4</sup> (für sämtliche Versuchsreihen war die Druckhöhe  $H = 0,33$  m und konstant, ebenso die abfließende Wassermenge; der Geschiebedurchmesser war bei dieser Versuchsreihe 6,2 mm):

Wehrbodenneigung	Kolk-tiefe T	%
1 : 1	0,248 m (Tauchstrahl)	100
1 : 3,3	0,194 m (Tauchstrahl)	78
	0,126 m (Wellstrahl)	51
1 : 4	0,16 m (Tauchstrahl)	65
	0,116 m (Wellstrahl)	47
1 : 10	0,144 m (Tauchstrahl)	58
	0,104 m (Wellstrahl)	42
1 : ∞	0,094 m (Wellstrahl)	38

Aus diesen Versuchsergebnissen ergibt sich, daß die kleinste Kolk-tiefe bei einer Wehrbodenneigung von 1 : ∞ auftritt. Sie verringert sich gegenüber der der Wehrbodenneigung 1 : 1 um 62%. Bei einer Wehrbodenneigung von 1 : ∞ wird im allgemeinen nur die Ausbildung des Wellstrahls beobachtet. Diese Zusammenstellung zeigt aber auch die Wirkung der beiden Strahlarten bei ein- und derselben Wehrbodenneigung. So ruft der Tauchstrahl bei einer Wehrbodenneigung von 1 : 3,3 eine Kolk-tiefe hervor, die um rd. 27% größer ist als diejenige, die durch den Wellstrahl verursacht wird. Mit kleiner werdender Wehrbodenneigung vermindert sich auch der Unterschied der Wirkung der beiden Abflußarten, so bei der Wehrbodenneigung 1 : 4 verringert er sich auf 18% und bei 1 : 10 auf 16%.

Auf die Größe der Kolk-tiefe hat natürlich auch die Zusammensetzung des Geschiebematerials einen großen Einfluß. So erhält man bei einer Wehrbodenneigung von 1 : 3,3 <sup>5</sup>:

Korngröße des Geschiebes	Kolk-tiefe	%
2,5 mm	0,154 m (Wellstrahl)	100
	0,21 m (Tauchstrahl)	100
6,25 mm	0,126 m (Wellstrahl)	82
	0,194 m (Tauchstrahl)	92

Mit größer werdendem Korndurchmesser des Geschiebes nimmt die Kolk-tiefe beim Wellstrahl um 18% und beim Tauchstrahl um 8% ab. Bei der Ausbildung des Tauchstrahles ist die Korngröße des Geschiebes auf die Kolk-tiefe weniger ausschlaggebend als die bei derjenigen des Wellstrahles.

2. Die Kolkbildung an waagerechten Wehrboden ohne Schwellen.

Die Kolkbildung wird von der Art und Weise, wie das Wasser am Stauwerk abgeführt wird, beeinflusst. Im allgemeinen wird von den Betriebsleitungen der Kraftwerke das Abführen des Wassers

<sup>4</sup> *S. Schoklitsch* S. 90, Abb. 67.

<sup>5</sup> *S. Schoklitsch* S. 91, Abb. 68.

über die abgesenkte Klappe, abgesenkte Oberschütze usw. bevorzugt. Auf Grund von vergleichenden Modellversuchen konnte Schoklitsch feststellen, daß beim Überfallen des Wassers über die abgesenkte Wehrkonstruktion die Kolkiefen größer sind als bei der Wasserabführung durch Anheben des Wehrkörpers. Für den Überfall erhält man nach Modellversuchen von Schoklitsch folgende Kolkiefen in Abhängigkeit von der Wehrbodenlänge  $^0$  ( $H = \text{Stauhöhe}$ ):

Wehrbodenlänge	Kolktiefe	%
1,0 · H	0,147 m	100
1,1 · H	0,132 m	93
1,25 · H	0,117 m	80
1,5 · H	0,112 m	76
2,0 · H	0,109 m	74
2,4 · H	0,106 m	72

Eine Verlängerung des waagerechten Wehrbodens über 1,5 · H hinaus beeinflusst die Kolktiefe kaum mehr wesentlich. Die Verkleinerung der Kolktiefe ist nur mehr 4% bei der Verlängerung des Wehrbodens von 1,5 · H auf 2,4 · H.

Eine eindeutige gesetzmäßige Abhängigkeit der Kolktiefe  $T$  von der Druckhöhe  $H$  zeigen die Modellversuchsergebnisse von Schoklitsch im Falle  $a = 0$  nicht. Unter der Voraussetzung einer jeweiligen wirksamen Wehrbodenlänge von 1,5 · H und einem Geschiebedurchmesser von 4,5 mm wird die Kolktiefe  $T$   $^7$ :

Stauhöhe	Kolktiefe
$H = 0,17$ m	$T = 0,06$ m
$H = 0,21$ m	$T = 0,02$ m
$H = 0,28$ m	$T = 0,09$ m
$H = 0,33$ m	$T = 0,092$ m
$H = 0,70$ m	$T = 0,06$ m
$H = 1,0$ m	$T = 0,145$ m

Im allgemeinen zeigt die Zusammenstellung, daß mit größer werdender Druckhöhe die Kolktiefe zunimmt.

Die Abhängigkeit der Kolktiefe  $T$  von der abfließenden Wassermenge  $Q$  ist gesetzmäßig  $^8$ .

(Stauhöhe  $H = 1,0$  m, Geschiebedurchmesser 10,2 mm)

Wassermenge	Kolktiefe	%
$Q = 0,15$ m <sup>3</sup> /s · m	0,236 m	100
$Q = 0,11$ m <sup>3</sup> /s · m	0,216 m	92
$Q = 0,056$ m <sup>3</sup> /s · m	0,178 m	75

Einer Verkleinerung der Wassermenge  $Q$  um 37% entspricht eine Verminderung der Kolktiefe  $T$  um 25%. Die Kolktiefe vermindert sich demnach nicht im gleichen Maße mit der abfließenden Wassermenge.

Für den Fall, daß  $a$  positiv ist, d. h. daß die Flußsohle stromab tiefer als die Oberkante des Wehrbodens liegt, konnte Schoklitsch folgende Gleichung ermitteln  $^9$ :

$$T = 0,378 H^{0,5} \cdot Q^{0,35} + 1,15 a$$

Die Größe des Geschiebedurchmessers beeinflusst sowohl die Kolktiefe wie die Kolkweite  $^{10}$ :

(gleiche Stauhöhe, Wehrbodenlänge und Wassermenge)

Korngröße des Geschiebes	Kolkweite	%
0,35 mm	2,48 m	100
1,5 mm	1,80 m	73
4,5 mm	1,32 m	53
6,2 mm	1,13 m	46
10,2 mm	0,92 m	37
17,2 mm	0,80 m	32

### 3. Die Kolkbildung am sog. Vollwehr.

(Stauanlage mit mehreren Öffnungen, die nicht gleichzeitig bedient werden.)

Im allgemeinen wird an Stauanlagen das Wasser nicht gleichmäßig durch sämtliche Wehröffnungen abgelassen. Die einzelnen

Wehröffnungen werden je nach Bedarf zur Entlastung bzw. zur Spülung des Stauraumes herangezogen. Bei der zur Untersuchung stehenden Stauanlage in der Iller wird die Wehröffnung IV, die am nächsten des Werkkanaleinlaufes liegt, vorzugsweise zum Wegspülen des sich vor dem Einlauf ablagernden Geschiebes benutzt (Abb. 1). Bei einer einseitigen Wehröffnung treten seitlich der Ausflußstrahlen Walzen mit senkrechter Achse auf, die das Geschiebe auch quer zur Flußrichtung bewegen. Die Kolke nehmen je nach der Lage der am häufigsten betätigten Öffnung verschiedene Tiefen und Formen (Entfernung der größten Kolktiefe vom Wehrbodenende) an, die von denjenigen abweichen, die bei der gleichzeitigen Öffnung sämtlicher Wehrverschlüsse entstehen. Die verschiedenen maximalen Kolkiefen und die Entfernungen dieser größten Tiefen vom Wehrbodenende bei der Stauanlage in der Iller können aus nachfolgender Zusammenstellung entnommen werden:

Stauanlage: Iller,  $H = 3,3$  m.

Längenschnitt	Lage des Längenschnittes	größte Kolk-tiefe $T = x \cdot H$ $x = T/H$	Mittel-werte	Entfernung der größten Kolk-tiefe vom Wehr-bodenende $L_k = x \cdot H$ $x = L_k/H$	Mittel-werte
0,0	Längs d. westlichen Wider-lagers	1,45	1,5	1,49	
5,0   10,0	Öffnung I	1,42 1,60	1,5	(2,25) 1,49	
15,0   17,5	Einfluß des Pfeilers a	1,21 1,06	1,1	1,49 1,49	
22,5   27,5	Öffnung II	1,45 1,75	1,6	1,49 1,49	
32,5   35,0	Einfluß des Pfeilers b	1,35 1,42	1,4	1,49 1,49	1,5
40,0   45,0	Öffnung III	1,49 1,82	1,7	1,49 1,49	
50,0   52,5	Einfluß des Pfeilers c	1,94 2,06	2,0	1,49 1,49	
57,5   62,5	Öffnung IV	2,63 2,45	2,5	(2,25) 1,49	
67,5	Längs d. östlichen Wider-lagers	1,85	1,9	1,49	

In den verschiedenen Längsschnitten macht sich sowohl der Einfluß der Widerlager als auch der Wehrpfeiler bemerkbar. Die Mittelwerte der maximalen Kolkiefen nehmen von der Wehröffnung I nach Wehröffnung IV von 1,5 · H auf 2,5 · H zu. Die Entfernung der größten Kolkiefen vom Wehrbodenende ist über den ganzen Querschnitt gleich groß, nämlich 1,5 · H. Die Kolke stromab der Öffnung I, II und III werden stark von der Seitenwalze, die bei der Spülung durch die Wehröffnung IV auftritt, beeinflusst; sie werden teilweise durch den Geschiebequertransport wieder aufgefüllt. Auf denselben Abflußvorgang ist auch die Bildung der Geschiebebänke stromab der Wehranlage zurückzuführen. Eine Kolkvertiefung zieht sich von der Spülöffnung IV aus quer über die Flußsohle nach dem gegenüberliegenden westlichen Ufer. Nach Beobachtungen von Schoklitsch liegt im allgemeinen das größte Geschiebe an den tiefsten Stellen des Kolkes und im Bereiche der größten Abflußgeschwindigkeit. Abb. 4 zeigt einen Modellversuch von Schoklitsch an einem Vollwehr. Von den drei Wehröffnungen ist die Öffnung III — entsprechend der Öffnung IV der Iller-Stauanlage — zur Spülung geöffnet. Bei der Auswertung der Ergebnisse dieses Modellversuchs wurden die Punkte gleichen Geschiebegemisches miteinander verbunden. Man erhielt eine Auftragung, die in ihrer Darstellung einem Tiefen-

<sup>6</sup> S. Schoklitsch S. 93, Abb. 71.

<sup>7</sup> S. Schoklitsch S. 97, Abb. 75.

<sup>8</sup> S. Schoklitsch S. 98, Abb. 76.

<sup>9</sup> S. Schoklitsch S. 98.

<sup>10</sup> S. Schoklitsch S. 98, Abb. 77.

linienplan entspricht. Unmittelbar stromab der Öffnung III wurde das größte Geschiebegemisch festgestellt. Gleich der Kolkvertiefung bei der Iller-Stauanlage zieht sich die Verteilung des größten Geschiebegemisches von der Spülöffnung III aus quer über die Unterwassersohle nach dem gegenüberliegenden Ufer. Der Modellversuch und die Messungen an der Iller-Stauanlage zeigen demnach

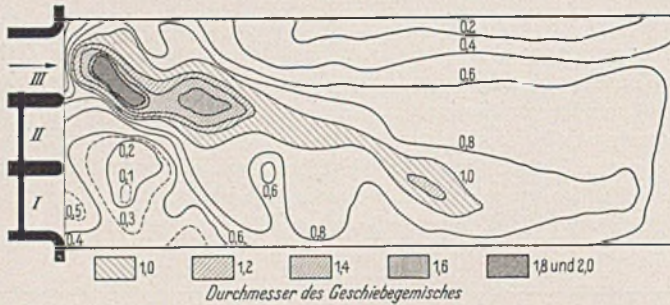


Abb. 4. Geschiebetrennung in den Kolkfeldern stromab einer Stauanlage nach einem Modellversuch von Schoklitsch.

genau dieselben Erscheinungen in der Lage der Kolke bzw. des größten Geschiebegemisches. Modellversuche lassen demnach einwandfreie Schlußfolgerungen über die Wirkungsweise von Kolkabwehrmaßnahmen und den dabei auftretenden Strömungsvorgängen zu.

Da an einem Vollwehr außer den primären Abfluvvorgängen noch sekundäre auftreten, können mitunter die an einem einfachen Wehr sich als günstig erweisenden Kolkabwehrmaßnahmen an einem Vollwehr restlos versagen. Modellversuche müssen demnach stets an einer modellähnlichen Wehranlage vorgenommen werden.

**Die gebräuchlichsten Kolkabwehrmaßnahmen und ihre Wirkungsweise.**

**1. Die Kolkabwehr durch sehr lange Wehrboden.**

Die Kolkabwehr durch sehr lange Wehrboden ohne Schwelleneinbauten ist ein früher häufig angewandtes, aber sehr kostspieliges Mittel. Durch die Ausführung der langen Wehrboden versuchte man den Kolk möglichst weit stromabwärts des eigentlichen Stauwerkes zu verschieben. Die Anlage eines langen Wehrbodens erfüllt aber nur dann ihren Zweck, wenn noch auf demselben der Wechselsprung auftritt, d. h. daß die Umwandlung der Bewegungsenergie in die Lagenenergie vorwiegend noch auf demselben vor sich geht.

Bligh empfiehlt für die Berechnung der nutzbaren Wehrbodenlänge folgende Gleichung<sup>11</sup>:

$$L = 0,612 \cdot C \cdot \sqrt{H}$$

Der C-Wert liegt je nach der Art des Bodenmaterials in den Grenzen von  $C = 4$  bis  $C = 18$ . Nach dieser Gleichung wird die Wehrbodenberechnung der meisten Stauanlagen in den angelsächsischen Ländern durchgeführt. Bei der Annahme von Sand und Kies und damit  $C = 9$  müßte die nutzbare Wehrbodenlänge für die Iller-Stauanlage 10 m und bei einer solchen von grobem Kies —  $C = 6$  — nur 6,7 m sein. Die tatsächlich vorhandene nutzbare Wehrbodenlänge der Iller-Anlage ist aber 18 m =  $5,4 \cdot H$ , also bedeutend größer als die nach dieser Gleichung im ungünstigsten Falle erforderliche:  $3,0 \cdot H$  (Abb. 2). Trotz dieser verhältnismäßig beträchtlichen Länge des Wehrbodens treten diese tiefen Kolke stromab der Anlage auf. Die Ursache muß demnach in der Ausbildung des Wehrbodens zu suchen sein.

**2. Die Kolkabwehr durch ansteigende Wehrboden.**

Auf Grund von Modellversuchen von Schoklitsch wird wieder unter der Annahme der gleichen Stauhöhe, des gleichen Wasserdurchflusses und des gleichen Geschiebedurchmessers die Beeinflussung der Kolkentiefe durch die Wehrbodenneigung ermittelt<sup>12</sup>.

Wehrbodenneigung	Kolkentiefe	%
1 : ∞	0,09 m	100
1 : 25	0,087 m	97
1 : 17		
1 : 14,3	0,085 m	94
1 : 10	0,082 m	91
1 : 7,5	0,073 m	81
1 : 4,7	0,049 m	54
1 : 3	0,036 m	40

Aus der Zusammenstellung geht der Einfluß der Wehrbodenneigung auf die Kolkentiefe eindeutig hervor. Die Tiefe nimmt mit größer werdender Neigung stark ab. So erhält man bei einer Wehrbodenneigung von 1 : 3 eine Verminderung der Kolkentiefe um 60%.

Als Beispiel für die günstige Wirkung eines ansteigenden Wehrbodens kann die Isar-Stauanlage der Mittlere Isar A.-G. und die Altmühl-Stauanlage Rebdorf dienen. Der Wehrboden der Isar-Stauanlage (Abb. 5) besitzt eine nutzbare Länge von  $7,0 \cdot H$  und

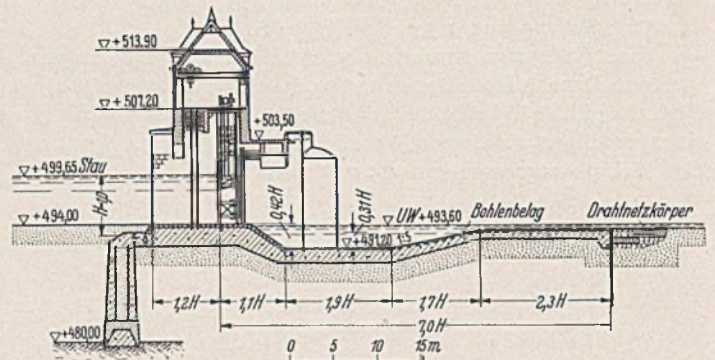


Abb. 5. Längsschnitt durch die Isar-Stauanlage in Oberföhring. (Mittlere Isar A.-G.)

ist demnach um ein großes Stück länger als der der Iller-Stauanlage. Der Wehrboden ist muldenförmig ausgebildet. In einer Entfernung von  $0,51 \cdot H$  von der Stauwand beginnt sich der Wehrboden zu einer Mulde abzusenken. Die Muldentiefe beträgt  $0,42 \cdot H$ . Nach einem waagerechten Teil von  $1,9 \cdot H$  (Grundfläche der Mulde) steigt der Wehrboden unter einer Neigung von 1 : 5 auf die Höhe der Unterwassersohle an. Daran schließt noch ein waagerechter Wehrbodenteil von der Länge  $2,3 \cdot H$ . Der Untergrund ist Flinsand mit Nagelfluhbänken durchzogen. Kolkerscheinungen stromab des Wehrbodenendes haben sich im Laufe der Betriebsjahre nach Angaben der Mittlere Isar A.-G. nicht gezeigt. Die Ausbildung des Wehrbodens entspricht demnach den Strömungsvorgängen, der Wechselsprung geht noch innerhalb des Wehrbodens vor sich.

Eine ähnliche bauliche Anordnung zeigt die Ausführung der Altmühl-Stauanlage Rebdorf (Abb. 6). Auch hier ist der Wehr-

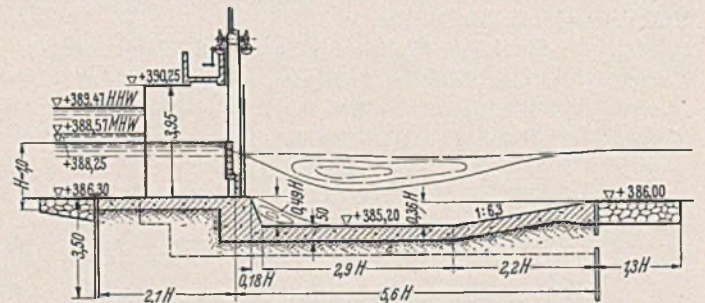


Abb. 6. Längsschnitt durch die Altmühl-Stauanlage Rebdorf. (Kulturbauint Weißenburg.)

boden muldenförmig ausgebildet. Die Grundfläche der Mulde beträgt  $2,9 \cdot H$  und die Tiefe  $0,49 \cdot H$  bzw.  $0,36 \cdot H$  bis zur Höhe der Unterwassersohle. An den waagerechten Wehrbodenteil der Mulde schließt sich eine geneigte Fläche von einer Länge  $2,2 \cdot H$  und einer Neigung 1 : 6,3 an. Stromab des Wehrbodenendes ist die Flußsohle auf einer Länge von  $1,3 \cdot H$  durch eine schwere Steinrollierung

<sup>11</sup> S. Schoklitsch S. 109 u. 110.

<sup>12</sup> S. Schoklitsch S. 111, Abb. 100.

von 0,80 m Stärke befestigt. Im Laufe der Betriebsjahre haben sich noch keinerlei Kolkbildungen gezeigt. Der Wechselsprung geht demnach ebenfalls noch auf dem Wehrboden vor sich. In der Abb. 6 ist der wahrscheinliche Strömungsvorgang eingezeichnet. Der Strahl senkt sich in die Mulde ab und erweitert sich dann allmählich zur Unterwasserhöhe.

Die Isar-Stauanlage und die Altmühl-Stauanlage haben ungefähr gleiche Muldentiefen. Der waagerechte Wehrbodenteil ist bei der Altmühl-Stauanlage um  $1,0 \cdot H$  länger als bei der Isar-Stauanlage. Die Wehrbodenneigung dagegen ist bei der Isar-Stauanlage steiler als bei der Altmühl-Stauanlage. Aus der Zusammenstellung der Modellversuche geht hervor, daß die steilere Neigung eine größere Kolkverminderung verursacht als die flache. Die Neigung bei der Isar-Stauanlage ist demnach etwas günstiger. Im allgemeinen dürften an beiden Stauanlagen die gleichen Strömungsvorgänge auftreten. Daraus ergibt sich auch, daß der an die Neigung anschließende waagerechte Wehrbodenteil von  $2,3 \cdot H$  bei der Isar-Anlage hätte eingespart werden können, um die gleichen günstigen Ergebnisse zu erzielen. Allerdings ist zu bedenken, daß der waagerechte Muldenteil der Altmühl-Anlage um  $1,0 \cdot H$  länger ist als bei der anderen. Als Gesamteinsparung würde sich dann für die Isaranlage  $1,3 \cdot H$  ergeben, wenn man gleiche Wehrbodenlängen vorsieht, was einer Verkleinerung der Wehrbodenlänge von über 8 m gleichkommt. Übereinstimmend zeigen beide Anlagen die äußerst günstige Wirkung einer tiefen Wehrbodenmulde und eines ansteigenden Wehrbodenteiles. Als Befestigung stromab des Wehrbodenes können Steinrollierungen oder Drahtnetzkörper mit großem Vorteil eingebaut werden.

### 3. Die Kolkabwehr durch Schwellen am Wehrbodeneende.

a) Die Rechteckschwelle (Abb. 7). Die Modellversuche von Schoklitsch zeigen den Einfluß der Schwellenhöhe auf die Kolktiefe. (Gleiche Stauhöhe  $H = 0,28$  m, gleicher



Abb. 7.  
Verschiedene Ausführungsformen von Vollschwellen.

Wasserdurchfluß und gleicher Geschiebedurchmesser, die Schwellenoberkante liegt auf gleicher Höhe wie das Flußbett stromab des Wehrbodens,  $a = 0$  <sup>13</sup>.)

Schwellenhöhe	Kolktiefe	%
0 mm = $0,0 \cdot H$	0,09 m	100
8 mm = $0,029 \cdot H$	0,069 m	77
16 mm = $0,057 \cdot H$	0,063 m	70
24 mm = $0,086 \cdot H$		
40 mm = $0,143 \cdot H$		

Von einer Schwellenhöhe =  $0,057 \cdot H$  an ist keine merkliche Änderung in der Kolktiefe mehr feststellbar. Der Wirkungsbereich einer Rechteckschwelle ist demnach ziemlich gering. Durch den Einbau einer solchen Schwelle vermindert sich die Kolktiefe im Maximum um 30%.

b) Die Trapezschwelle (Abb. 7). Den Einfluß der Schwellenhöhe auf die Kolktiefe zeigen Modellversuche von Schoklitsch (gleiche Stauhöhe  $H = 0,28$  m, gleicher Wasserdurchfluß und gleicher Geschiebedurchmesser) <sup>14</sup>:

Schwellenhöhe	Kolktiefe	%
0,0 mm = $0,0 \cdot H$	0,09 m	100
8 mm = $0,029 \cdot H$	0,093 m	92
16 mm = $0,057 \cdot H$	0,075 m	83
24 mm = $0,086 \cdot H$	0,063 m	70
32 mm = $0,114 \cdot H$	0,057 m	63
40 mm = $0,143 \cdot H$	0,051 m	57

Die Wirkungsweise dieser Schwel lenform ist demnach wesentlich

günstiger als die der Rechteckschwelle. Eine Schwellenhöhe von  $0,143 \cdot H$  ergibt eine Kolk tiefenverminderung von 43%.

c) Die Keilschwelle (Abb. 7). Den Einfluß der Schwellenhöhe auf die Kolk tiefe zeigen Modellversuche von Schoklitsch (gleiche Stauhöhe  $H = 0,28$  m, gleicher Wasserdurchfluß und gleicher Geschiebedurchmesser) <sup>15</sup>:

Schwellenhöhe	Kolk tiefe	%
0 mm = $0,0 \cdot H$	0,09 m	100
11 mm = $0,040 \cdot H$	0,065 m	72
16 mm = $0,057 \cdot H$		
24 mm = $0,086 \cdot H$		
36 mm = $0,129 \cdot H$		

Der Wirkungsbereich dieser Schwellenart ist ungefähr der gleiche wie derjenige der Rechteckschwelle. Durch den Einbau einer Keilschwelle von der Höhe  $0,040 \cdot H$  oder  $0,129 \cdot H$  vermindert sich die Kolk tiefe um 28%.

Bei einem Vergleich der Wirkungsweise der drei verschiedenen Schwellenformen ist folgendes zu bemerken. Durch den Einbau einer Rechteckschwelle oder einer Keilschwelle vermindert sich die Kolk tiefe bereits bei einer Schwellenhöhe von  $0,029 \cdot H$  um rd. 23%, während beim Einbau einer Trapezschwelle von der gleichen Höhe die Kolk tiefe nur um rd. 8% vermindert wird, d. h. die Wirkungsweise dieser beiden ersten Schwellenarten ist bei kleiner Schwellenhöhe wesentlich größer als bei der Trapezschwelle. Eine Vergrößerung der Schwellenhöhe sowohl bei der Rechteckschwelle wie auch bei der Keilschwelle verursacht keine wesentliche Verkleinerung der Kolk tiefe mehr; bei der Trapezschwelle dagegen nimmt die Kolk tiefe mit größer werdender Schwellenhöhe stark ab. Diese eigenartige Wirkungsweise, daß mit größer werdender Schwellenhöhe keine wesentliche Verringerung der Kolk tiefe mehr eintritt, dürfte auf die lotrechte Stirnfläche der beiden Schwellenformen zurückzuführen sein. Lotrechte Stirnflächen bewirken schon bei kleinen Schwellenhöhen eine beträchtliche Verminderung der Kolk tiefe. Geneigte Stirnflächen vermindern die Kolk tiefe erst mit zunehmender Schwellenhöhe. Die senkrechte Stirnfläche bremst, wenn sie in einer bestimmten Entfernung liegt, im allgemeinen den Strahl ab, die geneigte hebt ihn dagegen hoch.



Abb. 8.  
Eingebaute Rehbock-Zahnschwellen an der Altmühl-Stauanlage Kratzmühle. (Kulturbauamt Weißenburg.)

d) Die Rehbock-Zahnschwelle (durch DRP geschützt) (Abb. 8). Die Rehbock-Zahnschwelle stellt eine Kombination zwischen der Schwelle mit lotrechter und der Schwelle mit geneigter Stirn wand dar. Sie vereinigt sonach die abbremsende Wirkung der senkrechten Stirnfläche und die hebende der geneigten. Der Einfluß der Schwellenhöhe auf die Kolk tiefe geht wiederum aus Modellversuchen von Schoklitsch hervor (gleiche Stauhöhe  $H = 0,28$  m, gleicher Wasserdurchfluß und gleicher Geschiebedurchmesser) <sup>16</sup>:

Schwellenhöhe	Kolk tiefe	%
0 mm = $0,0 \cdot H$	0,09 m	100
11 mm = $0,040 \cdot H$	0,064 m	71
16 mm = $0,057 \cdot H$	0,054 m	60
24 mm = $0,086 \cdot H$	0,049 m	55
36 mm = $0,129 \cdot H$	0,047 m	52

<sup>13</sup> S. Schoklitsch S. 113, Abb. 104.

<sup>14</sup> S. Schoklitsch S. 115, Abb. 106.

<sup>15</sup> S. Schoklitsch S. 117, Abb. 110.

<sup>16</sup> S. Schoklitsch S. 118, Abb. 112.

Die Kolkentiefe wird bereits von Schwellen mit kleiner Höhe bedeutend beeinflußt. Der Einfluß nimmt aber mit größer werdender Schwellenhöhe langsam ab. Auf Grund der Modellversuche erhält

man bei einer Schwellenhöhe von  $0,129 \cdot H$  eine Kolkverminderung von rd. 50%.

Mitunter besteht in der Baupraxis die irrige Annahme, daß

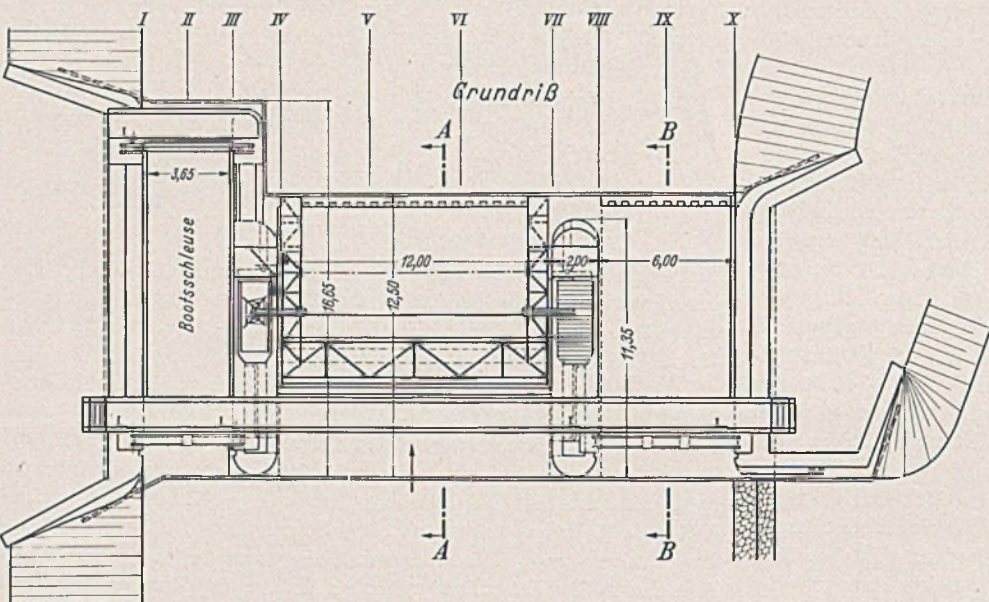


Abb. 9. Grundriß der Altmühl-Stauanlage Aumühlen-Eichstätt. (Kulturbauamt Weißenburg.)

der Einbau einer Rehbock-Zahnschwelle die Kolkbildung vollkommen verhindere. So wurde dem Verfasser eine Stauanlage in der Altmühl bei Aumühlen-Eichstätt vorgelegt mit dem Bemerkens, daß die Rehbock-Zahnschwelle bei dieser Stauanlage versagt habe. Die Stauanlage in der Altmühl Aumühlen-Eichstätt besitzt drei Öffnungen, von denen die eine eine Bootschleuse ist und nur die beiden anderen zur Wasserabführung betätigt werden (Abb. 9). Die Mittelöffnung von 12 m Breite verschließt ein Sektorwehr und den Grundablaß von 6 m Breite eine Holzschütztafel. Die nutzbare Wehrbodenlänge ist stromab der mit dem Sektorwehr abgeschlossenen Wehröffnung  $3,0 \cdot H$  und die der Schütztafelwehrröffnung  $3,6 \cdot H$  (Abb. 10). Die Flußsohle ist kiesig; der Kies besteht aus Juraplättchen von wechselnder Größe bis zu Längen von 8 cm und wechselnder Stärke. Unter der teilweise schwachen

Kiesauflagerung folgen in der Regel tonige Formationen. Am flußabwärtigen äußersten Ende des Wehrbodens wurde bei beiden Wehrröffnungen eine Zahnschwelle nach dem System Rehbock mit einer Höhe von  $0,083 \cdot H$  eingebaut (s. Abb. 11).

Trotz des Einbaues der Zahnschwelle zeigte sich stromab des Wehrbodens im Laufe der Betriebsjahre eine mehr oder minder große Kolkbildung. Der Untersuchung standen fünf Kolk-Beilungen aus den Jahren 1930, 1931, zweimal 1932 und 1935 zur Verfügung. Die größte Kolkentiefe und deren Entfernung stromab des Wehrbodens geht aus nachfolgender Zusammenstellung für die Beilungen der Jahre 1930, 1932 und 1935 hervor:

Stauanlage: Altmühl bei Aumühlen-Eichstätt,  $H = 2,41\text{m}$

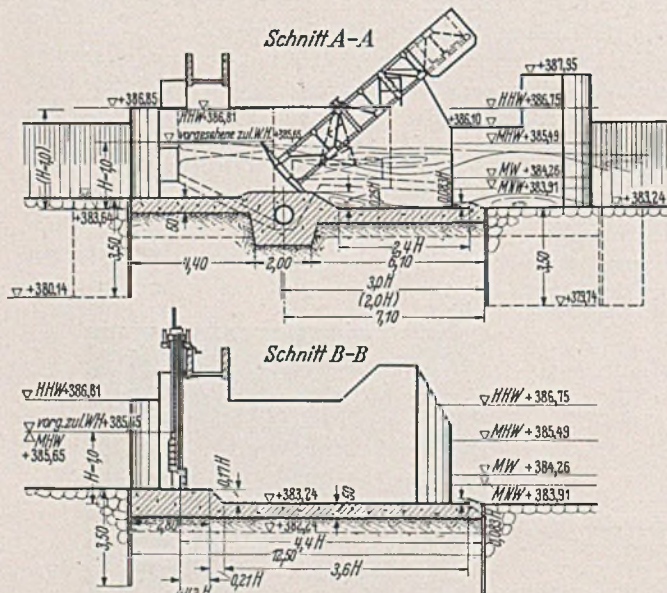


Abb. 10. Längsschnitt durch zwei verschiedene Wehrröffnungen der Altmühl-Stauanlage Aumühlen-Eichstätt. (Kulturbauamt Weißenburg.)



Abb. 11. Eingebaute Rehbock-Zahnschwellen am Wehrbodenende der Altmühl-Stauanlage Kratzmühle; die Zahnschwelle ist wie bei der Stauanlage Walting nicht am äußersten Wehrbodenende angebracht. (Kulturbauamt Weißenburg.)

Längenschnitt	Lage des Längenschnitts	Größte Kolkentiefe $T = x \cdot H$			Entfernung bzw. Ausdehnung der größten Kolkentiefe $L_k = x \cdot H$		
		bei den Peilungen			bei den Peilungen		
		30. 10. 1930	21. 3. 1932	18. 7. 1935	30. 10. 1930	21. 3. 1932	18. 7. 1935
I	Längs des Widerlagers	0,17	Auf-landung		unmittelbar a. d. Stirnfläche	—	—
II	Ohne Zahnschwelle stromab einer Bootschleuse (Schützverschluß)	0,5	0,17	0,17	„	2,6	3,8
III		0,71	0,37	0,37	„	1,33	2,2
IV		Mit Zahnschwelle Öffnung mit Sektorverschluß	0,83	0,58	0,58	2,2	3,0
V	Öffnung m. Schützverschluß	0,66	1,20	0,87	2,2	3,0 bis 4,2	3,8 bis 5,5
VI		1,00	1,20	1,00	1,37	1,8	2,2 bis 3,8
VII	Einfluß des Pfeilers	1,08	0,91	0,66	unmittelbar a. d. Stirnfläche	1,8	3,8
VIII		0,91	0,66	0,58		1,8	2,2
IX	Längs des Widerlagers	0,58	0,62	0,54	0,54	1,8	2,2
X		0,29	0,29	0,29	3,8	3,8	2,2

Abb. 12 zeigt die Veränderung des Kolkbildes im Laufe von 5 Jahren in dem Längsschnitt VI der Stauanlage. Die erste Peilung am 30. 10. 1930 ergab eine größte Kolktiefe von  $1,0 \cdot H$ , die in einer Entfernung von  $1,4 \cdot H$  stromab des Wehrbodenendes auftrat. Die Stirnseite des Wehrbodenfundamentes wurde durch den Kolk bis zu einer Tiefe von rd. 2 m freigelegt. Zur Verhinderung einer gänzlichen Unterkolkung des Wehrbodenfundamentes wurde daraufhin ein Steinwurf eingebracht und der Kolk aufgefüllt. Bei einer Peilung am 11. 2. 1931 zeigte es sich, daß eine Verkleinerung der Kolktiefe von  $1,0 \cdot H$  (1930) auf  $0,79 \cdot H$  eingetreten war, außerdem

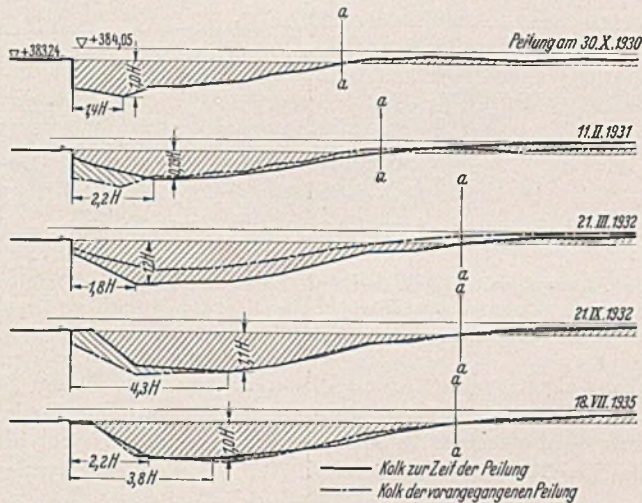


Abb. 12. Veränderung des Kolkbildes im Längsschnitt VI stromab der Altmühl-Stauanlage Aumühlen-Eichstätt in der Zeit vom 30. 10. 1930 bis 18. 7. 1935. (Kulturbauamt Weißenburg.)

wurde die größte Kolktiefe nun in einer Entfernung von  $2,2 \cdot H$  stromab des Wehrbodenendes ermittelt. Die Stirnseite des Wehrbodenfundamentes war bei dieser Peilung nur mehr rd. 0,50 m tief freigelegt. Das ausgekolkte Bodenmaterial war stromab des Querschnittes a—a abgelagert worden. Die Flußsohle stromab von a—a hat sich in diesem Längsschnitt durchschnittlich um rd. 0,40 m aufgehöhht. Am 21. 3. 1932 wurde eine beträchtliche Vertiefung und Verbreiterung des Kolkes festgestellt. In einer Entfernung von  $1,8 \cdot H$  stromab des Wehrbodenendes wurde als größte Kolktiefe  $1,2 \cdot H$  gemessen. Die größte Kolktiefe ist demnach zwischen den beiden Peilungen 1931 und 1932 um  $0,40 \cdot H$  nach stromauf gegen die Stirnseite des Wehrbodenfundamentes hin gerückt und hat sich beträchtlich vergrößert. Bei dieser Peilung konnte stromab des Querschnittes a—a eine Abtragung der Flußsohle von durchschnittlich rd. 0,25 m festgestellt werden. Dieses Peilungsergebnis veranlaßte das Kulturbauamt Weißenburg, dem die Überwachung der Stauanlage obliegt, den im Jahre 1930/31 eingebrachten Steinwurf wesentlich zu verstärken. Eine Peilung am 21. 9. 1932 ergab nunmehr als größte Kolktiefe  $1,1 \cdot H$ ; die Entfernung dieser Kolk-tiefe vom Wehrbodenende war rd.  $4,3 \cdot H$ . Eine erneute Peilung am 18. 7. 1935, also in rd. dreijährigem Abstand, zeigte, daß sich die größte Kolk-tiefe etwas nach stromauf vergrößert hat. Der Kolk hatte eine schalenförmige Gestalt. Das flußaufwärtige Ende des Kolkgrundes war bis auf rd.  $2,2 \cdot H$  an das Wehrbodenende herangerückt. Ob eine abermalige Vergrößerung und Vertiefung des Kolkes in den nun folgenden Jahren zu erwarten, oder ob die Kolkbildung zum Stillstand gekommen ist, kann ohne weiteres nicht entschieden werden.

Schoklitsch konnte bei seinen Modellversuchen feststellen, daß der Einbau einer Rehbock-Zahnschwelle die Kolk-tiefe um rd. 50% vermindert (Schwellenhöhe bei dieser Verminderung  $0,129 \cdot H$ ). An der Stauanlage der Untere Iller A.-G. (Abb. 2) wurde eine größte Kolk-tiefe von  $2,5 \cdot H$  ermittelt, an der Stauanlage Aumühlen-Eichstätt eine solche von  $1,2 \cdot H$ . Es kann ohne weiteres angenommen werden, daß, wenn man die Verschiedenartigkeit des Untergrundes, der Wassermenge, der Wehrbodenausbildung usw. der beiden Stauanlagen berücksichtigt, man bei der Altmühl-Stauanlage ebenfalls eine Kolk-tiefe von  $2,5 \cdot H$

erwarten dürfte, wenn die Rehbock-Zahnschwelle nicht eingebaut worden wäre. Der Einbau der Zahnschwelle verursacht demnach übereinstimmend mit den Modellversuchen eine Verminderung der Kolk-tiefe um ungefähr 50%.

Die größten Kolk-tiefen und deren Entfernungen stromab des Wehrbodenendes bei einer anderen Stauanlage in der Altmühl bei Walting, die der Stauanlage Aumühlen-Eichstätt in ihrer baulichen Anordnung voll entspricht, zeigt nachfolgende Zusammenstellung zweier Peilungsergebnisse in vierjährigem Abstand.

Stauanlage: Altmühl bei Walting,  $H = 2,40$  m.

Längenschnitt	Lage des Längenschnitts	Größte Kolk-tiefe $T = x \cdot H$ bei den Peilungen		Entfernung bzw. Ausdehnung der größten Kolk-tiefe $L_k = x \cdot H$ bei den Peilungen	
		14. 2. 1931	18. 7. 1935	14. 2. 1931	18. 7. 1935
I	Längs des Widerlagers	0,08	0,37	1,71	5,0
II	Ohne Zahnschwelle stromab einer Bootsschleuse (Schützverschuß)	0,75	0,92	1,71	5,0
III	Mit Zahnschwelle, Öffnung mit Schützverschuß	1,00	1,04	3,46	3,49 bis 5,7
IV	Einfluß des Pfeilers	0,96	1,00	1,63 bis 3,3	5,4
V	Öffnung mit Sektorverschuß	0,96	0,79	1,63 bis 3,3	1,67 bis 5,0
VI	Längs des Widerlagers	0,50	0,37	1,63	3,3 bis 10,9

Als größte Kolk-tiefe wurde bei dieser Stauanlage  $1,04 \cdot H$  ermittelt. Die Wirkungsweise der Zahnschwelle, die bei dieser Anlage nicht am äußersten Ende des Wehrbodens liegt, ist demnach günstiger als bei der Stauanlage Aumühlen-Eichstätt. Die Kolkverminderung gegenüber der Iller-Stauanlage ist dann ungefähr 58%.

Die Kolkbilder der Iller-Stauanlage ohne Zahnschwelle und der Altmühl-Stauanlage mit Zahnschwelle unterscheiden sich wesentlich in ihrer Form. Während der abfließende Strahl stromab eines Wehrbodens ohne Zahnschwelle einen sehr tiefen und steil geböschten Kolk hervorrufft (Abb. 2), bildet er durch die Zahnschwelle sozusagen abgebremst und abgelenkt einen flachen, schalenförmigen Kolk aus (Abb. 12). Die Gefährdung des Wehrbodenfundamentes ist bei der ersten Kolkform wesentlich größer als bei der zweiten. Die größte Kolk-tiefe lag bei dem Iller-Wehr (siehe Zusammenstellung Iller-Anlage) in einer Entfernung von  $1,5 \cdot H$  stromab des Wehrbodenendes, während bei dem Einbau einer Zahnschwelle die tiefste Stelle z. B. bei der Stauanlage Walting im Minimum  $1,63 \cdot H$  stromabwärts liegt. Die größte Kolk-tiefe erstreckte sich bei diesen schalenförmigen Kolken im Maximum bis zu  $10,9 \cdot H$ .

Die große Freilegung der Stirnseite des Wehrbodenfundamentes an der Stauanlage Aumühlen-Eichstätt bei der Peilung am 30. 10. 1930, dürfte an den besonders ungünstigen geologischen Verhältnissen und an der Ausbildung des Wehrbodens liegen. Die nutzbare Wehrbodenlänge ist in der Öffnung mit dem Sektorver-

schluß (Abb. 10, Schnitt A—A)  $3,0 \cdot H$  und beim Abfluß des höchsten Hochwassers — der Hochwasserspiegel liegt höher als das Stauziel — nur  $2,0 \cdot H$ . Die Sohle des Wehrbodens senkt sich gegen Unterwasser um  $0,25 \cdot H$  ab. Die Länge des anschließenden Wehrbodenteils bis zur Zahnschwelle beträgt  $2,4 \cdot H$ . Es dürften Strömungsvorgänge wie sie in Abb. 10 eingezeichnet sind, auftreten. Die Zahnschwelle am Ende des Wehrbodens kommt nicht mehr zur vollen Wirkung. In der Öffnung mit der Schütztafel ist die nutzbare Wehrbodenlänge  $3,6 \cdot H$ . Die Absenkung des Wehrbodens beträgt hier nur  $0,17 \cdot H$ . Trotzdem ist die Wirkungsweise der Zahnschwelle stromab dieser Öffnung wesentlich besser. Die in diesem Bereich gemessene größte Kolktiefe ist nur rd.  $0,62 \cdot H$  gegenüber  $1,2 \cdot H$  stromab der Sektorwehröffnung.

Die Zahnschwelle nach Bauart Rehbock kann bei geeignetem Einbau eine beträchtliche Kolkverminderung zur Folge haben. Die einzelnen Abmessungen der Zahnschwelle richten sich nach der Größe des Geschiebeangriffs<sup>17</sup>.

c) Die Kolkabwehr durch Doppelschwellen. Die erste Schwelle muß vom Staukörper soweit stromab verlegt werden, daß alle Überfallstrahlen von dieser Schwelle noch sicher auf den Wehrboden umgelenkt werden, die zweite Schwelle am Ende des Wehrbodens muß von der ersteren soweit entfernt liegen, daß sie vom Wellstrahl nicht übersprungen werden kann. Die Mindestschwellenentfernung muß daher nach Schoklitsch  $1,0 \cdot H$  stromab vom Staukörper sein und die zweite Schwelle von der ersteren wenigstens weitere  $1,5 \cdot H$  entfernt liegen. Die Mindestlänge des nutzbaren Wehrbodens errechnet sich demnach zu  $2,5 \cdot H$ . Doppelschwellen aus Vollschnellen sind nach dem Vorschlag von Ludin mehrmals mit gutem Erfolg ausgeführt worden. Die Wirkungsweise solcher Doppelschwellen zeigt eine Gegenüberstellung, die wiederum auf Grund von Modellversuchen von Schoklitsch gewonnen wurde<sup>18</sup> (gleiche Stauhöhe =  $0,28$  m, gleicher Wasserdurchfluß und gleicher Geschiebedurchmesser):

Art des Wehrbodens	Kolktiefe	%
Waagerechter Wehrboden ohne Schwelle $L = 1,5 \cdot H$	0,09 m	100
Rechteckschwelle am Wehrbodenende Schwellenhöhe $32 \text{ mm} = 0,114 \cdot H$	0,047 m	52
Doppelschwelle: Dreieckschwelle $16 \text{ mm} = 0,057 \times H$ , Rechteckschwelle $32 \text{ mm} = 0,114 \cdot H$	0,03 m	33
$L = 2,25 \cdot H$		

Der Einbau einer Doppelschwelle bewirkt demnach eine Kolkverminderung von 67%.

Den Einfluß einer Doppel-Zahnschwelle (Rehbock-Zahnschwellen hintereinander gestaffelt) zeigen Modellversuche nach Schoklitsch<sup>19</sup> (gleiche Stauhöhe  $H = 0,28$  m, gleicher Wasserdurchfluß, gleicher Geschiebedurchmesser):

Art des Wehrbodens	Kolktiefe	%
Waagerechter Wehrboden ohne Schwelle $L = 1,5 \cdot H$	0,09 m	100
Doppelte Rehbock-Zahnschwelle $L = 2,25 \times H$ , Zahnschwellenhöhe $36 \text{ mm} = 0,129 \cdot H$	0,027 m	30

Die Doppelanordnung von Rehbock-Zahnschwellen ruft eine weitere Verringerung der Kolktiefe um rd. 20% hervor. Gegenüber einem Wehrboden ohne Schwelle bewirkt die Doppelanordnung von Zahnschwellen eine Verkleinerung der Kolktiefe um 70%. In der Wirkungsweise von gestaffelten Rehbock-Zahnschwellen und Doppel-Vollschnellen nach Ludin dürfte sich in der Praxis kaum ein großer Unterschied zeigen.

Im Zuge der Regelung der „Unteren Alm“ in Oberösterreich wurden u. a. bei der Mühltaler-Gefällstufe km 9.155 Doppelschwellen nach dem Vorschlag von Ludin eingebaut (Abb. 13). Unter Absturzhöhe  $H'$  wird bei einem derartigen Absturzbauwerk im folgenden der Höhenunterschied zwischen der Sohle unmittelbar

am Wehrkörper stromauf und unmittelbar am Wehrbodenende stromab verstanden. Die Dreieckschwelle besitzt eine Höhe von  $0,22 \cdot H'$  und die Rechteckschwelle eine solche von  $0,43 \cdot H'$ . Die gesamte Sturzbodenlänge ist rd.  $7,0 \cdot H'$ . Der Abstand der Dreieckschwelle von der schrägen Stirnwand des Wehrkörpers beträgt  $2,8 \cdot H'$  und die Entfernung zwischen den beiden Schwellen  $2,7 \cdot H'$ . Die Dreieckschwelle liegt demnach ungefähr in der Mitte des Absturzbodens. Diese Ausführung des Absturzbodens hat sich sehr bewährt. Größere Auskolkungen stromab konnten im Laufe der Betriebsjahre nicht beobachtet werden.

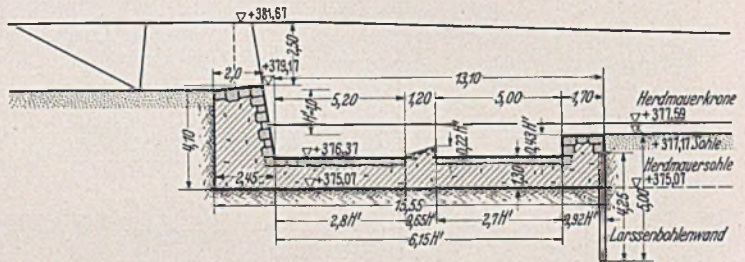


Abb. 13. Längsschnitt durch den Sturzboden der Mühltaler-Gefällstufe km 9,155 der Unteren Alm, Doppelschwelle nach Vorschlag Ludin. (Landesbauamt Oberösterreich.)

Eine eigenartige Anordnung von Schwellen bzw. von Schikanen wurde auf Grund von Modellversuchen von Smrček als Kolkabwehrmaßnahme an einem wiederhergestellten Wehr in der Moldau bei Miřovice eingebaut<sup>20</sup>. Abb. 14 zeigt Modellversuche

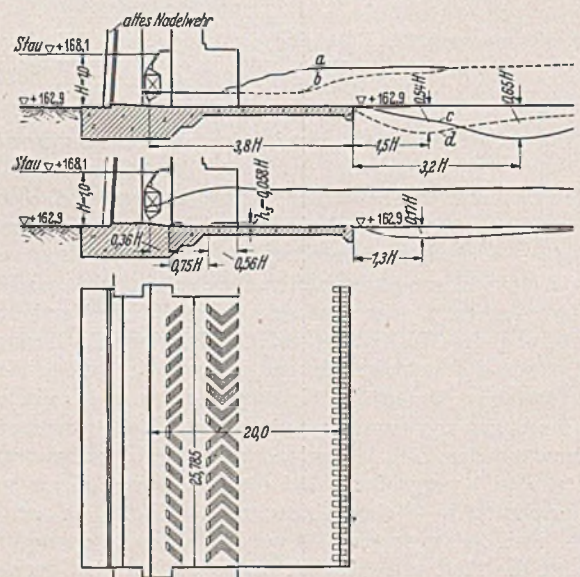


Abb. 14. Modellversuch von Smrček für den Umbau der Moldau-Stauanlage Miřovice, Einbau von Streifbalken und Schikanen.

für diese Stauanlage an einem Wehrboden mit und ohne Kolkabwehreinbauten. Bei der dargestellten Hubhöhe des Wehrkörpers treten zwei verschiedene Abflußformen a und b auf, die auch wiederum ganz verschieden geformte und verschieden tiefe Kolke verursachen. An diesem Wehrboden werden die eingangs erwähnten zwei Strahlarten, der Wellstrahl sowie der Tauchstrahl, aufgetreten sein. Bei der einen Abflußart liegt die größte Kolktiefe  $0,54 \cdot H$  in einer Entfernung von  $1,5 \cdot H$  stromab des Wehrbodenendes (d) und bei der anderen ist die Kolktiefe  $0,65 \cdot H$  vom Wehrboden  $3,2 \cdot H$  entfernt (c). Die auftretenden Kolke haben sich durch den Einbau der abgebildeten „Bremseinrichtung“ auf einen ganz geringen Betrag vermindert. Die Einbauten bestehen in der Großausführung aus kreuzweise angeordneten  $0,30$  m hohen Streifbalken.

<sup>20</sup> Smrček, A. - Smetana, J.: Studium der hydrotechnischen Fragen mit Hilfe von Laboratoriumsversuchen an Modellen in verkleinertem Maßstab. Vergleich der Ergebnisse dieser Versuche mit denen der direkten Beobachtungen der Naturerscheinungen, um daraus unter anderem zu ersehen, in welchem Maße das Ähnlichkeitsgesetz gilt. Bericht für den XV. Internationalen Schiffahrtskongress, Venedig 1931, S. 3.

<sup>17</sup> S. Schoklitsch S. 120.  
<sup>18</sup> S. Schoklitsch S. 126, Abb. 123.  
<sup>19</sup> S. Schoklitsch S. 127, Abb. 125.



Die Bewegungsenergie sowohl des über die Klappe abstürzenden als auch unter dem angehobenen Wehrkörper hinwegschießenden

Strahles wird zum Teil bereits durch diesen gestaffelten Einbau in Lagenenergie umgewandelt. Der übrige Teil der Bewegungsenergie findet seine Umwandlung über den schachbrettartig hintereinander angeordneten Schikanen Type S m r ö e k von einer Höhe 0,30 m, die am Ende des Wehrbodens angebracht sind. Die Schikanen wurden aus Eisenbeton ausgeführt und mit Eisenbahnschienen, die in den bereits vorhandenen Wehrboden 0,40 m eingelassen wurden, verankert. Die nutzbare Sturzbettlänge ist  $3,8 \cdot H$ . Durch den Einbau der beschriebenen Schikanen trat eine Kolkverminderung von rd. 75% ein. Dieser Prozentsatz ist noch größer als der durch einen Einbau von Doppelschwellen nach L u d i n oder gestaffelten R e h b o c k - Zahnschwellen zu erwartende. Allerdings werden diese Einbauten wesentlich kostspieliger sein als Doppel-Vollschwellen.

4. Die Kolkabwehr durch Steinwurf.

Bei kleinen Stauanlagen ist die Kolkabwehr durch Steinwurf häufig anzutreffen. In diesem Falle wird stromab des festen Wehrbodens ein Steinwurf vorgesehen bzw. die Unterwassersohle auf ein größeres Stück mit einer Steinrollierung befestigt. Für einen solchen Steinwurf eignen sich Bruchsteine oder Kunststeine, die so groß sind, daß sie vom Abflußstrahl nicht mehr fortgespült werden können. Die Wirksamkeit eines solchen Steinwurfes wurde ebenfalls von S c h o k l i t s c h im Modell nachgeprüft<sup>21</sup>.

Steinwurfänge Kolkttiefe %  
Ohne Steinwurf. . . . . 0,09 m 100  
 $1,0 \cdot H$  . . . . . 0,06 m 67  
 $1,5 \cdot H$  . . . . . 0,037 m 41

Eine Verlängerung des Steinwurfes vermindert die Kolkttiefe stark. So erhält man bereits bei einer Steinwurfänge von  $1,5 \cdot H$  eine Verminderung der Kolkttiefe von 59%.

Die Altmühl-Stauanlage bei Kratzmühle zeigt die Wirkungsweise eines solchen Steinwurfes in der Baupraxis. Bei dieser Stauanlage wurde in einer Entfernung von  $0,58 \cdot H$  stromauf vom Wehrbodenende eine R e h b o c k - Zahnschwelle eingebaut und die Flußsohle auf eine Länge von  $7,7 \cdot H$  mit einem starken Steinwurf und daran anschließend noch auf eine solche von  $1,15 \cdot H$  mit einem einfachen Steinwurf versehen (Abb. 15). Bei einer Peilung am 19. 7. 1935 wurde festgestellt, daß sich die Oberfläche des Steinwurfes

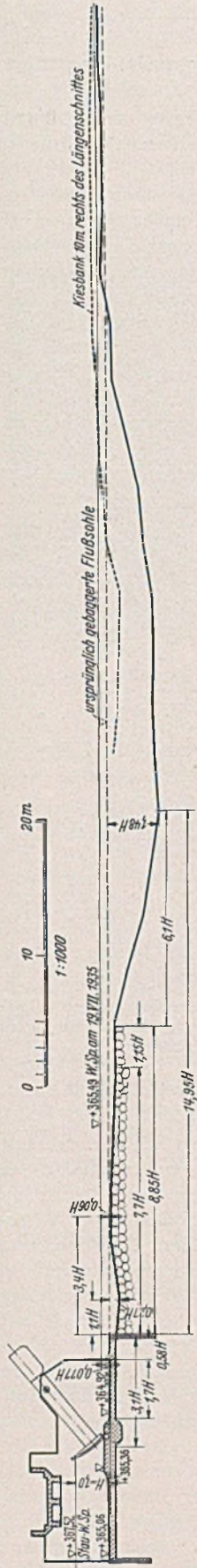


Abb. 15. Längsschnitt durch die Flußsohle stromab der Altmühl-Stauanlage Kratzmühle, Peilung vom 19. 7. 1935. (Kulturbauamt Weissenburg.)

in einer Entfernung von  $1,1 \cdot H$  vom Wehrbodenende bereits um  $0,27 \cdot H$  abgesenkt hat; die kleinste Absenkung des Steinwurfes zeigte sich in einer Entfernung von  $3,4 \cdot H$ , sie betrug dort  $0,06 \cdot H$ .

<sup>21</sup> S. Schoklitsch S. 129, Abb. 127.

Stromab des Endes des Steinwurfes bzw. der Steinrollierung wurde in der Mitte der Wehröffnung ein muldenförmiger Kolk mit einer Tiefe von  $1,48 \cdot H$  gemessen. Die lichte Weite dieser mit einem Sektorwehr verschlossenen Öffnung ist 11,0 m. In einer Entfernung von 10 m gegen das rechtsseitige Ufer zu wurde bei der Peilung ein nur kleiner Kolk mit anschließender Geschiebebank festgestellt. Die Kolbreite erstreckt sich demnach nicht über das ganze Unterwasserbett. Die größte Kolkttiefe, die in einer Entfernung von rd.  $15,0 \cdot H$  stromab des Wehrbodenendes auftritt, ist natürlich für die Standsicherheit der Stauanlage zunächst ohne jegliche Bedeutung, doch werden bei einer Kolkvergrößerung nach stromauf die Steine der Steinrollierung in den Kolk nachrutschen und so ihre Wirkung als Sohlenschutz verlieren. Die Kolkabwehr durch Steinwurf trägt demnach meist nur vorübergehenden Charakter.

5. Die Kolkabwehr durch Kolkabwehrtafeln.

Die Ausführung von Kolkabwehrtafeln ist ganz verschiedenartig und damit auch ihre Wirkungsweise. Sie sind in Deutschland leider, trotz ihrer vorzüglichen Wirkung, wenig bekannt. Die Wirkungsweise dieser Kolkabwehrtafeln zeigen wieder Modellversuche von S c h o k l i t s c h<sup>22</sup>:

Art der Kolkabwehr	Kolkttiefe	%
Waagerechter Wehrboden ohne Schwelle und ohne Kolkabwehrtafel . . . . .	0,09 m	100
Rechteckschwelle am Wehrbodenende, Schwellenhöhe $16 \text{ mm} = 0,057 \cdot H$ . . . . .	0,063 m	70
Kolkabwehrtafel von einer Länge $0,75 H$ . . . . .	0,048 m	53

Die Verminderung der Kolkttiefe beim Einbau einer Kolkabwehrtafel gegenüber einem Wehrboden ohne Schwelle ist rd. 47% und einem Wehrboden mit Rechteckschwelle rd. 17%.

Im Zuge der Saalach-Regelung mußte das neue Staatswehr in Hammerau km 8,880 infolge eines rechtsseitigen großen Uferabbruchs am Widerlager 1921 wiederhergestellt werden. Der Sturzboden dieser Gefällstufe war nach dem System P f l e t s c h i n g e r - Wien gebaut und die Kolkabwehrtafeln — Floßfedern — wurden nach dem Patent P u c h n e r - H o f b a u e r ausgeführt (Abb. 16). Der Absturzboden besitzt wiederum einen waagerechten und einen ansteigenden Teil. Im Laufe der Betriebsjahre bildete sich unmittelbar stromab des Sturzbodens ein großer Kolk von der Tiefe  $1,5 \cdot H$ . Diese Auskolkung gefährdete den Bestand des gesamten Bauwerkes, da bei einer weiteren Auskolkung und Freilegung der Spundwand ein Bruch des Absturzbodens unvermeidlich geworden wäre. Zur Kolkabwehr wurden stromab des 60 m breiten Absturzbodens sechs Floßfedern von je 10 m Breite eingebracht und durch Gelenke an der Stirnwand des Sturzbodens befestigt. Während Abb. 17 einen allgemeinen Überblick über die Lage der eingebauten

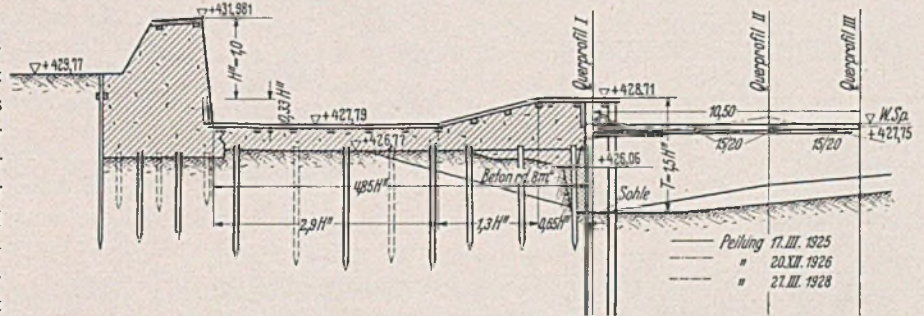


Abb. 16. Längsschnitt durch das neue Staatswehr in der Saalach in Hammerau km 8,880, Sturzboden nach P f l e t s c h i n g e r, Floßfedern nach P u c h n e r - H o f b a u e r. (Landesbauamt Salzburg.)

Floßfedern gibt, zeigt Abb. 18 die Einzelheiten einer solchen Floßfeder. In den Jahren 1925, 1926 und 1928 wurden Kolkpeilungen vorgenommen. Aus Abb. 19 ist der äußerst rasche Verlandungsfortschritt in den Kolken während dreier Jahre zu entnehmen. Bereits 1926 war die Auflandung an verschiedenen Stellen so groß, daß manche Floßfedern angehoben wurden und bei normalem

<sup>22</sup> S. Schoklitsch S. 131, Abb. 131.

Wasserstand nicht mehr auf dem Wasserspiegel schwammen. In Abb. 20 ist die zweite Floßfeder vom rechten Ufer aus bereits um ein beträchtliches Stück nach aufwärts gehoben worden. Die Größe und Höhe der Auflandung unmittelbar unterhalb der Floßfeder

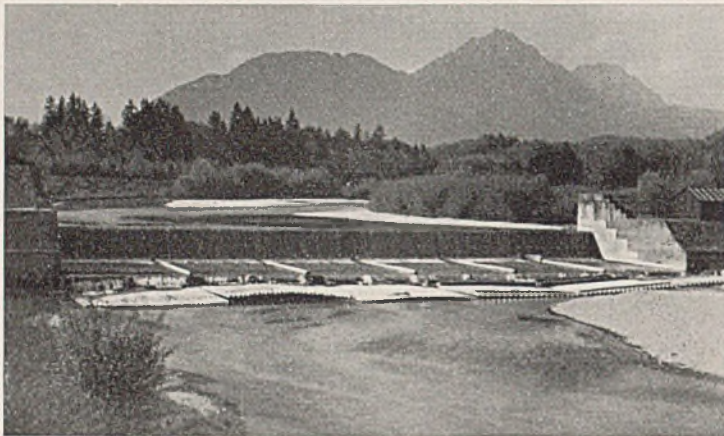


Abb. 17. Gesamtansicht des wiederhergestellten neuen Staatswehres in der Saalach in Hammerau, Kolkabwehr durch Floßfedern. (Landesbauamt Salzburg.)

schwankt im Laufe der Jahre um ein mehr oder minder großes Maß. Diese Veränderung kann aus Abb. 19 entnommen werden. In der folgenden Zusammenstellung wird die Größe der Verminderung der Kolktiefe in zwei Längsschnitten gegenübergestellt.

Stauanlage: Saalach, Neues Staatswehr bei Hammerau.

Entfernung vom rechten Ufer	Peilung vom	Größte Kolktiefe $T = x \cdot H''$		
		Querprofil I	Querprofil II	Querprofil III
15,0 m	17. 3. 1925	1,5	1,1	1,03
	20. 12. 1926	0,48	0,23 = 79%	0,5
	27. 3. 1928	0,44 = 71%	0,42	0,37 = 64%
30,0 m (Flußmitte)	17. 3. 1925	1,4	1,06	0,97
	20. 12. 1926	0,5 = 64%	0,53 = 58%	0,61
	27. 3. 1928	0,52	0,45	0,39 = 60%

Der Größtwert der Kolkverminderung wurde im Querprofil II in 15 m Entfernung vom rechten Ufer mit 79% festgestellt. Im

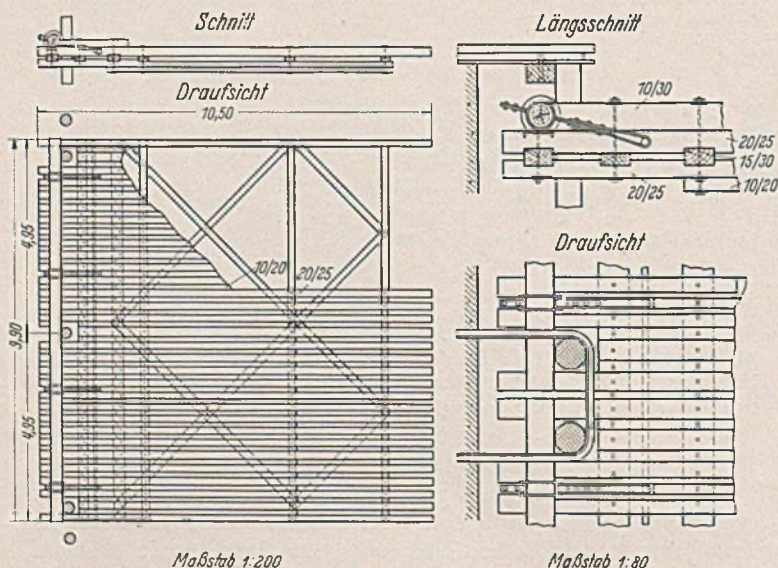


Abb. 18. Einzelheiten einer Floßfeder nach dem Patent Puchner-Hofbauer am Staatswehr in der Saalach in Hammerau. (Landesbauamt Salzburg.)

Mittel liegt die Kolkverminderung in den beiden Längsschnitten bei rd. 66%.

Die Kolkabwehrtafel ist demnach eine ganz ausgezeichnete Baumaßnahme zur Wiederverlandung von Kolken.

6. Die Kolkabwehr durch eine Wand stromabwärts des Stauwerkes (Gegensperre).

König schlug erstmals den Einbau einer Wand vor, deren Wirkungsweise durch Schoklitsch näher untersucht wurde<sup>23</sup>. Das Charakteristikum dieser „König“-Wand ist, daß die Oberkante der Wand auf gleicher Höhe wie das Wehrbodenende liegt. Der Abstand dieser Wand betrug bei der einen Versuchsreihe  $1,07 \cdot H$  und bei der anderen  $2,54 \cdot H$ . Günstige Ergebnisse erzielte man mit dieser Bauanordnung nur bei grobem Geschiebe. Bei feinem Bodenmaterial wurden tiefe Kolke an der Oberwasserseite der eingebauten Wand festgestellt. Andererseits ist aber das Einbringen einer solchen Gegensperre z. B. durch Rammen von Spundwänden bei grobem Geschiebe sehr kostspielig. Bei feinem Geschiebe dagegen verfehlt der Einbau vollkommen seinen Zweck; bei den Modellversuchen konnten überdies Kolkklängen festgestellt werden, die nahezu doppelt so groß sind wie jene, die ohne Einbau der Wand auftreten. Der Einbau einer Gegensperre im Sinne einer „König“-Wand erhöht daher nur die Unterhaltungskosten.

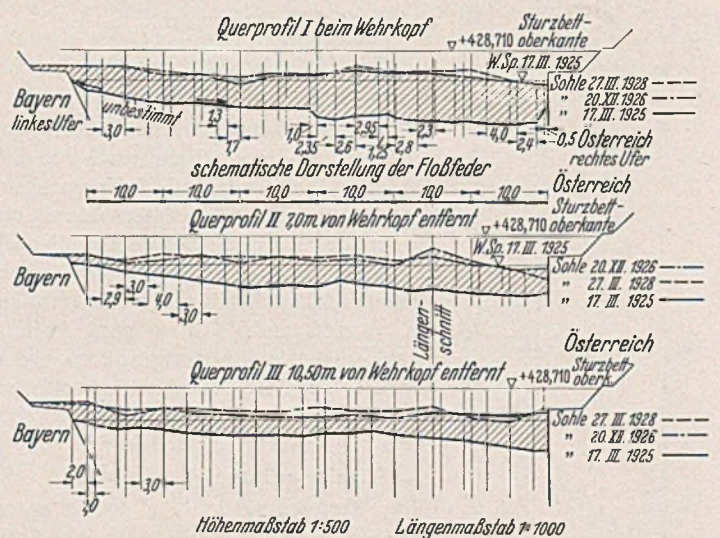


Abb. 19. Ermittlung der Verlandungswirkung der eingebauten Floßfedern am Staatswehr in der Saalach in Hammerau durch Peilung in drei Querprofilen. (Landesbauamt Salzburg.)

Die Anwendung der besprochenen Kolkabwehrmaßnahmen auf die untersuchte Stauanlage in der Iller.

Zuerst ist es notwendig, die Frage zu klären, wie es überhaupt trotz des verhältnismäßig langen Wehrbodens zu einer so großen Kolkbildung bei der Iller-Stauanlage kommen konnte (Abb. 2). Nach den Berechnungen von Blich würde eine nutzbare Wehrbodenlänge bei Annahme von Sand und kleinem Geschiebe von  $10 \text{ m} = 3,0 \cdot H$  ausreichend sein, um Kolkbildungen zu verhindern. Bei dem Wasserabfluß unter dem angehobenen Wehrkörper dürften sich Strömungsvorgänge ergeben, wie sie in Abb. 2 eingezeichnet sind. In der sehr flachen Wehrbodenmulde (Tiefe der Wehrbodenmulde  $0,085 \cdot H$ ) bildet sich eine Grundwalze, die sich ein großes Stück nach stromauf erstreckt. Da die Mulde in einer Entfernung von  $0,73 \cdot H$  stromauf des Wehrbodenendes endigt, kommt der sich nach abwärts bewegende Strahl nicht mehr auf den Wehrboden zu liegen, sondern wirkt mit seiner ganzen Kraft auf die Flußsohle stromab ein. Es bildet sich an dieser Stelle wahrscheinlich der Tauchstrahl aus, der, wie aus der eingangs mitgeteilten Zusammenstellung entnommen werden kann, wesentlich größere Kolkiefen hervorruft als der Wellstrahl. Die Ausbildung der äußerst flachen und zu langen Wehrbodenmulde ist für die Strahlführung sehr ungünstig, da der Strahl mit seiner vollen Kraft über den Wehrboden hinweggleitet.

<sup>23</sup> S. Schoklitsch S. 136—139.

Vorschlag der baulichen Maßnahmen zur Kolkabwehr an dieser Stauanlage:

1. Die Kolkabwehr durch Verlängerung des Wehrbodens oder durch Umbau. Eine Verlängerung des Wehrbodens nach stromab kommt wegen der äußerst kostspieligen Gründung in dem bereits vorhandenen Kolken nicht in Frage. Eine Vertiefung der Mulde am Wehrboden kann ebenfalls nachträglich nicht vorgenommen werden, da anderenfalls eine Schwächung der Wehrbodenplatte erfolgt, die dem Auftrieb nicht mehr standhält. Eine Verkleinerung der Mulde dürfte ebenfalls zu keinem Erfolg führen, da die Mulde an und für sich viel zu flach ist.

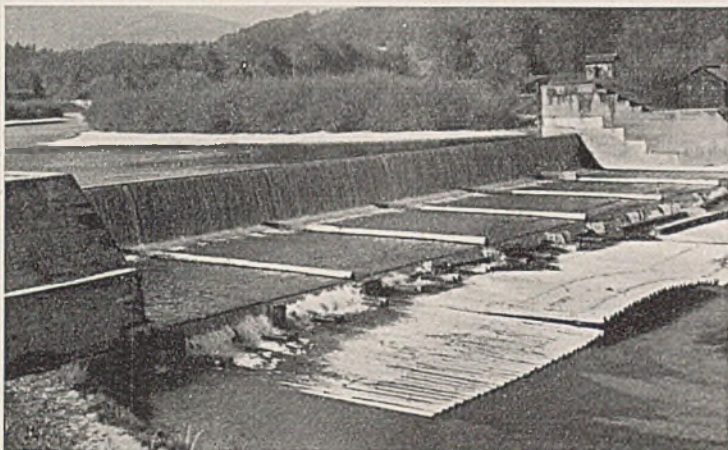


Abb. 20. Eingebaute Floßfedern am Staatswehr in der Saalach in Hammerau, die zweite Floßfeder von links ist bereits durch die große Auflandung darunter angehoben. (Landesbauamt Salzburg.)

2. Kolkabwehr durch ansteigende Wehrboden. Der Umbau in einen ansteigenden Wehrboden ist nur mit einer ganz kleinen Neigung möglich. Eine stärkere Neigung würde einen unzulässigen Überstau im Oberwasser bei der Abführung des Hochwassers zur Folge haben. Ein schwach geneigter, ansteigender Wehrboden bringt aber ebenfalls keinerlei nennenswerte Verbesserungen.

3. Kolkabwehr durch Schwellen am Wehrbodenende oder durch Doppelschwellen. Als Vollschwelle einbau käme die Rechteckschwelle und Keilschwelle am Ende des Wehrbodens in Frage, da nur eine kleine Schwellenhöhe wegen des zu vermeidenden Überstaus zulässig ist. Eine *Rehbock*-Zahnschwelle ist den Vollschwellen vorzuziehen. Am günstigsten dürfte sich der Einbau von Doppelschwellen nach *Ludin*, *Smröck* bzw. von hintereinandergestaffelten *Rehbock*-Zahnschwellen auswirken. Die Länge des Wehrbodens ist voll ausreichend für den Einbau von Doppelschwellen. Die Kolkentiefe würde sich zwar nicht bis zu 75% vermindern, da sich bei dieser Anlage bereits Kolke von sehr großem Ausmaß gebildet haben, aber eine weitere Kolkvergrößerung wird verhindert.

4. Die Kolkabwehr durch Steinwurf. Diese Kolkabwehrmaßnahme kommt für die zur Untersuchung stehende Stauanlage nicht

mehr in Frage, da die vollständige Auffüllung der Kolke mit großen Kunst- oder Bruchsteinen zu kostspielig ist.

5. Die Kolkabwehr durch Kolkabwehrtafeln bzw. Floßfedern. Die günstigste Baumaßnahme zur Kolkabwehr bzw. zur natürlichen Auffüllung der bereits vorhandenen Kolke ist der Einbau von Floßfedern besonders stromab der Spülschleuse — Wehröffnung IV. Aus dem Beispiel des Saalach-Staatswehres in Hammerau geht die ausgezeichnete Auflandwirkung von Floßfedern dieser Bauart hervor. Konnte man doch in einem Falle eine Verminderung der Kolkentiefe in wenigen Jahren von nahezu 80% feststellen.

6. Die Kolkabwehr durch eine Wand stromab des Stauwerkes. Von dem Einbau einer Gegensperre im Sinne einer „König“-Wand muß von vornherein abgesehen werden, da die Wirkungsweise zu ungünstig ist. Dagegen empfiehlt es sich, durch Einziehen einer Grundschwelle in einer Entfernung von ungefähr 100 m stromab der Stauanlage den Niedrigwasserspiegel im Unterwasser mindestens auf die Höhe 529,0, besser auf 529,5 zu heben. Durch das Anspannen des Unterwasserspiegels würde eine natürliche Vergrößerung des „Wasserpolders“ stromab des Wehrbodenes eintreten und die Gefahr einer weiteren Auskolkung sich vermindern. Mit einer Grundschwelle stromab eines Stauwerks hat man bei der Stauanlage der Mittlere Isar A.-G. äußerst günstige Erfahrungen gemacht. Die strömungstechnisch günstige Wehrbodenausbildung wird bei dieser Anlage (Abb. 5) durch die Stauwirkung einer ungefähr 150 m stromab eingebauten Grundschwelle unterstützt.

#### Zusammenfassung.

Bei dem Neubau einer Stauanlage ist stets den Strömungsvorgängen durch geeignete Ausbildung des Wehrbodens Rechnung zu tragen. Die strömungstechnisch günstigste Ausbildung eines Wehrbodens zeigen Abb. 5 und Abb. 6, wobei zu bemerken ist, daß die Wehrbodenlänge der Isar-Stauanlage in Abb. 5 etwas reichlich bemessen ist. Erfordernis eines strömungstechnisch günstigen Wehrbodens:

- Wehrbodenmulde mit einer Tiefe von rd.  $0,4 \cdot H$  bis  $0,5 \cdot H$ .
- Waagerechter Wehrbodenteil der Mulde mit einer Länge von  $2,5 - 3,0 \cdot H$ .
- Ansteigender Wehrbodenteil unter einer Neigung von  $1 : 5$  bis  $1 : 6$ .
- Sicherung der Flußsohle nach stromab am Ende des Wehrbodens durch eine Steinrollierung oder durch Drahtnetzkörper bis auf eine Entfernung von  $2,0 \cdot H$  bis  $3,0 \cdot H$  zum Schutze der Stirnfläche des Wehrbodenfundamentes.

Ist diese Wehrbodenausbildung aus bautechnischen oder finanziellen Gründen nicht möglich bzw. soll ein bereits bestehender Wehrboden umgebaut werden, dann empfiehlt sich bei genügender Länge der Einbau von Doppelschwellen.

Große Kolke an bestehenden Stauanlagen können durch den Einbau von Kolkabwehrtafeln bzw. Floßfedern in kurzer Zeit natürlich aufgelandet werden. Ist die Anbringung von Kolkabwehrtafeln über den Kolken nicht möglich, dann empfiehlt es sich, den Unterwasserspiegel durch Einziehen einer Grundschwelle soweit anzuspannen, daß eine Vergrößerung des „Wasserpolders“ erfolgt und damit eine Kolkverbreiterung und Kolkvertiefung verhindert wird.

## DER SPANNUNGSZUSTAND IN AFFINEN SCHALEN UND RAUMFACHWERKEN UNTER ANWENDUNG DES PRINZIPS DES STATISCHEN MASSENAUSGLEICHS.

Von Professor Dr.-Ing. Fr. Dischinger, Berlin.

(Schluß von Seite 267.)

V. Die affinen Beziehungen zwischen den inneren Kräften der aussteifenden Binderkonstruktion. Für die Aussteifung der in den verschiedenen Abbildungen dargestellten Schalenformen kommen nachstehende Konstruktionen in Frage.

a) Die Vollwandscheiben. Sie finden Verwendung bei den Rechteck- und Vieleckskuppeln der Abb. 5, 6d, 6c und für die Endscheiben der Zeiß-Dywidag-Tonne der Abb. 8.

b) Aufgelöste Scheiben. Diese werden für die gleichen Schalenformen sowie für die Schalen der Abb. 6d und 6e verwendet. Hierbei wird zwecks Materialersparnis die volle Scheibe durch einen Bogen mit oder ohne Zugband ersetzt. Der Bogen kann hierbei sowohl statisch bestimmt als auch statisch unbestimmt ausgeführt werden.

c) Die aussteifenden Grate der Vieleckskuppeln der

Abb. 10. Das Kennzeichen dieser Grate besteht darin, daß in ihnen sowohl bei Eigengewichts- als auch bei Windbelastung nur zentrische Kräfte auftreten.

d) Die Ringe, durch welche die Kuppeln der Abb. 6a, 6d, 6e, 6f und 10 am Kämpfer ausgesteift werden. Diese Ringe liegen in einer horizontalen Ebene.

Wir wollen nun zeigen, daß sich auf Grund der affinen Beziehungen und des Massengesetzes nicht nur der Spannungszustand der verzerrten Schale, sondern auch der der zugehörigen Aussteifungskonstruktionen auf die Grundschale zurückführen läßt.

Bei der Ableitung der allgemeinen Gesetze 1 und 2 der Beziehungen zwischen den inneren Kräften bzw. Spannungen der zueinander affinen Schalen auf Grundlage des Prinzips des Massenausgleichs haben wir in den Schalen einen statisch bestimmten Dehnungszustand voraussetzen müssen. Für die Ermittlung der 3 inneren Kräfte  $N_\alpha, N_\beta, N_{\alpha\beta}$  standen uns die drei Gleichgewichtsbedingungen in Richtung der Normalen und der beiden Tangentialrichtungen zur Verfügung. Die aussteifenden Scheiben sind dagegen ebene Gebilde. Den drei unbekanntem Dehnungskräften der Scheibe  $T_x, T_y, T_{xy}$  stehen jetzt nur zwei Gleichgewichtsbedingungen in Richtung  $x$   $y$  gegenüber. Zur Ermittlung der drei Dehnungskräfte müssen wir demnach als dritte Bedingung das Elastizitätsgesetz hinzufügen, aus dem sich dann die Airysche Spannungsfunktion ergibt. Sobald die Scheiben eine solche Form haben, daß ohne wesentlichen Fehler die Naviersche Hypothese der geradlinigen Spannungsverteilung der Berechnung zugrunde gelegt werden kann und die Scheiben statisch bestimmt gelagert sind, dann können wir die Beziehungen zwischen den inneren Kräften der zueinander affinen Scheiben in gleicher Weise wie bei den Schalen aus den Gleichungen der Gesetze 1 und 2 ermitteln. Die dritte Gleichgewichtsbedingung in Richtung der Flächennormalen ist jetzt also ersetzt durch die Naviersche Hypothese der geradlinigen Spannungsverteilung. Das bedingt, daß in den Scheiben keine Massenkräfte senkrecht zu den Scheiben wirken dürfen, bzw. daß die Spannungen aus derartigen Massenkräften affin nicht übertragen werden können, sondern gesondert berechnet werden müssen.

Auch bei den Vollwandscheiben ist das Verhältnis von Länge zur Höhe immer größer als 4, so daß wir ohne wesentlichen Fehler die genauen Spannungsverteilungen gemäß der Airyschen Spannungsfunktion durch die Naviersche Hypothese der geradlinigen Spannungsverteilungen ersetzen dürfen<sup>11</sup>.

Die Einführung der Navierschen Hypothese der geradlinigen Spannungsverteilung ist eigentlich eine zu weit gehende Einschränkung. Es würde auch genügen, wenn wir nur fordern würden, daß in den beiden zueinander affinen Scheiben das gleiche Gesetz der Spannungsverteilung vorhanden wäre, welches ganz beliebig definiert werden könnte.

Die Scheiben liegen normalerweise entweder in einer senkrechten oder horizontalen Ebene. Im ersteren Fall wirken die Schwerkräfte der Scheibe in der Ebene der Scheibe und werden deshalb bei den affinen Beziehungen miterfaßt. Im letzteren Fall dagegen senkrecht zu den Scheiben, die dadurch bedingten Spannungen müssen also gesondert ermittelt werden.

Wir behandeln zunächst den Sonderfall der senkrechten Verzerrung.

1. Der Sonderfall der senkrechten Verzerrung.

$$n_x = n_y = 1, n_z = n_z.$$

Aus den allgemeinen Gleichungen der Gesetze 1 und 2 erhalten wir für die in den Richtungen  $x$   $y$   $z$  von den Schalen an die Scheiben abgegebenen Kräfte die nachstehenden Beziehungen.

$$(22) \quad \bar{H}_x = \frac{1}{n_z} H_x, \bar{H}_y = \frac{1}{n_z} H_y, \bar{V} = V.$$

Diese Kräfte beziehen sich auf affine Flächenelemente. Wenn wir auch für die Scheiben den Massenausgleich durchführen, dann gelten sie auch für das Eigengewicht dieser Scheiben. Wir wollen

<sup>11</sup> Dischinger, F. r.: Beitrag zur Theorie der Halbscheibe und des wandartigen Balkens. Abhandlg. Internat. Vereinigung f. Brücken- u. Hochbau, Band I, Zürich 1932.

nun diese Beziehungen bezüglich der einzelnen Aussteifungskonstruktionen noch näher betrachten.

a) Die senkrechten Vollwandscheiben. Die Kräfte, die von den Schalen an die Scheiben abgegeben werden, sind durch die obige Gl. (22) gegeben. Wie schon erwähnt gelten diese auch für das Eigengewicht der Scheiben, wenn auch für die Scheiben der Massenausgleich durchgeführt wird. Bei der Verzerrung bleiben die Hebelsarme der senkrechten Kräfte erhalten. Die horizontalen Kräfte sind  $n_z$ mal kleiner, dafür aber ist ihr Hebelsarm  $n_z$ mal größer. Infolgedessen ergibt sich die Beziehung zwischen den Momenten zu  $\bar{M} = M$ . Nach dem Massengesetz sind die Querschnittsflächen gleich groß.  $\bar{F} = F$ . Für die Widerstandsmomente erhalten wir

$$\frac{\bar{W}}{W} = \frac{\bar{F}}{F} \cdot \frac{\bar{h}}{h} = n_z.$$

Demnach ergeben sich nachstehende Beziehungen zwischen den Spannungen.

$$\bar{\sigma}_x = \sigma_x \frac{1}{n_z}, \bar{\sigma}_z = \sigma_z, \bar{\sigma}_{xz} = \sigma_{xz}.$$

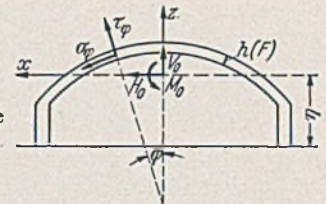


Abb. 18.

b) Die aufgelösten Scheiben (s. Abb. 18). Wir betrachten den allgemeinen Fall eines dreifach statisch unbestimmten Bogens. Wegen der statischen Unbestimmtheit des Binders gelten die affinen Beziehungen nicht ohne weiteres. Wir müssen sie erst durch konstruktive Maßnahmen erzwingen. Die statisch unbestimmten Kräfte lassen wir im Schwerpunkt der elastischen Gewichte angreifen. Bei der Ermittlung der statisch unbestimmten Kräfte berücksichtigen wir, wie üblich, nur die Verformungen infolge der Biegemomente, den sehr unwesentlichen Einfluß der Normalkräfte vernachlässigen wir. Den Einfluß einer evtl. Zugbandverlängerung dürften wir natürlich nicht vernachlässigen, weil dieser erheblich größer ist als der Einfluß der Bogenzusammendrückung. Jedoch setzen wir hier voraus, daß diese Zugbänder durch hydraulische Pressen vorgespannt werden, so daß dieser Einfluß ausgeschaltet ist. Die statische unbestimmten Größen  $M_o, H_o$  und  $V_o$  folgen aus den Gleichungen

$$M_o = \frac{\int \mathfrak{M} ds/J}{\int ds/J}, H_o = \frac{\int \mathfrak{M} y ds/J}{\int y^2 ds/J}, V_o = \frac{\int \mathfrak{M} x ds/J}{\int x^2 ds/J}$$

$$\bar{M}_o = \frac{\int \bar{\mathfrak{M}} ds/J}{\int ds/J}, \bar{H}_o = \frac{\int \bar{\mathfrak{M}} y ds/J}{\int y^2 ds/J}, \bar{V}_o = \frac{\int \bar{\mathfrak{M}} x ds/J}{\int x^2 ds/J}$$

Wobei mit  $\mathfrak{M}$  die Momente des statisch bestimmten Systems bezeichnet sind. Wir setzen noch voraus, daß die Mittellinien der beiden Binder zueinander affine Linien sind. Durch die Formgebung müssen wir erreichen, daß bei der affinen Schale der Schwerpunktsabstand der elastischen Gewichte  $\bar{\eta} = \eta \cdot n_z$  wird, dann wird  $\bar{y} = n_z y, \bar{x} = x$  und damit können wir die statisch unbestimmten Größen der affinen Binder in Abhängigkeit von denen der Grundbinder darstellen. Nach dem Massengesetz müssen affine Längenelemente der Binder gleiches Gewicht haben. Demnach ergibt sich der Binderquerschnitt aus  $\bar{ds} \bar{F} = ds F, \bar{F} = F \frac{ds}{\bar{ds}} = \frac{F}{t_{z\varphi}}$

denn nach Abb. 4 ist  $\frac{ds}{\bar{ds}} = t_{z\varphi}$ . Wir müssen nun erreichen, daß  $\frac{\bar{ds}}{J} \text{ prop } \frac{ds}{J}$  wird, damit die Bedingung  $\bar{\eta} = \eta \cdot n_z$  erfüllt wird. Wir wählen die Binderhöhe zu  $\bar{h} = t_{z\varphi} h$  und die Binderbreite zu  $\bar{d} = d/t_{z\varphi}$ . Im Scheitel haben also beide Binder gleiche Querschnittsgrößen. Das Verhältnis der Trägheitsmomente ergibt sich aus

$$\frac{\bar{J}}{J} = \frac{\bar{F} \bar{h}^2}{F h^2} = \frac{1}{t_{z\varphi}} \cdot t_{z\varphi}^2 = t_{z\varphi}$$

und demnach

$$\frac{\bar{ds}/J}{ds/J} = \frac{\bar{ds}}{ds} \cdot \frac{J}{\bar{J}} = t_{z\varphi} \cdot \frac{1}{t_{z\varphi}} = 1.$$

Damit ist die Bedingung  $\bar{\eta} = n_z \eta$  erfüllt und  $\bar{x} = x, \bar{y} = n_z y$ .

Zwischen den statisch bestimmten Momenten besteht die Beziehung

$$\bar{M} = M.$$

Demnach ergibt sich aus den Gl. (23)

$$\bar{M}_0 = M_0, \bar{H}_0 = \frac{1}{n_z} H_0, \bar{V}_0 = V_0$$

und damit ist gezeigt, daß auch bei dem statisch unbestimmtem System

$$(22b) \quad \bar{M} = M \quad \bar{V} = V \quad \bar{H} = \frac{H}{n_z}.$$

Wir wollen nun noch die Spannungen betrachten, die durch diese Momente aufgelöst werden. Hierzu müssen wir die Widerstandsmomente berechnen. Es ergibt sich

$$\frac{\bar{W}}{W} = \frac{\bar{F}h}{Fh} = \frac{1}{t_{z\varphi}} t_{z\varphi} = 1,$$

also  $\bar{W} = W$  und damit ergeben sich auch gleiche Biegungsspannungen in beiden affinen Bindern.

c) Die aussteifenden Grate der Vieleckskuppeln. In diesen Graten treten, wie schon erwähnt, nur zentrische Kräfte auf. Die inneren Kräfte sind also durch die Gl. (22) gegeben  $\bar{V} = V, \bar{H} = H \frac{1}{n_z}$ . Infolgedessen ergibt sich gemäß Abb. 4 die schrägerichtete Gratkraft aus  $\bar{N}_\alpha = N_\alpha \frac{t_{z\alpha}}{n_z}$ . Führen wir auch für die Grate den Massenausgleich durch, dann besteht zwischen den Grategewichten bzw. den Querschnittsflächen die Beziehungen

$$\bar{g} = \frac{g}{t_{z\alpha}}, \quad \bar{F} = F/t_{z\alpha}$$

und damit erhalten wir

$$(22c) \quad \bar{N}_\alpha = N_\alpha \frac{t_{z\alpha}}{n_z}, \quad \bar{\sigma}_\alpha = \sigma_\alpha \frac{t_{z\alpha}}{n_z}, \quad \bar{F} = \frac{F}{t_{z\alpha}}.$$

d) Die horizontalen Aussteifungsringe. Bei der affinen Schale sind die Horizontalkräfte die an den Ring abgegeben werden  $\frac{1}{n_z}$  mal größer und infolgedessen sind die in dem Ring auftretenden Ringkräfte sowie die Querkräfte und Momente ebenfalls  $\frac{1}{n_z}$  mal größer. Das gleiche gilt auch für die Spannungen, da nach dem Massengesetz die beiden Ringe gleiche Querschnittsflächen und damit auch gleiche Widerstandsmomente in horizontaler Richtung besitzen. Wir erhalten demnach

$$(22d) \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{Z} = Z \frac{1}{n_z}, \quad \bar{Q}_h = \frac{Q_h}{n_z}, \quad \bar{M}_h = M_h \frac{1}{n_z} \\ \bar{\sigma}_\theta = \sigma_\theta \frac{1}{n_z}, \quad \bar{\tau}_h = \frac{\tau_h}{n_z}, \quad \bar{F} = F, \quad \bar{W}_h = W_h. \end{array} \right.$$

Bei einer auf Einzelstützen gelagerten Kuppel nach Abb. 6f hat der senkrechte Flansch des in Form eines Winkels ausgebildeten Ringes die Aufgabe, mit der Kuppel zusammen mit dem Träger als Stützen zu wirken (s. auch Abb. 20). Bei dieser Trägerwirkung in

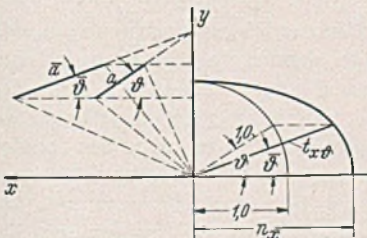


Abb. 19.

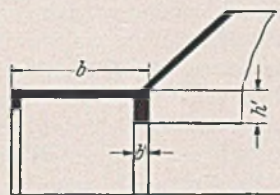


Abb. 20.

senkrechter Richtung arbeitet dieser senkrechte Flansch wie eine Scheibe, infolgedessen sind hierfür die Gl. (22a) maßgebend. Bei der Verzerrung bleibt der Querschnitt des Ringes erhalten, dies gilt auch für diesen als senkrechte Scheibe wirkenden Flansch. Entsprechend dem Verzerrungsfaktor  $n_z$  muß aber die Höhe des Flansches der affinen Kuppel  $n_z$  mal größer und seine Breite  $n_z$  mal kleiner sein.  $\bar{h} = n_z h, \bar{d} = d/n_z$ .

2. Die affinen Beziehungen bei horizontaler Verzerrung.  $n_y = n_z = 1, n_x = n_x$ . Für die in den Richtungen  $x$   $y$   $z$  wirkenden, am affinen Flächenelemente angreifenden Kräfte erhalten wir aus dem Gesetz 1 die Beziehungen:

$$(24) \quad \bar{V} = V n_x, \quad \bar{H}_y = H_y n_x, \quad \bar{H}_x = H_x n_x^2.$$

Durch diese Gleichungen sind die Kräfte gegeben, die von den Schalen an die Binderscheiben abgegeben werden. Sie gelten auch für die Eigengewichtskräfte der Scheiben, wenn für diese Scheiben ebenfalls der Massenausgleich durchgeführt wird. Für die senkrecht zu den Scheiben wirkenden Massenkräfte gelten die Gleichungen jedoch nicht.

a) Die senkrechten Vollwandscheiben. Bei der horizontalen Verzerrung bleibt die Höhe der Scheiben immer die gleiche. Die Größe der Breitenverzerrung einer unter dem beliebigen Winkel  $\theta$  angeordneten Scheibe ist nach Abb. 19 gegeben durch die Größe von  $t_{x\theta}$ . Die Länge der Scheibe beträgt  $\bar{a} = a t_{x\theta}$ . Demnach ergibt sich aus der Gl. (24)  $\bar{V} = V t_{x\theta}, \bar{H} = H t_{x\theta}^2$ . Für die Biegemomente dieser Scheiben erhalten wir die Beziehungen  $\bar{M} = M t_{x\theta}^2$ , denn die horizontalen Kräfte sind bei gleichen Hebelarmen  $t_{x\theta}^2$  mal größer, die senkrechten Kräfte sind zwar nur  $t_{x\theta}$  mal größer, dafür ist aber ihr Hebelarm ebenfalls  $t_{x\theta}$  mal größer. Die Querschnittsflächen und die Widerstandsmomente bleiben erhalten, infolgedessen ergibt sich:

$$(24a) \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{M} = M t_{x\theta}^2, \quad \bar{V} = V \cdot t_{x\theta}, \quad \bar{H} = H \cdot t_{x\theta}^2, \quad \bar{F} = F, \quad \bar{W} = W \\ \bar{\sigma}_\theta = \sigma_\theta \cdot t_{x\theta}, \quad \bar{\sigma}_z = \sigma_z, \quad \bar{\sigma}_{\theta z} = \sigma_{\theta z} \cdot t_{x\theta}. \end{array} \right.$$

Für  $\sigma_z$  ergeben sich gleiche Werte, trotzdem die vertikale Kraft  $V$   $t_{x\theta}$  mal größer ist, aber dafür ist das Linienelement, auf das diese Kraft einwirkt  $t_{x\theta}$  mal länger. Dagegen sind bei den Schubspannungen die widerstehenden Querschnittsflächen gleich groß.

b) Die aufgelösten Binderscheiben. Der Rechnungsgang bei der Breitenverzerrung  $t_{x\theta}$  der Abb. 19 ist genau der gleiche, wie bei der senkrechten Verzerrung. Da die Binderscheiben bei der Breitenverzerrung gleiche Höhen besitzen, muß jetzt  $\bar{\eta} = \eta$  werden. Dies ist der Fall, wenn die elastischen Gewichte  $\frac{ds}{J}$  einander proportional sind. Aus dem Massengesetz ergibt sich  $\bar{F} ds = F ds t_{x\theta}$ . Nach der Abb. 12a ist  $\frac{ds}{ds} = t_{x\theta}$ . Demnach  $\bar{F} = F \frac{ds}{ds} t_{x\theta} = F \frac{t_{x\theta}}{t_{x\theta}}$ . Wir wählen  $\bar{h} = h \frac{t_{x\theta}}{t_{x\theta}}, \bar{d} = d \frac{t_{x\theta}}{t_{x\theta}}$ .

Im Scheitel ist  $t_{x\theta} = t_{x\theta}, \bar{h} = h, \bar{d} = d$ , d. h. die Querschnitte sind bei beiden Bindern die gleichen. Das Verhältnis der Trägheitsmomente ergibt sich aus

$$\frac{\bar{J}}{J} = \frac{\bar{F}h^2}{Fh^2} = \frac{t_{x\theta} t_{x\theta}^2}{t_{x\theta} t_{x\theta}^2} = \frac{t_{x\theta}}{t_{x\theta}} \quad \text{und demnach} \quad \frac{ds/\bar{J}}{ds/J} = \frac{ds}{ds} \frac{J}{\bar{J}} = t_{x\theta} \frac{t_{x\theta}}{t_{x\theta}} = t_{x\theta},$$

also konstant. Damit ist die Bedingung  $\bar{n} = n$  erfüllt. Die Beziehungen zwischen den statisch bestimmten Momenten ist gegeben durch  $\bar{M} = M t_{x\theta}^2$  und demnach folgt aus der Gl. (23)

$$\bar{H}_y = H_y t_{x\theta}^2, \quad \bar{V}_0 = V_0 t_{x\theta}$$

und damit ist bewiesen, daß auch beim statisch unbestimmtem System

$$(24b) \quad \bar{M} = M t_{x\theta}^2, \quad \bar{H} = H t_{x\theta}^2, \quad \bar{V} = V t_{x\theta}.$$

Wir betrachten nun noch die Spannungen infolge dieser Biegemomente, hierzu benötigen wir die Widerstandsmomente

$$\frac{\bar{W}}{W} = \frac{\bar{F}h}{Fh} = 1 \quad \text{also} \quad \bar{W} = W.$$

Infolgedessen sind bei der affinen Scheibe die Biegungsspannungen ebenfalls  $t_{x\theta}^2$  mal größer.

c) Die aussteifenden Grate der Vieleckskuppeln. Bei einer Breitenverzerrung der Vieleckskuppeln der Abb. 10 hat jeder Grat, wie aus der Abb. 17 hervorgeht, eine andere Breitenverzerrung, die Größen dieser Breitenverzerrung sind durch die Radienvektoren  $r_{x\theta}$  der Abb. 13 gekennzeichnet. Die Vertikal-komponente der Gratkraft ist also gegeben durch  $\bar{V} = V r_{x\theta}$ . Die Horizontalkomponente ist gegeben durch  $\bar{H} = H r_{x\theta}^2$ . Die Größe der schrägen Gratkraft läßt sich gemäß Abb. 13b durch den

Wert  $p_\alpha$  ausdrücken. Die Gratwinkel bezeichnen wir wiederum mit  $\alpha$ . Demnach erhalten wir  $\bar{N}_\alpha = N_\alpha p_\alpha$ . Wenn wir den Massenausgleich auch für den Grat durchführen, dann erhalten wir folgende Beziehungen zwischen den Querschnittsflächen:

$$\bar{F} ds = F ds r_{x\theta}, \text{ bzw. } \frac{\bar{F}}{F} = r_{x\theta} \frac{ds}{ds} = \frac{r_{x\theta}}{p_\alpha},$$

damit ergibt sich

$$(24c) \quad \bar{\sigma}_\alpha = \sigma_\alpha p_\alpha \frac{F}{\bar{F}} = \sigma_\alpha \frac{p_\alpha^2}{r_{x\theta}}, \quad N_\alpha \bar{N}_\alpha = N_\alpha \cdot p_\alpha,$$

wobei

$$r_{x\theta}^2 = \cos^2 \vartheta + n_x^2 \sin^2 \vartheta$$

$$p_\alpha^2 = \sin^2 \varphi + r_{x\theta}^2 \cos^2 \varphi = 1 + \cos^2 \varphi (r_{x\theta}^2 - 1).$$

Für den Scheitel ist  $\varphi = 0$ ,  $p_\alpha = r_{x\theta}$  und damit  $\bar{\sigma}_\alpha = \sigma_\alpha r_{x\theta}$ ,  $\bar{F} = F$ .

Für den Kämpfer ist  $\varphi = 90^\circ$ ,  $p_\alpha = 1$  und damit  $\bar{\sigma}_\alpha = \frac{\sigma_\alpha}{r_{x\theta}}$ ,  $\bar{F} = F \cdot r_{x\theta}$ .

Diese Gleichungen hätte man auch aus der Gl. (22) ableiten können, da

$$p_\alpha = r_{x\theta} t_{z\alpha}, \quad r_{x\theta} = \frac{1}{n_x} \quad (\text{s. Abb. 4 und 13b}).$$

d) Die aussteifenden horizontalen Ringe. Bei der Verzerrung von Rotationsschalen erhalten wir elliptische und bei Verzerrung von Vieleckskuppeln längliche Vielecksringe. Die Breite der Ringe nimmt von der kleinen Halbachse nach der großen hin ständig zu (s. hierzu Abb. 20). Diese Ringe können durch verschiedene Kräfte beansprucht werden.

α) Beanspruchung auf zentrischen Zug. Wenn die Ringe der Grundkuppeln durch zentrische Zug- oder Druckkräfte beansprucht werden, dann gilt das gleiche auch für die dazu affinen Ringe. Aus der Abb. 13a können wir ohne weiteres ablesen  $\bar{Z} = Z t_{x\theta}$ . Um zu den Spannungen übergehen zu können, müssen wir zuerst den mit veränderlichem Ringquerschnitt ermitteln. Nach dem Massengesetz ergibt sich für den Ringquerschnitt  $\bar{F} ds = n_x F ds$ .

Hieraus  $\bar{F} = F n_x \frac{ds}{ds} = F n_x / t_{x\theta}$ .

$$(24d\alpha) \quad \bar{Z} = Z t_{x\theta}, \quad \bar{\sigma}_\vartheta = \sigma_\vartheta \frac{F}{\bar{F}} t_{x\theta} = \sigma_\vartheta \frac{t_{x\theta}^2}{n_x}.$$

An der Längsseite ist  $\vartheta = 0$ ,  $t_{x\theta} = n_x$ ,  $\bar{Z} = n_x Z$ ,  $\bar{\sigma}_\vartheta = n_x \sigma_\vartheta$ ,  $\bar{F} = F$ .

An der Querseite ist  $\vartheta = 90^\circ$ ,  $t_{x\theta} = 1$ ,  $\bar{Z} = Z$ ,  $\bar{\sigma}_\vartheta = \frac{\sigma_\vartheta}{n_x}$ ,  $\bar{F} = n_x F$ .

β) Beanspruchung auf Biegung in horizontaler Richtung. In den Ringen der Rotationsschalen und den dazu affinen Ringen können neben den zentrischen Ringkräften infolge von Windkräften auch geringe Biegemomente in horizontaler Richtung (Vektor senkrecht) auftreten. Das gleiche gilt auch von den horizontalen Ringen von Vieleckskuppeln, in denen auch Biegemomente auftreten durch die Trägerwirkung des Vieleckringes zwischen den einzelnen Vieleckspunkten. Für die statisch bestimmten Biegemomente ergibt sich auch hier wieder die Beziehung  $\bar{M} = n_x^2 M$ . Theoretisch ist es wohl möglich auch für die statisch unbestimmten Größen bzw. für die Gesamtmomente die gleichen Beziehungen herzustellen, jedoch lohnen sich wegen dieser geringfügigen Biegemomente die dazu notwendigen konstruktiven Maßnahmen nicht. Man muß deshalb diese Biegemomente für die affinen Ringe getrennt berechnen.

γ) Die Beanspruchung auf Biegung in senkrechter Richtung. Dieser Belastungsfall ist von wesentlicher Bedeutung für die auf einzelnen Punkten gelagerten Kuppeln der Abb. 6f und 10. Sowohl bei den Vieleckskuppeln der Abb. 10 wie auch bei der auf einzelnen Punkten gelagerten Rotationsschale der Abb. 6f wirkt der Ring zusammen mit der Schale als ein einheitlicher Raumträger, der die Lasten nach den Auflagerepunkten überträgt. Durch die Anwendung des Massenausgleichs auch für die Ringe lassen sich für die Ringspannungen affine Beziehungen herleiten. In der Abb. 20 ist der Querschnitt eines solchen in Form eines Winkels ausgebildeten Ringes dargestellt, dessen senkrechter Flansch mit der Schale zusammen als ein einziger Träger wirkt. Nach dem Massengesetz ergibt sich die Beziehung zwischen

den Querschnitten dieses Flansches aus der Gleichung  $\bar{F}' = F' \frac{n_x}{t_{x\theta}}$ . Seine Höhe  $h'$  bleibt bei der Breitenverzerrung unverändert, infolgedessen ist seine veränderliche Breite gegeben durch  $b' = b' \frac{n_x}{t_{x\theta}}$ .

Zunächst müssen wir die Beziehungen zwischen den Biegemomenten der beiden auf Einzelstützen gelagerten Kuppeln ermitteln. Ebenso wie bei den Grundkuppeln trägt auch bei den verzerrten Kuppeln jeder Sektor sein eigenes Gewicht. Bei der Verzerrung wird die Grundfläche des Sektors  $n_x$  mal größer. Infolgedessen ergeben sich die Säulenlasten der verzerrten Kuppel aus den bekannten der Grundkuppel aus der Beziehung  $\bar{A} = n_x A$ .

Desgleichen besteht auch für die Belastungen affiner Längenelemente des Ringes die Beziehung  $\bar{P} = n_x P$ . Wenn die Säulenlasten statisch bestimmt sind, dann sind es auch die zugehörigen Biegemomente, deren Größe wir ermitteln müssen. In der Abb. 21 sind zwei beliebige zueinander affine Lasten  $\bar{P}$  und  $P$  dargestellt. Sie üben in bezug auf die beliebig gewählten affinen Punkte  $\bar{C}$  und  $C$  nachstehende Momente aus.

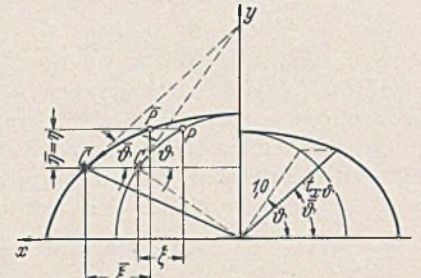


Abb. 21.

Um die X-Achse drehend  $\frac{\bar{M}_x}{M_x} = \frac{\bar{P} \eta}{P \eta} = n_x, \quad \bar{\eta} = \eta.$

Um die Y-Achse drehend  $\frac{\bar{M}_y}{M_y} = \frac{\bar{P} \cdot \xi}{P \xi} = n_x^2, \quad \bar{\xi} = n_x \xi.$

Demnach ergeben sich die Beziehungen zwischen den zusammengesetzten Biegemomenten deren Vektoren senkrecht zu den Strahlen  $\vartheta$  und  $\vartheta$  stehen aus

$$\frac{\bar{M}_\vartheta}{M_\vartheta} = n_x t_{x\theta}, \quad \sin \vartheta = 0, \quad t_{x\theta} = n_x, \quad \frac{\bar{M}_\vartheta}{M_\vartheta} = \frac{\bar{M}_y}{M_y} = n_x^2$$

$$\sin \vartheta = \pi/2, \quad t_{x\theta} = 1, \quad \frac{\bar{M}_\vartheta}{M_\vartheta} = \frac{\bar{M}_x}{M_x} = n_x.$$

Die Beziehungen zwischen den Widerstandsmomenten der Flanschen sind gegeben durch

$$\frac{\bar{W}}{W} = \frac{\bar{F}' h'}{F h} = \frac{n_x}{t_{x\theta}} \text{ demnach } \frac{\bar{\sigma}_\vartheta}{\sigma_\vartheta} = \frac{\bar{M}_\vartheta W}{M_\vartheta \bar{W}} = n_x t_{x\theta} \frac{t_{x\theta}}{n_x} = t_{x\theta}^2.$$

Die Querkraft ist gegeben durch

$$\frac{\bar{Q}}{Q} = n_x, \quad \frac{\bar{\tau}_\vartheta}{\tau_\vartheta} = \frac{\bar{Q} F}{Q \bar{F}} = n_x \frac{t_{x\theta}}{n_x} = t_{x\theta}.$$

Demnach

$$(24d\gamma) \quad \bar{\sigma}_\vartheta = \sigma_\vartheta t_{x\theta}^2, \quad \bar{\tau}_\vartheta = \tau_\vartheta t_{x\theta}.$$

Wir erschen daraus, daß der Verlauf der Biegespannungen vollkommen übereinstimmt mit dem Verlauf der zentrischen Spannungen nach Gl. (24d<sub>x</sub>). Der Verlauf ist gekennzeichnet durch den mit  $\vartheta$  veränderlichen Faktor  $t_{x\theta}^2$ . Damit ist gezeigt, daß sich bei einer horizontalen Verzerrung sowohl die Spannungen der Schalen als auch der Ringe ohne weiteres aus der Grundkuppel herleiten lassen. Diese Übertragung ist auch noch zulässig, wenn sich aus der gemeinsamen Verformung von Schale und Ring geringe Biegemomente in der Schale ergeben. Diese Biegemomente können die Trägerwirkung der Schale nur in ganz geringem Maße beeinflussen, solange der Säulenabstand nicht allzu groß gewählt wird, bzw. wenn die Kuppel auf einer größeren Anzahl von Säulen gelagert sind. Würde man dagegen eine derartige Kuppel nur auf vier Säulen lagern, dann ist die affine Übertragung der Dehnungskräfte aus der Trägerwirkung in Frage gestellt und damit wird die Rechnung überhaupt unmöglich. Es ist zwar eine strenge Lösung für die Grundkuppel möglich, für die verzerrte Kuppel erscheint diese jedoch unlösbar (s. Anm. 11).

VI. Die Anwendung der Theorie für ein Zahlenbeispiel mit Erläuterung der notwendigen konstruktiven Maßnahme. In der Abb. 22 ist eine weitgespannte Kuppel mit elliptischem Grundriß dargestellt, die ich vor Jahren für ein Stadion im Ausland durchgearbeitet habe. Die Grundkuppel (Rotationsschale) hat eine Spannweite von 162 m bei einem Öffnungswinkel von  $45^\circ$ . Der Krümmungsradius beträgt  $a = 116$  m, die Größe des Verzerrungsfaktors  $n_x = 1,5$ , damit ergibt sich die größte Spannweite in Richtung der großen Achse von 246 m. Der Größtwert des Krümmungsradius ergab sich für den Scheitel in der Längsrichtung zu ca. 260 m. Um die notwendige Knicksicherheit dieser Schale zu erreichen, sollte sie als Hohlquerschnitt ausgebildet werden. Der lichte Abstand der beiden 8 cm starken Schalen wurde zu 1,0 m angenommen. Die Knicksicherheit ergab sich so 12fach. Die die beiden Schalen verbindenden Stege sollten 10 cm stark ausgeführt werden. Die gesamte Betonmenge ergab sich damit pro qm zu 21 cm, von denen aber in jeder Richtung nur 18,50 cm wirksam waren. Für den Scheitel betrug das Flächengewicht einschließlich der Eindeckung  $g = 21 \times 24 + 41 = 504 + 41 = 545$  kg. Das ideale spez. Gew. beträgt deshalb  $\gamma_i = 2,4 \frac{545}{504} = 2,6$ . Die Kuppel wurde auf 24 Säulen gelagert, die bei der Grundkuppel dreh-symmetrisch angeordnet wurden.

Besondere Überlegungen waren wegen der nicht unerheblichen Temperaturbewegungen im Zusammenhang mit der Aufnahme der Windkräfte notwendig. Bei Temperaturbewegungen will sich jeder Kämpferpunkt in Richtung des Radiusvektors bewegen. Das läßt sich ermöglichen, wenn man alle Säulen als Pendelstützen in Rich-

tung des Radiusvektors ausbildet. Dann kommen aber für die Windaufnahme, die tangential erfolgen muß, nur die Säulen in Frage, bei denen der Winkel  $\gamma$  zwischen den Radienvektoren und den Tangenten ein rechter ist, d. h. es können nur die in Richtung der beiden Hauptachsen stehenden Säulen für die Windaufnahme

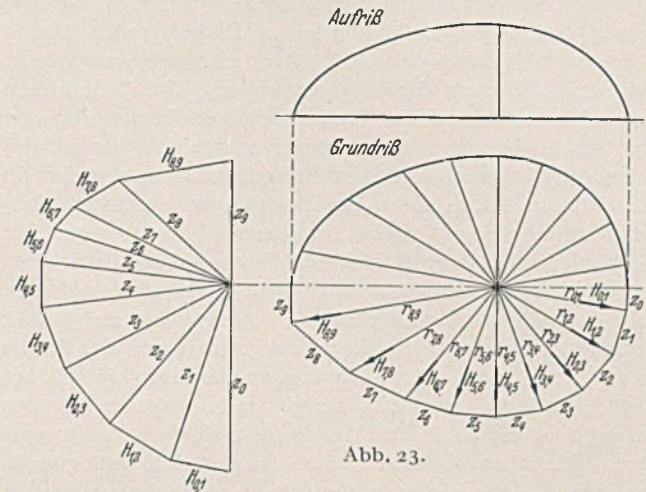


Abb. 23.

herangezogen werden. Diese Säulen hätten deshalb sehr breit ausgefügt werden müssen, wodurch die Innenarchitektur ungünstig beeinflusst worden wäre. Deshalb wurde die Windaufnahme in die parallel zu den Hauptachsen liegenden Außenwände A-A und B-B gelegt, die wegen der Temperaturbewegungen in

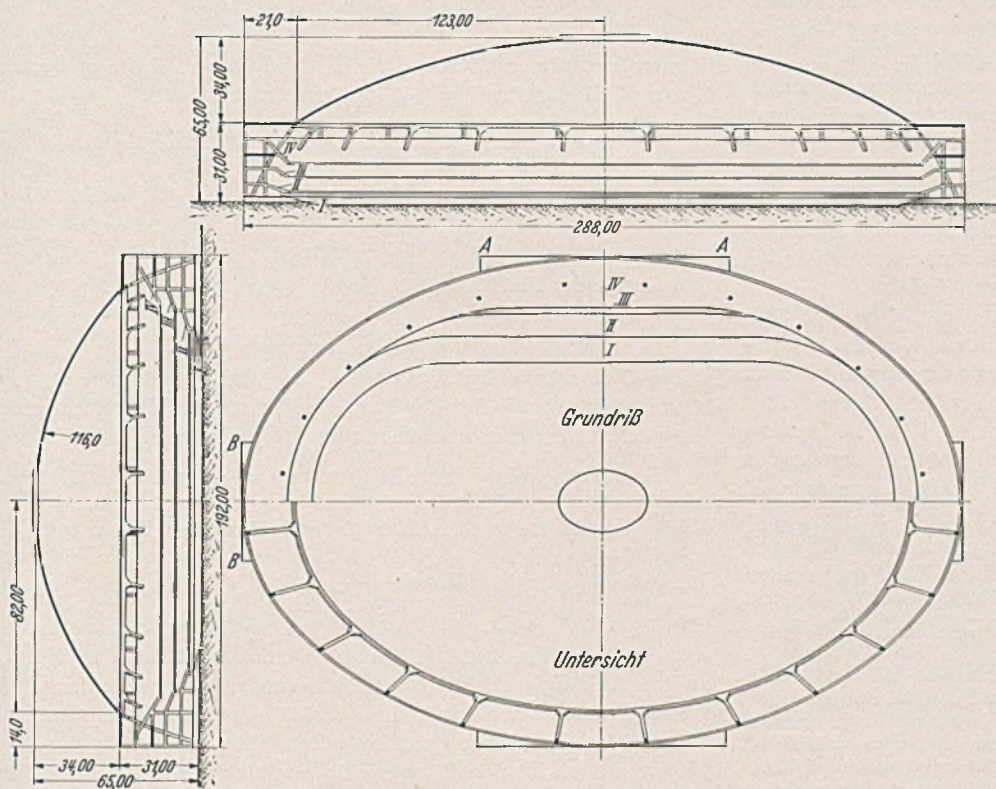


Abb. 22. Projekt einer 288 m weitgespannten Kuppel mit elliptischem Grundriß.

Zahlentafel 4.

	$\varphi$	Grundkuppel		Kuppel mit elliptischem Grundriß			
		$\sigma_\varphi$	$\sigma_\theta$	$\sigma_\varphi$ für $\vartheta = 0$	$\sigma_\varphi$ für $\vartheta = \pi/2$	$\sigma_\theta$ für $\vartheta = 0$	$\sigma_\theta$ für $\vartheta = \pi/2$
Scheitel . .	$= 0^\circ$	- 15,0	- 15,0	- 15,0	- 33,70	- 33,70	- 15,0
	$10^\circ$	- 15,15	- 14,40	- 15,15	- 33,50	- 32,40	- 14,40
	$20^\circ$	- 15,50	- 12,70	- 15,50	- 32,60	- 28,50	- 12,70
	$30^\circ$	- 16,10	- 9,60	- 16,10	- 31,20	- 21,60	- 9,60
	$40^\circ$	- 17,00	- 6,00	- 17,00	- 29,40	- 13,50	- 6,00
Kämpfer . .	$45^\circ$	- 17,60	- 3,60	- 17,60	- 28,60	- 8,10	- 3,60

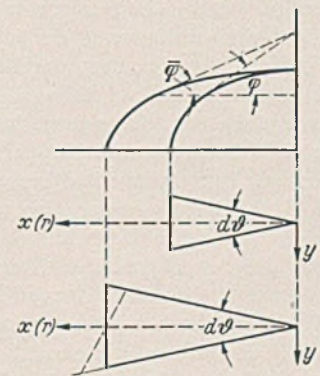


Abb. 24 a.

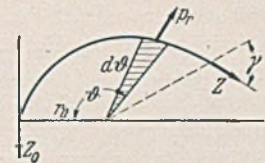


Abb. 24 b.

Richtung des Radiusvektors pendelnd ausgebildet werden mußten. Damit ergaben sich allerdings für den Ring zusätzliche Biegemomente, die aber ohne Schwierigkeiten aufgenommen werden konnten. Sowohl für die Kuppel wie auch für den Ring wurde das Prinzip des Massenausgleichs in der angegebenen Weise durchgeführt und damit die verzerrte Kuppel aus der Grundkuppel berechnet.

Die aus der Rechnung ermittelte Spannung dieser weitgespannten Kuppel dürfte von Interesse sein, und sind deshalb in der Zahlentafel 4 zusammengestellt. Sie sind trotz der gewaltigen Spannweiten verhältnismäßig gering.

Wir ersehen daraus, daß in dem Vertikalschnitt durch die kleine Achse,

wo die verzerrte Kuppel die Grundkuppel tangiert die Meridianspannungen beider Kuppeln übereinstimmen, und daß in der Vertikalebene durch die große Achse die Ringspannungen übereinstimmen<sup>11</sup>. Entsprechend dem Massenausgleich ist die Schalenstärke veränderlich. Bei der sehr flachen Kuppel macht sich dieser Einfluß jedoch nur ganz gering bemerkbar. Die größte Verstärkung ergibt sich am Kämpfer in Richtung der großen Achse. Sie wurde mittels der Gl. (14f) zu nur 14% festgestellt.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß sich durch die verschiedenartigen Dehnungen der einzelnen Sektoren für den Kämpfer verschiedenartige Verschiebungen ergeben, die sich dadurch bemerkbar machen, daß der Kämpferrand nicht genau in einer horizontalen Ebene liegt. Für die Kämpferpunkte in Richtung der großen Achse ergibt sich eine geringe Hebung gegenüber denen der kleinen Achse. Diese verschiedenartigen Hebungen gleichen sich dadurch aus, daß der Ring in Richtung der kleinen Achse etwas nachgibt. Durch geringe Biegemomente muß er seine Form so ändern, daß er sich um ein geringes von der Ellipse zu der Kreisform nähert. Diese Biegemomente sind jedoch bei dem elliptischen Ring sehr klein, weil dieser infolge seiner großen Ausdehnung sehr elastisch ist. Würde man dagegen die Kuppel auf festen Widerlagern aufsetzen, dann würden sich Zwängungen ergeben, durch welche Biegemomente in der Schale ausgelöst werden.

**VII. Die Berechnung von Kuppel von beliebiger Grundrißform auf Grundlage des Massenausgleichs.** Im nachstehenden soll noch gezeigt werden, daß es sich auch bei Kuppeln mit beliebig stetig gekrümmtem Grundriß auf Grundlage des Massenausgleichs erreichen läßt, daß jeder Sektor nur sein eigenes Gewicht trägt ohne gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Sektoren durch Schubkräfte, die an den Rändern der Sektoren angreifen. Wir erhalten damit für die Meridiankräfte einen ähnlichen Spannungsverlauf wie er in der durch Eigengewicht belasteten Rotationsschale und in der oben besprochenen Kuppel mit elliptischem Grundriß vorhanden ist. Der Unterschied besteht in den grundlegend verschiedenen Ringkräften. In der Abb. 23 ist eine derartige Kuppel mit beliebigem Grundriß dargestellt (Eiform). Bezüglich der Meridiankurven, die den einzelnen Sektoren angehören, machen wir die Voraussetzung, daß diese Kurven zueinander affin sind.

Wir betrachten zunächst gem. Abb. 24a zwei beliebige Sektoren mit demselben Breitenwinkel  $d\theta$  und den Radienvektoren  $\bar{r}$  und  $r$ . Nach dem Massengesetz sollen sich nun die Gewichte dieser Sektoren wie die Grundflächen verhalten. Der Winkel  $\gamma$  zwischen dem Radiusvektor und der Tangente hat vorerst keine Bedeutung, da die Gewichte und die Horizontalschübe dieser Sektoren davon unabhängig sind. Er gewinnt erst Bedeutung, wenn wir die Stärken der Schalen selbst berechnen wollen. Denn nach den früheren Darlegungen über die Kuppel mit elliptischem Grundriß ist der Winkel  $\delta$  des parallelogrammförmigen Flächenelementes von dem Winkel  $\alpha$  abhängig (es war  $\cos \delta = \cos \gamma \cos \varphi$ ). Die Verzerrungsfaktoren für diese beiden Sektoren betragen  $n_z = 1$ ,

<sup>11</sup> Flügg e bringt in seinem Buch auf S. 107 ebenfalls ein Zahlenbeispiel für eine Kuppel mit elliptischem Grundriß. Bei ihm sind aber die Kräfte der elliptischen Kuppel  $n_x$ -fach kleiner als sie sein müßten. Das hängt damit zusammen, daß er der elliptischen Kuppel willkürlich ein  $n_x$ -fach kleineres Schalengewicht zuteilt. Des weiteren ist die Darstellung der affinen Beziehungen zwischen den Aussteifungskonstruktionen auf S. 106 unrichtig. Flügg e ist der Ansicht, daß eine elliptische Kuppel nicht auf mehr als vier Säulen gelagert werden darf, die außerdem nicht in den Hauptrichtungen stehen dürfen, da anderenfalls die Verteilung der Last auf die Säulen aus den Formänderungsbedingungen ermittelt werden müßte. Ich habe oben gezeigt, daß dies unrichtig ist, denn die Säulenlasten sind immer statisch bestimmt in gleicher Weise wie sie bei der Grundkuppel statisch bestimmt sind und das gleiche gilt damit auch für die Biegemomente. Eine auf vier Säulen gelagerte elliptische Kuppel mittels der affinen Beziehungen zu berechnen, ist schon deshalb unrichtig, weil bei einer auf so wenigen Säulen gelagerten Kuppel die Membranspannungen von ganz wesentlichen Biegemomenten überlagert werden, die sich aus den Zwängungen am Übergang von Schale zum Ring ergeben. Eine Benutzung der affinen Beziehungen ist im Gegenteil nur dann möglich, wenn die Kuppel auf einer größeren Anzahl von Säulen gelagert wird, so daß die Biegemomente von untergeordneter Bedeutung sind und die Trägerwirkung der Schale nur unwesentlich beeinflussen.

$n_x = n_y = \frac{\bar{r}}{r}$ . Die Gewichte der beiden Sektoren verhalten sich wie die Grundflächen, also wie  $\frac{\bar{r}^2}{r^2}$ , die Horizontalschübe dagegen gemäß Gl. (6a) wie

$$\frac{\bar{H}_r}{H_r} = \frac{n_x^2 n_y}{n_z} = \frac{\bar{r}^3}{r^3}.$$

Damit haben wir das Gesetz der Kräfte für den elliptischen biegunsfreien Ring gefunden.

Ein elliptischer Ring ist im biegunsfreien Gleichgewicht wenn die in Richtung der Radienvektoren wirkenden Kräfte bezogen auf die Winkeleinheit sich verhalten wie die dritten Potenzen der Radien-Vektoren.

$$(25) \quad H_r = C r^3.$$

Wir gehen nun zu dem beliebig geformten Ring der Abb. 24 b über und suchen auch hierfür das Gesetz der in Richtung der Radienvektoren wirkenden Kräfte, damit dieser Ring sich im biegunsfreien Gleichgewicht befindet. Den Breitenwinkel  $\theta$  zählen wir von der Stelle, wo Tangente und Radiusvektor einen rechten Winkel bilden. Da alle in Richtung der Radienvektoren wirkenden Kräfte  $p_r$  durch das Zentrum hindurch gehen und kein Moment bezüglich dieses Punktes ausüben, erhalten wir die Größe der Ringkraft  $Z$  an beliebiger Stelle aus dem statischen Moment um das Zentrum.

$$(26) \quad Z r \sin \gamma = Z_0 r_0 = C, \quad Z = \frac{C}{r \sin \gamma}.$$

Aus dem Gleichgewicht zwischen der Ringkraft und den dazu senkrecht wirkenden Kräften  $p_r \sin \gamma$  erhalten wir

$$p_r \sin \gamma R = Z = \frac{C}{r \sin \gamma}.$$

Wir wollen nun an Stelle der auf die Längeneinheit bezogenen Kräfte  $p_r$  die Kräfte  $H_r$  pro Winkeleinheit einführen.

$$H_r = \frac{p_r ds}{d\theta} = \frac{p_r r d\theta}{d\theta \sin \gamma}, \quad p_r = \frac{\sin \gamma}{r} H_r.$$

Damit ergibt sich

$$\frac{\sin \gamma}{r} H_r \sin \gamma R = \frac{C}{r \sin \gamma}.$$

Das Gesetz der Kräfte lautet also

$$(27) \quad H_r = \frac{C}{R \sin^3 \gamma}$$

wobei  $C$  eine beliebige Konstante. Aus der allgemeinen Gl. (27) können wir nun wieder das spezielle Gesetz für den elliptischen Ring erhalten, wenn wir die für die Ellipse maßgebenden Werte von  $R$  und  $\sin \gamma$  einsetzen. Es war  $\sin \gamma = \frac{a b}{r q}$  und nach Gl. (17a)

$R = \frac{q^3}{a b}$  (s. hierzu auch Abb. 11). Nach Einsetzen erhält man die

$$(25) \quad H_r = \frac{C}{\frac{q^3}{a b} \frac{a^3 b^3}{r^3 q^3}} = C' r^3.$$

Für den beliebig geformten Ring erhalten wir aus der Gl. (27) eine andere Abhängigkeit der Kräfte  $H_r$  von  $r$ . Wir schreiben diese Abhängigkeit in der Form  $H_r = C f(r)$ . Um nun diesen Ring im biegunsfreien Gleichgewicht zu halten, müssen wir die einzelnen Sektoren auch im Scheitel verschieden stark ausbilden. Das Verhältnis der Scheitelgewichte der einzelnen Sektoren ergibt sich aus

$$(28) \quad g = \frac{f_1}{r^3}.$$

Das Schalengewicht bzw. die Schalenstärke wechselt im Scheitel also mit dem Winkel  $\theta$  gemäß der Gl. (28). Dazu kommt aber noch die Veränderlichkeit mit dem Öffnungswinkel  $\varphi$  nach dem Gesetz des Massenausgleichs. Es ist praktisch natürlich nicht möglich, im Scheitel selbst eine veränderliche Wandstärke durchzuführen. Es genügt, wenn diese Veränderlichkeit in einer geringen Entfernung vom Scheitel beginnt. Wenn ein Oberlicht angeordnet wird, fällt diese Schwierigkeit überhaupt weg.

Wenn die Kurve des Grundrisses mathematisch gegeben ist, dann können wir die Scheitelgewichte der verschiedenen Sektoren aus der Gl. (28) berechnen. Wenn aber die Grundrißkurve wie bei



der Abb. (23) mathematisch nicht gegeben ist, dann teilt man den Grundriß in eine Anzahl Sektoren mit gleichem Breitenwinkel  $d\theta$  ein (im vorliegenden Fall wurden 18 Sektoren mit einem Breitenwinkel von  $20^\circ$  gewählt) und ersetzt die Grundrißkurve durch ein umschriebenes Vieleck. Alsdann zeichnet man mittels Seilpolygon die inverse Figur. Aus dieser kann man dann die Größen der Ringkräfte  $Z$  und der Radialkräfte  $H_r$  entnehmen, und dann aus der Gl. (28) das Verhältnis der Scheibengewichte bestimmen. Für die Kuppel der Abb. 23 ist dies in der nachstehenden Zahlentafel 5 erfolgt.

Zahlentafel 5.

Strahl	0,1	1,2	2,3	3,4	4,5	5,6	6,7	7,8	8,9
$r^3/r^3$	1,00	1,05	1,08	1,05	1,00	1,05	1,33	2,10	3,86
$H_r$	1,00	1,16	1,16	1,09	0,74	0,60	0,47	0,88	1,87
$g/g_0$	11,00	1,10	1,08	1,04	0,74	0,57	0,35	0,42	0,49

In der zweiten Zeile ist das Verhältnis der dritten Potenzen der Radienvektoren angegeben. In der dritten Zeile dagegen das Ver-

hältnis der Kräfte  $H_r$ , die aus dem Seilpolygon abgegriffen wurden. Aus dem Quotienten der beiden Zahlenreihen ergeben sich gemäß der Gl. (28) die Verhältnisse der Scheibengewichte. Die Veränderlichkeit der Schalengewichte längs des Meridians ist durch das Massengesetz gegeben, sie ist für jeden Sektor verschieden.

Der Vorteil dieser Kuppeln mit veränderlicher Wandstärke besteht nicht nur darin, daß dadurch die Möglichkeit einer Berechnung geschaffen wird, sondern auch vor allem darin, daß der Zugring sich ebenso wie bei der Rotationsschale von ganz allein im biegungsfreien Gleichgewicht befindet. Würde man die Veränderlichkeit der Wandstärke nicht durchführen, dann müßte die Kuppel durch Trägerwirkung die Umlagerung der Lasten vornehmen, um den Ring von Biegemomenten zu entlasten.

Diese in ihrer Grundrißform unsymmetrischen Kuppeln dürften mit der Zeit immer mehr Beachtung finden, weil sie infolge ihrer ständig wechselnden Krümmungen den Rotationsschalen und Schalen mit elliptischem Grundriß in akustischer Hinsicht weit überlegen sind.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Aluminium im Brückenbau.

(Dauerbrücke in Längs- und Querträgern der Smithfield-Straßenbrücke in Pittsburg, Pa.)

Über die Verwendung von Aluminium im Brückenbau wurde in dieser Zeitschrift wiederholt berichtet<sup>1</sup>. Beim Umbau der alten Smithfield-Straßenbrücke in Pittsburg, Pa. im Jahre 1933 wurde das erstmalig im Brückenbau in größerem Umfange für den Fahrbahnrost und die Flachblechabdeckung Aluminium verwendet<sup>2</sup>, um das Eigengewicht der neuen Brückenfahrbahn zu vermindern und so das alte Haupttragwerk weiter benutzen zu können.

Da über die Anwendung von Aluminium im Brückenbau noch keine Erfahrungen vorliegen, wurden die Untersuchungen der umgebauten Smithfield-Straßenbrücke in kurzen Zeitabständen durchgeführt. Bei der ersten genauen Untersuchung im Juni 1934 wurde der Fahrbahnrost noch in ausgezeichnetem Zustand gefunden<sup>3</sup>: Der Anstrich war ohne Schäden, Zeichen von Korrosion waren nicht zu entdecken. Bei der nächsten Untersuchung im August 1935 wurde der Zustand des Bauwerkes im allgemeinen wieder als gut befunden, an acht Stellen wurden jedoch Dauerbrüche entdeckt, und zwar in den oberen Gurtwinkeln der zusammengesetzten I-Längsträger, welche die hölzernen Querschwellen für die über die Brücke führende Straßenbahn tragen und an einer weiteren Stelle im oberen Gurtwinkel des Querträgers in der Nähe der Befestigung der Hängestange.

Die Brüche in den Längsträgern sind offensichtlich durch fehlerhaftes Verlegen der hölzernen Querschwellen verursacht. Nach Abb. 1

Umweg über die Gurtwinkel in den Querträger geleitet werden (vgl. Abb. 2), was ebenfalls mit großen Biegunsspannungen verbunden war.

Die mikroskopische Untersuchung der Bruchstellen zeigte, daß die Risse quer durch die Kristalle der Aluminiumlegierung verlaufen, was für den Dauerbruch unter wiederholten hohen Spannungen kennzeichnend ist. Man vgl. Abb. 3. Auch die Eigenschaften der eingebauten Aluminiumlegierungen wurden bei diesem Anlaß nochmals genau geprüft. Es ergaben sich eine Zugfestigkeit von  $4,30 \text{ t/cm}^2$  (bei den Ausschreibungsbedingungen waren  $4,07 \text{ t/cm}^2$  verlangt), eine Fließgrenze von  $3,48 \text{ t/cm}^2$  (verlangt  $3,16 \text{ t/cm}^2$ ) und für die Bruchdehnung auf 50 mm Meßlänge 13% (verlangt 9%). Die statischen Eigenschaften des Baustoffes sind also durchaus befriedigend. Über die Dauerfestigkeit unter oftmals wiederholter Belastung sind keine Mitteilungen erfolgt. Nach deutschen Versuchen<sup>4</sup> ist die Dauerfestigkeit von Aluminiumlegierungen jedoch verhältnismäßig klein, so daß der Eintritt der Dauerbrüche durch die unvorhergesehenen zusätzlichen Spannungen jedenfalls sehr stark erleichtert worden ist.

In dem Bericht wird angegeben, daß die Bauverwaltung von Pittsburg in den oben erwähnten Brüchen keine Beeinträchtigung der Eignung der Aluminiumlegierungen als Baustoff des Brückenbaues sieht, zumal im Jahre 1931 auch die Stahllängsträger der gleichen Brücke vor dem Umbau infolge ähnlicher Brucherscheinungen ausgebessert werden mußte. Es sei ganz einwandfrei festgestellt, daß an allen Bruchstellen die Fließgrenze des Baustoffes wiederholt überschritten wurde, so daß mit dem Bruch zu rechnen war.

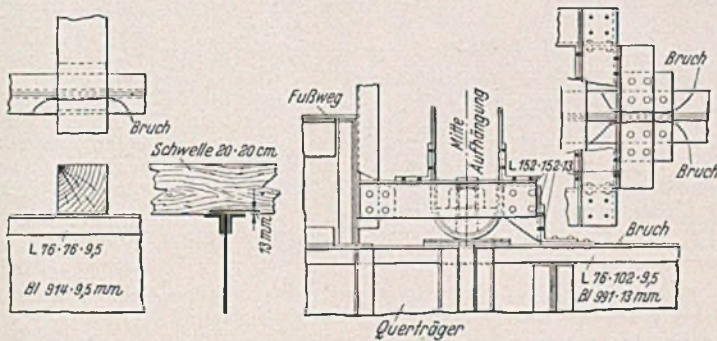


Abb. 1. Beschädigte Fahrbahn-längsträger mit den fehlerhaft verlegten Holzquerschwellen.

Abb. 2. Querträgeraufhängung mit Dauerbruch.

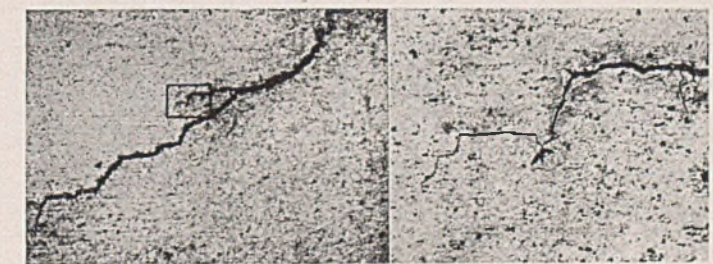


Abb. 3. Risse im Längsträgerwinkel, rechts der umrahmte Ausschnitt in starker Vergrößerung.

mußten die infolge dieser außermittigen Auflagerung der Querschwellen auftretenden Biegunsspannungen wie durch vergleichende Versuche festgestellt werden konnte, die Fließgrenze des Baustoffes erreichen. Da die Spannungen immer die gleicher Höhe auftraten, mußten sie zum Dauerbruch führen.

Der Bruch im Querträger-Gurtwinkel wurde dadurch verursacht, daß die Mutter der Schraube, an der der Querträger aufgehängt ist, lose war. Die an der Aufhängung zu übertragende Kraft mußte also auf dem

Die Erfahrungen mit der Aluminiumfahrbahn werden nach mehr als zweijährigem Betrieb wie folgt zusammengefaßt: Das Aluminiumtragwerk ist in gutem Zustand, mit Ausnahme der oben erwähnten Bruchstellen an Längs- und Querträgern, die leicht durch Verstärkung mit Gurtplatten ausgebessert werden konnten, so daß die Kräfte wieder einwandfrei übertragen werden. Der Anstrich zeigt auf der Unterseite der Fahrbahnstange an zahlreichen Stellen geringe Zerstörungerscheinungen, trotzdem der Grundanstrich nicht beschädigt ist. Offensichtlich ist die Korrosion an den Aluminiumbauten jedoch nur oberflächlicher Natur. Elektrolytische Wirkungen oder Korrosion an den Stößen, insbesondere dort, wo sich Aluminium und Stahl berühren, war nicht festzustellen. (Nach Engng. News Rec. 116 [1936] S. 318.)

<sup>1</sup> Bauing. 16 (1935) S. 357.

<sup>2</sup> Bauing. 15 (1934) S. 476.

<sup>3</sup> Bauing. 17 (1936) S. 31.

<sup>4</sup> Graf, Stahlbau 8 (1935) S. 132.

Nachtrag.

In einem Meinungsaustausch, der sich an den obigen Bericht angeschlossen (Engng. News Rec. 116 [1936] S. 709), wurden bemerkenswerte Mitteilungen über die Dauerfestigkeit des verwendeten Baustoffes gemacht. Für die Dauerfestigkeit der in der Fahrbahn der Smithfield-Brücke in Pittsburg Pa. eingebauten Aluminiumlegierung 27 S-T werden vom Lieferwerk folgende Werte angegeben:

1.  $\sigma_W$  bei schwingender Belastung in einem umdrehenden Biegebalken,
2.  $\sigma_A$  bei Spannungswechsel zwischen der unteren Grenze Null und der Zugspannung  $\sigma_A$  als Höchstwert.

Zahl der Lastwechsel Millionen	$\sigma_W$ t/cm <sup>2</sup>	$\sigma_A$ t/cm <sup>2</sup>
1	1,76	2,46
10	1,37	2,12
500	0,91	1,55

Die Asymptote der Wöhlerlinie wird also erst ganz ungewöhnlich spät erreicht. Die Aluminiumlegierungen scheinen nach dieser Mitteilung auch empfindlicher gegen Spannungsspitzen zu sein, als etwa Baustahl unter gleichen Verhältnissen.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Die Befestigung eines Steilufers am Michigan-See.

An der Westküste des Michigan-Sees fällt das Ufer etwa 27 m tief unter der Neigung 3 : 1 zum See ab. Der Boden besteht aus Ton- und Sandschichten. In etwa 150 m Entfernung vom See führt eine Uferstraße. Das Gelände zwischen Straße und See ist teilweise bebaut, es gehört zu einem Vorort von Milwaukee.

Im März 1927 zeigte sich im Gelände nahe am Steilabhang ein Riß, der allmählich immer länger wurde. Der Boden zwischen Riß und Ufer sackte im Laufe des April 1927 mit etwa 10 cm pro Tag ab, so daß knapp einen Monat nach Entstehung des Risses die Setzung schon etwa 3,70 m betrug. Die Schnelligkeit der Rutschung änderte sich mit den Regenfällen. Bald nach Auftreten des Risses zeigten sich unten am See Aufquellungen von Ton. Besonders eines der dort stehenden Häuser wurde durch die Rutschung gefährdet. Um die Entstehung weiterer Risse im

auf der Landseite an Betonklötzen im festen, stehengebliebenen Ton verankert. Diese Verankerung hatte für die Standsicherheit des Hauses den gewünschten Erfolg.

Die systematische Untersuchung des Geländes ergab im Boden hauptsächlich zwei dicke Schichten Ton und dazwischen eingeschlossen eine wasserführende Sandschicht, die zum Teil ganz rein, zum Teil tonig war. Der Feingehalt des Sandes ließ eine Grundwasserströmung nicht zu, aber er gab die Möglichkeit zum Aufsaugen von Wasser und Neigung zum Fließen. Die Sandschicht kommt weiter nach Westen von der Rutschung aus als reiner, scharfer und durchlässiger Sand an die Ober-

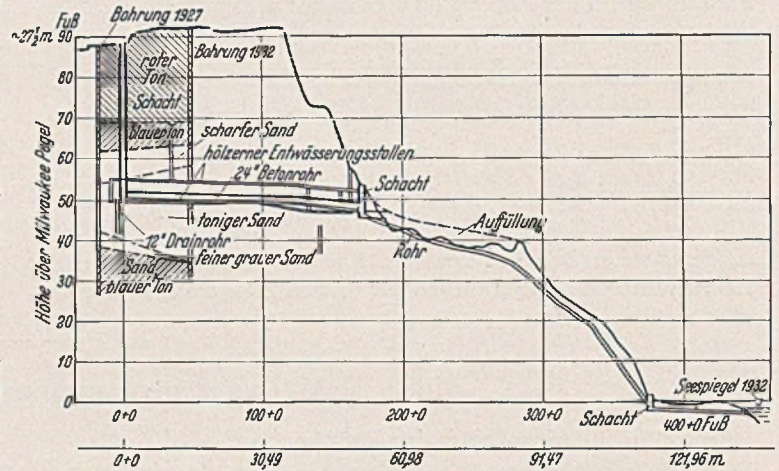


Abb. 2. Schnitt durch Ableitungsstollen und -rohre.

fläche. Hier konnte das Tagewasser eindringen und einen hydrostatischen Druck in Richtung zum Ufer erzeugen. Die unter der Sandschicht liegende Tonschicht bildete an der Stelle der Rutschung eine Art Mulde mit Neigung zum See. Es bestand hier also ein Wassersammelbecken und eine primäre Rutschfläche. Im April/Mai 1927 betrug die Rutschgeschwindigkeit etwa 8–10 cm pro Tag. Auf Grund der örtlichen Verhältnisse war Abhilfe nur durch Entwässerung der wasserführenden Sandschicht zu schaffen. Im November 1931 nach einem starken Regenfall, der einem zweijährigen Regenmangel folgte, beschleunigte sich die Bewegung des Ufers wieder plötzlich in beunruhigender Weise. Der Rutschkörper hatte sich vergrößert, so daß Abhilfe jetzt dringend notwendig wurde. Es wurde nun in die Sandschicht hinein, entlang der Uferstraße, ein Entwässerungsstollen gebaut, um das Wasser aufzufangen, ehe es die Rutschmasse erreichen und aufweichen konnte. In der Sohle des Stollens lagen Bohrungen, die das Eintreten des Wassers auch von unten her ermöglichten. An der Stelle der kürzesten Entfernung zum See wurde eine Ableitung zum See hin gebaut, zunächst ebenfalls als Stollen, anschließend für den Steilabfall als Rohrleitung. Die beabsichtigte Wirkung des Entwässerungsstollens trat ein. In den letzten drei Jahren hat sich an der Rutschstelle keine Bewegung mehr gezeigt. Die abgerutschten Massen, die in ihrem aufgeweichten Zustand von den Wellen des Sees leicht fortgespült werden konnten, wurden durch Steinmolen geschützt. (Nach Civil Engineering 6 [1936] S. 299.)

Dr.-Ing. H. Petermann, Hannover.

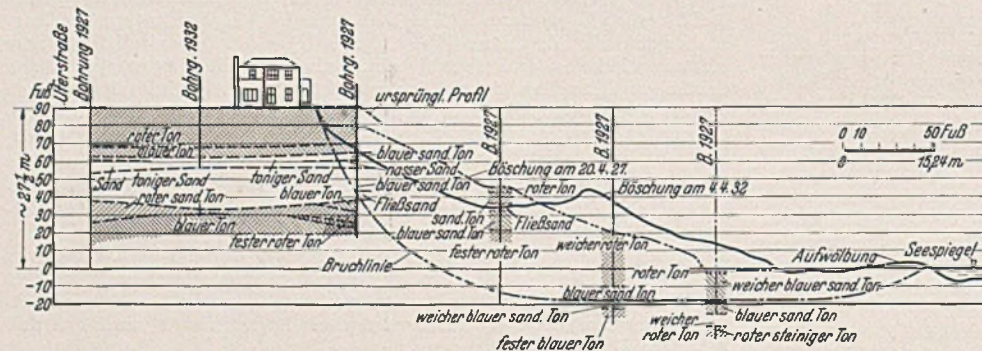


Abb. 1. Mittelquerschnitt durch die Rutschung am Steilufer.

Boden zu vermeiden, und so den Baugrund für das Haus zu sichern, wurde entlang dem Riß ein Schlitz ausgehoben. Dieser Schlitz erhielt eine Versteifung auf der einen Seite gegen die Rutschmasse, auf der anderen Seite gegen den stehengebliebenen Baugrund. Die Versteifung wurde dauernd unter Spannung gehalten. Später wurde diese Behelfslösung durch eine dauerhafte ersetzt. Auf der Seeseite des Hauses wurde eine Stützmauer gebaut. Sie wurde etwa 3 1/2 m tiefer, als das Haus gegründet. Die Mauer wurde mit Rundeisen, die unter dem Haus hindurchführten,

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Deutsche Donau- und Bayerntagung der Gesellschaft der Freunde und Förderer der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt e. V. vom 15. bis 19. Juni 1936.

Über das vorgesehene Programm der Tagung, das auch im wesentlichen eingehalten wurde, ist bereits in einem der früheren Hefte berichtet worden<sup>1</sup>. An Stelle des leider in letzter Stunde erkrankten Vereinsführers, Herrn Dr. h. c. Franz Ott, mußte sein Stellvertreter, Herr Dr.-Ing. E. Foerster, eintreten. Die Tagung begann am 15. Juni in Regensburg mit der eigentlichen Tagungsfahrt nach Vilshofen und von da mit dem Dampfer nach Passau. In Kachel sprach Herr Geheimrat Dr. von Donle über „Die verkehrswirtschaftliche Bedeutung der Donauschiffahrt im Güteraustausch mit dem Südosten“. Kein Gebiet Europas zeigt größere Mannigfaltigkeit an Völkern, Sprachen und Kulturen als der Donaoraum. Mit einer schiffbaren Stromlänge von 2400 km

ist sie eine naturgegebene Straße zwischen dem Westen und Osten Europas und das wichtigste Verbindungsglied zwischen den einzelnen Wirtschaftsgebieten. Aus der Gruppierung der Donau-Uferstaaten und -Industrien und Agrarländer ergibt sich die Verschiedenartigkeit der Transportgüter, nämlich Stückgüter und Massengüter. Eines der wichtigsten Frachtgüter im Donau-Bergverkehr ist die Tankware aus Rumänien. Regelmäßige beschleunigte Beförderungsmöglichkeiten können nur durch eine fahrplanmäßige Linienschiffahrt ermöglicht werden, wozu sich das Gütermotorschiff als besonders geeignet erwiesen hat, namentlich seit es gelang, diese Schiffstypen auch zum Schleppen einer Anzahl von Kähnen zu verwenden. Bis zum Jahre 1911 hatte Deutschland eine nationale Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft, deren gesamtes Kapital damals in die Hände des österreichischen Staates überging. Zur Aufrechterhaltung deutscher Interessen an der Donau wurde 1913 von deutschen Wirtschaftskreisen der Bayerische Lloyd ins Leben gerufen. Im Jahre 1914 wurde der Betrieb mit fünf Tankkähnen aufgenommen, zu denen sich im gleichen Jahre die beiden ersten Motortankschiffe, die über-

<sup>1</sup> Bauing. 17 (1936) S. 220.

haupt auf der Donau verkehrten, gesellten. 1916 wurde für den deutschen Getreidebedarf aus Rumänien eine Donauflotte geschaffen und zwar ein neuer großlukiger 1000 t-Kahn mit großen Ladeöffnungen, der heute bei den Verfrachtern der beliebteste Kahntyp geworden ist. Im gleichen Jahr wurden in ca. 7 Monaten 6 Raddampfer mit je 500 PS gebaut, die sich vorzüglich bewährt haben. Beim Zusammenbruch der Balkanfront im Herbst 1918 verlor der Bayrische Lloyd 75 % seines Dampferparkes und 60 % seines Kahnraumes. Doch schon im Jahre 1923 waren zu den vier verbliebenen Schlepddampfern weitere elf wieder hinzugekommen und der Bestand hatte sich bis 1934 auf 13 Motorgüterschiffe, 3 Motortankschiffe und 1 Motorschubschiff erhöht. Die Gesamtflotte des Bayrischen Lloyd umfaßt heute 19 000 PS und 120 000 t Tragfähigkeit, und steht somit an erster Stelle auf der Donau.

In Passau sprach Herr Stadtschulrat i. R. L e i d l, über „Passau als Grenzlandbollwerk — typische Bilder aus zwei Jahrtausenden“. An drei Tälern, drei Verkehrsstraßen entstand die Stadt. Ihr Gemäuer wuchs aus der alten keltischen Bojergurg und aus den Trümmern der römischen Castra batava. Spuren einer der ältesten christlichen Kulturstätten in deutschen Landen lassen sich erkennen. Das kaiserliche Hauskloster Niedernburg war Hochburg der Kolonisation des Nordwaldes. Passaus Kirchenfürst war auch Reichsfürst. Deutsche Siedler zogen die Donau entlang und schufen deutschen Volksboden. Zur Blütezeit Venedigs wurde der Inn Großschiffahrtsstraße, Passau Handelsmetropole. Der Ilz entlang zog der „Goldene Steig“ nach Böhmen, einer der bekanntesten mittelalterlichen Handelswege Deutschlands. Auch heute noch, wie in den letzten Jahrhunderten ist Passau eng mit der Geschichte Deutschlands verknüpft und wird auch künftig deutsches Bollwerk am Donaustrome sein.

Nach einigen weiteren Fahrten und Besichtigungen fand am Freitag, den 19. 6. in München im Vortragssaal I des Kongreßbaues des Deutschen Museums zunächst morgens die satzungsgemäße Mitgliederversammlung statt. Sie wurde vom stellvertretenden und geschäftsführenden Vorsitzenden Herrn Dr.-Ing. E. F o e r s t e r eröffnet, der auch einen Bericht über Arbeit, Entwicklung und Mitgliederstand der Gesellschaft gab. Die Zahl der persönlichen und korporativen Mitglieder hat sich vergrößert und beträgt nunmehr 1244. Im Berichtsjahr konnte die Gesellschaft in folge namhafter Industrie-Stiftungen Forschungsprogramme von bedeutendem Umfange und Wert durchführen, über die noch berichtet wird. Um 10.30 Uhr begann dann die öffentliche Hauptversammlung mit einer Begrüßung durch den Vorstand des Deutschen Museums, Herrn Geheimrat Prof. Dr. J. Z e n n e c k. Der stellvertretende Vorsitzende begrüßte dann die erschienenen Gäste und Mitglieder und zwar im besonderen den Vertreter des Oberbefehlshabers der Kriegsmarine, Ministerialdirektor Chr. S c h u l z und den Vertreter des Chefs der Hochseeflotte, Kapitän z. S. (Ing.) Z i e g e r. Erfreulich ist auch, daß die Institution of Naval Architects in diesem Jahr zum ersten Mal einen offiziellen Delegierten Herrn De M e o entsandt hat.

Daran schlossen sich nun die verschiedenen Vorträge an. Als erster sprach Herr Dipl.-Ing. K. B e s c h o r e n, Oberingenieur der Bayrischen Lloyd Schiffahrts A.-G. Regensburg über „Donau-Betriebserfahrungen mit Propellern in der Schlepplahrt und in der Freifahrt“.

Er führte in die Antriebsprobleme hinein, die sich aus der Verwendung der neuen großen Motorgüterschiffe dieser Gesellschaft auf der Donau zum gleichzeitigen Schleppen ergeben hatten. Auf zwei Gebieten wurden durch die in der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt angestellten Modellversuche wesentliche Einsparungen erzielt. 1. in der Gestaltung der Schiffsförm. 2. in der Gestaltung der für Frei- und Schlepplahrt günstigsten Propeller.

Die Modellversuche wurden mit zwei gleich großen aber in der Hinterschiffsförm verschieden gestalteten Schiffsmoellen durchgeführt. Die im ersten Zustand dieser Modelle festgestellte Differenz im Leistungsbedarf bei 1,4 m Tiefgang für eine Geschwindigkeit von 20 km/Std. betrug 255 PS. Es konnte diese Geschwindigkeit mit einer um 44,7 % kleineren Motorleistung erzielt werden, als die erste Modellform gefordert hätte. Eine verhältnismäßig kleine Änderung am Modell (Anbringen von Propeller-Schirmblechen) führte zu einer vollen Aufholung dieser Differenz. Ferner sprach er über Untersuchungen und Verbesserungen von Propellerformen.

Anschließend folgte der Vortrag von Herrn Dipl.-Ing. Oberingenieur R. T e m p l e, Deggendorf über „Technische Bedingungen und Entwicklungen der Schiffbau-Industrie an der Donau“. Die Schiffbau-Industrie an der Donau ist bereits sehr alt. 1830 fand schon die Probefahrt des ersten Schiffes statt. Im gleichen Jahr wurde auch die erste Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft gegründet. Das erste eiserne Schiff auf der Donau und zwar Körper und Maschine wurde 1838 gebaut. 1857 wurde ein Dampfer erbaut mit 66 m Länge, 8,1 m Breite, 3,5 m Seitenhöhe einen Tiefgang von 1,4 m und einem Displacement von 429 t, Dimensionen, die die Raddampfer auf der Donau im allgemeinen bis heute beibehalten haben.

Die Donau bietet von allen großen Strömen Europas der Schifffahrt und damit dem Schiffbau die größten Schwierigkeiten, einerseits durch die stellenweise außerordentliche Stromgeschwindigkeit, andererseits durch ihre große Geschiebeführung. Unter viel schwierigeren Bedingungen arbeitet der Konstrukteur im Flußschiffbau im Gegensatz zum Hochseeschiffbau. Der Vortragende berichtet nun genauer über die unter Berücksichtigung der besonderen an der Donau vorliegenden Verhältnisse in Betrieb befindlichen Maschinen ihre Wirtschaftlichkeit und über die Wasserverhältnisse auf einzelnen Strecken.

Dann sprach Herr Dr.-Ing. E. F o e r s t e r, Hamburg über „Fortschrittliche Vorgänge im Schiffbau und in der Schiffs-Antriebstechneik und ihre Auswirkung auf mittelgroße schnelle Fahrgastschiffe“.

Im Nordatlantischen Verkehr haben sich im Laufe dieses Jahrhunderts Geschwindigkeitserhöhungen von 22 bis 23 kn auf 30 bis 31 kn der schnellsten Schiffe unter gleichzeitiger Vergrößerung der Rekordschiffe von 20 000 Br.-Reg.-Ts bis auf 83 000 Ts des einzelnen Fahrzeugs durchgesetzt.

Der Vortragende erörterte nun die verschiedenen Möglichkeiten, eine Erhöhung der Knotenzahl zu erreichen. Ebenso die Abhängigkeit von den in Frage kommenden Faktoren. Er führte einige Vergleiche an über Schiffsgeschwindigkeiten und -Größen auf anderen Routen des Weltverkehrs. Besonders der Schiffsförmgestaltung hatte der Verfasser seine Aufmerksamkeit geschenkt, um mit den größten zulässigen Abmessungen ein Schiff mit relativ geringsten Kräftebedarf und größter Seetüchtigkeit zu erreichen. Besondere Prüfungen und Untersuchungen wurden bezüglich der äußeren Antriebsorgane über Zweckmäßigkeit und die Bedingungen für eine Ersetzung des Steuerruders durch einen Voith-Schneider-Propeller durchgeführt. An der Schiffsförmgestaltung war in erster Linie die Maierform GmbH Bremen beteiligt. Nach der jetzt über mehr als ein Jahrzehnt erstreckten Erfahrung mit diesen grundsätzlich schon den Wickingerbooten eigenen Formen gibt es kaum etwas Besseres als z. B. die Vorschiffgestaltung nach Maier für das Andampfen gegen die See mit relativ hoher Fahrt.

An der Gestaltung des Mittelschiffs war Sir Joseph I s h e r w o o d, L o n d o n, nach dem Grundsatz beteiligt, dem Schiffe sehr weiche Übergänge im Hauptquerschnitt und nach vorn und hinten zu sichern (Arcform). Die Förmung des Hinterschiffs und der Wellenaustriebe bildete eine Gemeinschaftsarbeit des Vortragenden mit der Maierform und, im örtlichen Sinne, einer besonderen Mitarbeit der Firma I. M. V o i t h, H e i d e n h e i m, zwecks Schaffung bestmöglicher Zustromverhältnisse für den 7000 PS-Steuerpropeller, der gleichzeitig etwa ein Achtel der Antriebskraft stellt. — Alternativ wurde vom Konstrukteur der „Normandie“ I. G. Y o u r k e w i t c h, P a r i s, ein Vorschiff beigestellt, welches im Gegensatz zu dem vorne gestreckt löffelartigen und unter Wasser scharf weggeschnittenen Profil der Maierform einen Wulstbug und seitlich ausladende obere Vorschiffsförm zur Abweisung der See erhielt.

Das Ziel des Vortragenden bei diesem Teil der Arbeit war, den Nachweis zu führen, daß die heute übliche Höchstgeschwindigkeit von 21 kn für die Universal-Typen von 25—30 000 t durch ganz geringfügige Veränderung der Abmessungen und Innehaltung der früheren Tiefgänge mit den heute verfügbaren technischen Möglichkeiten auf 25—26 kn steuerbar ist, und daß die Verminderung der Maschinengewichte und der Brennstoffbedarfe hochmoderner Antriebsanlagen den Einbau der für das Schiff erforderlichen 50—60 000 PS im Vergleich zu den 20—26 000 PS der jetzt schnellsten Schiffstypen der langen Fahrt ohne weiteres ermöglicht, — und zwar ohne Beeinträchtigung der diesen Schiffen eigenen Fahrgastzahl und unter prozentual nur kleinen Opfern an Nutzladung.

Die Vortragsreihe „Dringende Fragen des Schiffsantriebes wurde mit dem Vortrag von Herrn Direktor H. B e c k e r, Augsburg, über „Der Dieselmotor hoher Umdrehungszahl in der See- und Binnenschiffahrt“ eröffnet.

Der Dieselmotor hat in der See- und Binnenschiffahrt auf Grund seiner anerkannten Vorteile eine weitgehende Verbreitung gefunden. Es wird festgestellt, daß vielfach mit Rücksicht auf bessere Ausnutzung der Schiffsräume für die Beförderung von Fracht und Fahrgästen und bessere Wirtschaftlichkeit der Gesamtanlage der schnellerlaufende Dieselmotor bevorzugt wird.

Für die Überseeschiffahrt mit größeren Maschinenleistungen werden doppelwirkende Zweitakt-Dieselmotoren mit Drehzahlen bis zu 235/min und einfachwirkende Zweitakt-Tauchkolben-Dieselmotoren bis zu 250 Umdr./min verwendet. Die letztgenannte Type wird besonders für dieselektrischen Antrieb gewählt.

Für Spezialschiffe des In- und Auslandes mit Leistungen bis zu 2000 PSe pro Maschine und Gesamtleistungen bis zu 8000 PSe werden bereits Viertakt-Dieselmotoren mit Drehzahlen bis 700/min verwendet. Das Gewicht der Motoren ist trotz kräftiger Bauart niedrig gehalten. Neben den Viertaktmotoren hat sich auch bei mittleren Leistungen bis 1000 PSe der Tauchkolben-Zweitakt-Dieselmotor mit Drehzahlen bis 450/min durchgesetzt.

Für die Küstenschiffahrt und Seeschlepper wurden in den letzten Jahren vielfach Motoren mit wesentlich höheren Drehzahlen gegenüber den früher üblichen angewendet. Auch für die Fluß- und Kanalschiffahrt wird in steigendem Maße der hochtourige Dieselmotor herangezogen.

Es folgte dann ein gemeinsam von Professor Dr. phil. Dr.-Ing. e. h. G. B a u e r, Bremen, und Herrn Dr.-Ing. G. K e m p f, Hamburg, ausgearbeitetes und von Dr. Kempf vorgetragenes Referat über: „Erfahrungen und Studien über den Einfluß der Drehzahl von Schiffsschrauben auf den Wirkungsgrad der Propulsion“.

Dr. Bauer hat festgestellt, daß von 190 Motor- und 60 Kolbenmaschinenschiffen die für Motorschiffe gewählte Propellerdrehzahl um 20 % bis 45 % höher liegt als diejenige bei Kolbenmaschinenschiffen von gleicher Leistung. Für ein Frachtschiff von 8000 ts Tragfähigkeit hat bei einer Leistung von 2500 WPS der übliche Motor 110 U/Min, die Kolbenmaschine 80 U/Min. Letztere wiegt 270 ts gegen den Motor von 195 ts Gewicht. Diesem Vorteil des schneller laufenden Motors steht die Verringerung des Propellerwirkungsgrades bei höherer Drehzahl als Nachteil gegenüber. Durch Zwischenschaltung eines Getriebes lassen

sich indessen die Schiffsschrauben unter Ausnutzung hoher Motordrehzahlen mit der für die Propulsion günstigsten Drehzahl antreiben. Bei 63 Handelsschiffen ist diese Antriebsart bereits angewandt worden.

Um einen wirtschaftlichen und technischen Vergleich dieser verschiedenen Antriebsarten zu ermöglichen, galt es den Einfluß der Propellerdrehzahl auf den Wirkungsgrad der Propulsion zu studieren. Dies geschah durch Modellversuche, die nun im einzelnen geschildert werden.

Anschließend sprach Herr Dipl.-Ing. L e r b s , stellvertr. Direktor der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt Hamburg über „Einfluß der Drehzahl von Schiffsschrauben und Kavitationsvorgänge“.

Die mit Rücksicht auf Gewicht und Preis der Antriebsanlage erstrebte Drehzahlsteigerung der Propeller findet ihre endgültige Grenze mit dem Einsetzen von Kavitation (Hohlraumbildung), eine Erscheinung, die dadurch bedingt ist, daß die Drucke am Flügelblatt bei genügend großer Relativgeschwindigkeit zwischen Flügel und Wasser kleiner als die Dampfspannung des Wassers werden; damit hört das Wasser auf, in flüssiger Phase existenzfähig zu sein und geht in gesättigten Wasserdampf über. Die Auswirkung dieses Vorganges auf den Antrieb ist in mehrerer Hinsicht unangenehm: einmal korrodiert das Propellermaterial in der stromabwärts liegenden Zone, in der der Satteldampf wieder zu Flüssigkeit kondensiert, unter Umständen in kurzer Zeit bis zum Unbrauchbarwerden der Schraube, weiter sinkt der Wirkungsgrad infolge der Verformung des Profils durch die Dampfschicht und schließlich sind mit dem stoßweise erfolgenden Kondensationsvorgang starke Geräusche und Vibrationen verbunden. Die HSVA hat es sich seit einigen Jahren zum Ziel gesetzt, dieser Erscheinung näher modellmäßig nachzugehen und zunächst einmal die Grenzen anzugeben, bis zu denen der Strömungsvorgang gerade noch nicht gestört ist. Mit Hilfe eines Strömungskanals wurden Messungen durchgeführt, und Vergleiche angestellt, doch läßt sich eine eindeutige Überlegenheit des einen über den anderen Typ nicht nachweisen, sondern diese Entscheidung wird erst durch die Betriebsverhältnisse gegeben werden.

Nach diesen Vorträgen wurden als letztes vier Kurz-Referate über „Neuere Entwicklungen der äußeren Antriebs- und Steuer-Organen in ihrer technischen, nautischen und wirtschaftlichen Bedeutung“ vorgelesen und zwar von den Herren Dr.-Ing. H. V ö l k e r , Heidenheim (Voith-Schneider-Propeller), Dipl.-Ing. E. K. R o s c h e r , Hamburg (Kort-Düse), Schiffbau-Ing. J. d e J o n g , Hamburg (Simplex-Balanceruder), Obering. J e n s B. H i o r t h , Oslo (Propeller-Leitvorrichtungen und Leitrunder).

**Technische Hochschule Darmstadt.**

Die Technische Hochschule Darmstadt hat aus Anlaß ihres 100-jährigen Bestehens am 28. Mai 1936 auf die einstimmigen Anträge der betreffenden Abteilungen nachfolgenden Herren die Würde eines „Doktor-Ingenieurs Ehrenhalber“ bzw. eines „Dr. rer. nat. h. c.“ verliehen.

Name und Dienstbezeichnung	Grund der Verleihung
<b>Doktor-Ingenieur Ehrenhalber.</b>	
P e d e r s e n , Sverre, Professor an d. T. H. Drontheim.	in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste als Baukünstler in Verbundenheit mit der von der Architekturabteilung der Technischen Hochschule Darmstadt vertretenen Baugesinnung.
T e n g b o m , Ivar, Professor in Stockholm	in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste als Baukünstler in Verbundenheit mit der von der Architekturabteilung der Technischen Hochschule Darmstadt vertretenen Baugesinnung.
F e l l e n i u s , Wolmar Knut Axel, Professor an d. T. H. Stockholm	in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften, insbesondere um die wissenschaftliche Durchdringung des Wasserbauversuchswesens und der Bodenmechanik.
E v a n s , Ronald Krake, Generaldirektor der Opel-A.-G. in Rüsselsheim	in Würdigung seiner hervorragenden konstruktiven, fabrikatorischen und organisatorischen Leistungen auf dem Gebiete des neuzeitlichen Kraftwagenbaues.

Name und Dienstbezeichnung	Grund der Verleihung
B u c h l i , Jakob Präsident des Verwaltungsrates der Schweiz. Lokomotiv- und Maschinenfabrik in Winterthur	in Anerkennung seiner Verdienste um die Entwicklung des Einzelachsantriebes elektrischer Lokomotiven.
K e n n e l l y , Arthur Edwin Professor an der Haward University in Cambridge (USA.)	in Anerkennung seiner Verdienste auf dem Gebiet der theoretischen Elektrotechnik, im besonderen der Einführung der symbolischen Methode zur Behandlung von Wechselstromproblemen, sowie der Erforschung der Ausbreitung elektrischer Wellen.
W e s t g r e n , Dr. Arne, Professor, Direktor des Chemischen Instituts der Universität Stockholm	auf Grund seiner hervorragenden Verdienste um die Einführung und die systematische Anwendung röntgenographischer Untersuchungsmethoden in der Metallkunde und auf Grund der hierdurch erreichten Erfolge bei der Konstitutionsaufklärung zahlreicher Legierungssysteme.
B o n s d o r f f , Dr. Ilmari, Professor in Helsingfors	in Würdigung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der Geodäsie, insbesondere der Basis-Messung und der Triangulation.
N ö r l u n d , Dr. phil. Niels Erik Professor in Kopenhagen; Direktor d. dänischen Geodätischen Instituts, Präsident der dänischen Akademie der Wissenschaften.	wegen seiner hervorragenden Verdienste um die Mathematik, insbesondere um die Lehre von den Differenzengleichungen und ihre Anwendung auf Geodäsie und Geophysik.

**Doctor rerum naturalium honoris causa.**

M o l i s c h , Dr. Hans, Professor, Hofrat in Wien	in Würdigung seiner hervorragenden Forschungsleistungen auf dem Gebiete der Pflanzenphysiologie, insbesondere der Pflanzenchemie, und seiner Verdienste um die praktische und technische Nutzbarmachung dieser Erkenntnisse.
--	--

**Ferner wurde die Würde eines Ehrensensors erteilt an:**

K o e h l e r , Gustav Vizepräsident d. Reichsbahndirektion Mainz	in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der Techn. Hochschule Darmstadt und des Eisenbahnwesens.
S c h a p e r , Dr.-Ing. E. h., Dr. rer. techn. h. c. Gottwald Reichsbahndirektor, Geh. Baurat in Berlin	auf Grund seiner hervorragenden Leistungen, die er sich um das deutsche Brückenbauwesen erworben hat.
M e r c k , Dr. Karl Teilhaber und Seniorchef der Chemischen Fabrik E. Merck in Darmstadt	auf Grund seiner Verdienste um die Ausgestaltung der Firma E. Merck und im Hinblick auf das tätige Interesse, das er immer der Techn. Hochschule Darmstadt entgegengebracht hat.
K e l l e r , Katharina in Darmstadt	in Anerkennung der besonderen Verdienste, die sich die Familie Keller und sie selbst um die Technische Hochschule Darmstadt erworben haben.

**BUCHBESPRECHUNG.**

F r i c k , Otto: Baustoff-Lexikon. Leipzig: Max Jänecke 1936. 121 S. 16 x 23 cm. Preis RM 3,20.

Eine schier unüberschaubare Fülle verschiedenartigster Baustoffe steht dem ausführenden Ingenieur und Architekten zur Verfügung. Die Auswahl wird noch erschwert durch die vielfach von den Lieferwerken für ihre Erzeugnisse benutzten Phantasiebezeichnungen. Das von Frick mit großer Sorgfalt bearbeitete Baustoff-Lexikon behandelt unter schätzungsweise 1200 bis 1500 Stichworten alle in Betracht kommenden Baustoffe.

Die wichtigsten Eigenschaften, die Verwendungsart und die Bezugsquelle werden in gedrängter Kürze mitgeteilt. Die geltenden Vorschriften und Normen sind überall berücksichtigt.

So wird das kleine Werk eine fühlbare Lücke ausfüllen und dem in der Bauausführung Stehenden ein wertvoller Wegweiser sein, auch den Studierenden der technischen Hoch- und Fachschulen manche Aufklärungen geben, die sonst nicht leicht auffindbar sind.

Professor Dr.-Ing. G a e d e , Hannover.

# MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES

Noch nicht endgültig!

DIN

## Richtlinien für die Durchführung von Beobachtungen der Bewegungen von entstehenden und fertigen Bauwerken

Entwurf 1  
E 4107

Einspruchsfrist bis 15. 8. 1936

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.)

### 1. Zweck der Beobachtungen

Messungen eintretender Bewegungen sind in möglichst vielen Fällen an entstehenden und fertigen Bauwerken aller Art auf gutem und schlechtem Baugrunde in verschiedenen Belastungszuständen durchzuführen.

Zweck der Messungen ist Feststellung des Verhaltens der verschiedenen Baugrundarten unter Belastung, im besonderen Gewinnung von Vergleichswerten zwischen den Ergebnissen statischer Probebelastungen oder dynamischer Baugrunduntersuchungen und den wirklichen Bewegungen von Bauwerken oder Bauwerksteilen, ferner Nachprüfung der Vorhersagen von Bauwerkssetzungen nach bodenphysikalisch-erdbaumechanischen Verfahren. Die Feststellung von Änderungen ist auch an bereits zur Ruhe gekommenen Bauwerken von Wichtigkeit, wenn diese von neuem unter dem Einflusse später in der Nähe aufgeführter Bauten, Grundwasserabsenkungen, Bergbau usw. in Bewegung geraten, ebenso an benachbarten Bauwerken, wenn ein Einfluß des neu errichteten Bauwerkes auf die Nachbarschaft vermutet werden kann. Solche Messungen sind nicht nur eine Forderung der wissenschaftlichen Forschung, sondern dienen vor allem auch in hervorragendem Maße den wirtschaftlichen Belangen aller am Bauen Beteiligten.

### 2. Lage und Zahl der Meßpunkte und Meßverfahren

Bei der Durchführung der Messung sind nicht nur die Höhen des zu beobachtenden Bauwerks einzumessen, sondern gleichzeitig die Grundwasserstände und die Wasserstände etwa vorhandener benachbarter Wasserläufe zu beobachten. Außerdem ist festzustellen, ob das Bauwerk ein Verkanten oder seitliche Verschiebungen erleidet.

Vorzusehen sind so viele Meßpunkte, daß die Bewegungen des Bauwerkes in allen seinen wesentlichen Teilen zuverlässig beobachtet werden können, mindestens aber an drei möglichst weit voneinander entfernten Stellen. Jede Meßstelle ist genau zu bezeichnen. Die Bezeichnung ist deutlich und dauernd sichtbar neben der Meßstelle (Bolzen usw.) anzubringen.

#### a) Lotrechte Bewegungen (Setzungsmessungen)

α) Die lotrechten Bewegungen werden bei Bauwerken im allgemeinen mit Nivellements festgestellt. In der Regel sind für diese Messung an den Meßpunkten eiserne Bolzen möglichst frühzeitig und so haltbar einzumauern oder einzubetonieren, daß sie nicht nur während des Baues, sondern auch nachher jederzeit leicht zugänglich bleiben. Auf diese Bolzen darf nur verzichtet werden, wenn andere Marken, wie z. B. Sockel, Füße stählerner Säulen, Anschlagkanten oder ähnliches, deren Dauer und Unwandelbarkeit gesichert ist und die das Messen stets genau in ein und demselben Punkte gestatten, vorhanden sind.

β) Setzungen und Setzungsunterschiede von Bauteilen namentlich im Innern von Gebäuden können auch mit einer beweglichen oder fest-eingebauten Schlauchwaage bestimmt werden. Dieses Verfahren ist auch bei Messungen an längeren Brücken anwendbar.

γ) Um einen Anhalt für die Zusammendrückung der einzelnen Bodenschichten unter der Sohle eines Bauwerkes zu erhalten, kann es sich in besonderen Fällen empfehlen, Grundpegel<sup>1</sup> einzubauen. Die Setzungen werden unmittelbar an einem Maßstab abgelesen.

Soll die Gesamtsetzung des Bauwerkes festgestellt werden, so muß dieser Grundpegel im Bohrloch bis in die tragfähige unnachgiebige Schicht hinuntergeführt werden (Tiefenfestpunkt, Standpegel oder Dammpegel).

Sollen nur die Setzungsanteile einzelner Schichten festgestellt werden, so sind in den entsprechenden Tiefen schwebende Schichtpegel vorzusehen (Schwebpegel).

δ) Frosthebungen auf Straßen sind entweder durch Nivellement oder durch Messen der Abstände der Straßenoberfläche von einer gespannten Schnur festzustellen.

Bei Bolzen ist, sobald die Einmauerung oder Einbetonierung genügend erhärtet ist, die Höhe und Lage in bezug auf einen geeigneten Höhenfestpunkt festzustellen. Der Festpunkt soll von dem Bauwerk bequem zu erreichen sein, muß aber so weit entfernt sein, daß eine Änderung seiner Höhe durch Errichtung des Bauwerkes oder andere Einwirkungen mit Sicherheit ausgeschlossen ist. Ist ein solcher Festpunkt in erreichbarer Nähe nicht vorhanden, so ist er an einer geeigneten Stelle neu zu schaffen und in seiner Lage unbedingt zu sichern. Wenn möglich ist er an das Höhennetz der Landesaufnahme anzuschließen.

<sup>1</sup> Die Anordnung kann sehr einfach sein. Wegen der Anordnung ist Fühlungnahme mit einer erfahrenen Stelle zweckmäßig (siehe auch von Terzaghi: Tragfähigkeit von Pfahlgründungen. Bautechn. 1930 S. 518).

#### b) Waagerechte Bewegungen (seitliche Verschiebungen)

Zur Messung der waagerechten Verschiebungen sind einfache Längenmessungen meist zu ungenau. Vorzuziehen sind Polygonzüge.

#### c) Neigungen (Verkanten)

Neigungen der Bauwerke sind mit Theodolit oder Wasserwaage zu bestimmen. Im Innern von Gebäuden wie auch an vollständig windgeschützten Stellen, kann dazu auch ein festeingebautes Lot angewendet werden.

### 3. Zeitabstände, Einstellen und Wiederaufnahme der Messungen

#### a) Die Zeitabstände richten sich:

nach der Bodenart (bindige oder nichtbindige Böden), nach dem Baufortschritt des Bauwerkes (Teilbelastung), nach dem Fortschreiten der Bodenzusammendrückung durch das fertige und in Betrieb genommene Bauwerk (Vollbelastung), nach äußeren Einflüssen an der Baustelle und in der Umgebung z. B. Betriebsaufnahmen, wie Füllungen und Leerungen von Tanks und Speichern, Inbetriebnahme von Maschinen u. a., Grundwasserabsenkungen in der Nachbarschaft, Rutschungen, Bergschäden, Abbaufortschritt im Bergbau, Ausführung von größeren Bodenbewegungen, Schachtbauten, Rammungen, Verkehrserschütterungen, Erdstöße, Erdfälle, Frostperioden, Überschwemmungen der Baustelle, Grundwasserhebungen und -senkungen, etwa infolge Hochwasser oder außergewöhnlich niedriger Wasserstände benachbarter Wasserläufe.

Allgemein sollen bei einem Bauwerk während der Ausführung und nach der Fertigstellung und Inbetriebnahme die Messungen möglichst so häufig vorgenommen werden, daß in allen Fällen eine vollständige Belastungs- und Senkungsgeschichte aufgezeichnet werden kann (vgl. Anlagen).

Während der Ausführungszeit des belastenden Bauwerkes ist mindestens zu den Zeitpunkten zu messen, wo ein Viertel, zwei Viertel, drei Viertel und vier Viertel der Endbelastung erreicht sind, wenn nicht das Eintreten besonders starker Setzungen geringere Zeitabstände notwendig erscheinen läßt. Wird die Bauausführung längere Zeit unterbrochen, so ist am Anfang und am Ende der Unterbrechung je eine Messung auszuführen. Ist die Möglichkeit gegeben, daß sich während der Unterbrechung der Untergrund bei der vorhandenen gleichbleibenden Belastung noch weiter zusammendrückt, so sind auch während der Unterbrechung Messungen auszuführen.

Besondere Messungen sind auch durchzuführen im Zeitpunkt der Aufnahme des Betriebes (Ingangsetzen schwerer oder schnellaufender Maschinen, Füllungen und Leerungen von Speichern u. a.).

#### b) Einstellen der Messungen

Nach der Fertigstellung des Bauwerkes und bei Aufnahme oder Unterbrechung des Betriebes sind die Messungen solange fortzusetzen, bis sich längere Zeit hindurch an den Meßpunkten keine meßbaren Bewegungen mehr gezeigt haben. Als Mindestzeitraum ist eine Zeit von einem Jahr nach der Fertigstellung anzunehmen, bei tonigem Untergrund sind 5 bis 10 Jahre erstrebenswert.

#### c) Wiederaufnahme der Messungen

Neue Messungen müssen durchgeführt werden, wenn durch die Aufführung anderer Bauwerke in der Nähe des beobachteten Bauwerkes, durch Grundwasserabsenkungen oder ähnliche Einflüsse eine neue Bewegung des Bauwerkes sich bemerkbar gemacht hat oder zu erwarten ist (vgl. Ziffer 1).

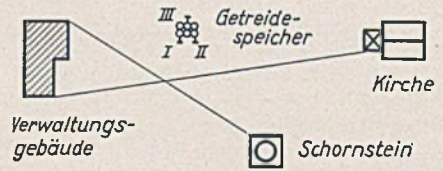
### 4. Aufzeichnung der Meßergebnisse und der sonstigen für die Beurteilung erforderlichen Angaben

Die Messungen sind fortlaufend in einer Tafel nach Vordruck H 1<sup>2</sup> aufzuzeichnen und in einem Schaubild nach Anlage aufzutragen. Diese

<sup>2</sup> Der Vordruck H 1 soll sowohl für die Aufzeichnung der jeweiligen Ablesungen an den einzelnen Meßpunkten auf der Baustelle als auch für die aktenmäßige Zusammentragung der fortlaufenden Höhenmessungen an ein und demselben Meßpunkt benutzt werden. Für jede Art der Benutzung ist ein Muster beigelegt.

Angaben sowie die Beantwortung des Fragebogens (Vordruck H 2), die möglichst durch Skizzen zu ergänzen ist, sollen Aufschluß geben über:  
 Art, Standort und Lage des Bauwerkes; Fundamentgrundriß, Quer- und Längenschnitt des Bauwerkes; Art der Fundierung;  
 Belastung des Baugrundes in der Gründungssohle;  
 Ort und Ergebnisse von auf der Baustelle ausgeführten Bohrungen oder Schürfungen sowie von statischen Probelastungen oder dynamischen Bodenuntersuchungen;  
 Befund etwa im Laboratorium vorgenommener erdstoffphysikalischer Untersuchungen;  
 etwaige starke Erschütterungen vor, während oder nach Ausführung des Bauwerkes, die Veranlassung zum Zusammenrütteln des Baugrundes geben konnten;

sonstige während der Beobachtungszeit an der Baustelle oder in ihrer näheren Umgebung eingetretenen besonderen Erscheinungen, die von Einfluß auf die Ablesungen oder von Bedeutung für ihre Beurteilung sein können u. a. m.  
 Für jedes Bauwerk ist ein besonderer Fragebogen auszufüllen. Wiederkehrende Beantwortungen brauchen nur auf einem Fragebogen gegeben zu werden, auf den zu verweisen ist.



Messungen der Höhen und seitlichen Verschiebungen an der Baustelle des Getreidespeichers zu Stettin

Skizze über die Lage der Bezugsgeraden

1	2	3	4	5	6		7	8		9	10	11
Bezeichnung des Meßpunktes	a) Ursprungsmessung? b) Neumessung?	Tag und Stunde	Lufttemperatur °	Höhe über NN	Lotrechter Abstand von zwei Bezugsgeraden <sup>8</sup>		Unterschied zwischen den gemessenen Höhen Spalte 5 in cm	Unterschied zwischen den gemessenen Abständen Spalte 6 in cm		Grundwasserstand	Wasserstand benachbarter Wasserläufe	Bemerkungen
I	a) Ursprungsmessung	10. 4. 35 11 Uhr	+ 14°	+ 27,50	112,20	75,10	- 19	± 0	± 0	+ 0,55	+ 0,10	
	b) Neumessung	15. 6. 35 10 Uhr	+ 22°	+ 27,31	112,20	75,10						
	b) Neumessung	11. 8. 35 13 Uhr	+ 24°	+ 27,18	112,18	75,13						

<sup>8</sup> Die Lage der Bezugsgeraden ist in einer Skizze zu kennzeichnen.

In der Spalte „Bemerkungen“ ist einzutragen, ob besondere Erscheinungen, wie Überschwemmungen, Hochwasser und besonders niedrige Wasserstände benachbarter Wasserläufe, oder besondere Bauvorgänge, wie Ausführung von größeren Erdarbeiten, Rammarbeiten und Schachtbauten oder starke Erschütterungen durch Verkehr und Maschinen oder Vorkommen von Rutschungen und Bergschäden in der Nähe der Baustelle und bemerkenswerte Witterungseinflüsse wie Frost und anderes mehr, den Setzungsvorgang beeinflusst haben.

Die Richtigkeit der Messung vom ..... bescheinigt .....  
 „ „ „ „ „ ..... „ .....  
 „ „ „ „ „ ..... „ .....  
 „ „ „ „ Eintragungen auf Grund der Messungen bescheinigt M. Müller.

Vordruck H 1 nach DIN 4107

Messungen der Höhen und seitlichen Verschiebungen an der Baustelle des Getreidespeichers zu Stettin.

siehe oben

Skizze über die Lage der Bezugsgeraden.

1	2	3	4	5	6		7	8		9	10	11
Bezeichnung des Meßpunktes	a) Ursprungsmessung? b) Neumessung?	Tag und Stunde	Lufttemperatur °	Höhe über NN	Lotrechter Abstand von zwei Bezugsgeraden <sup>9</sup>		Unterschied zwischen den gemessenen Höhen Spalte 5 in cm	Unterschied zwischen den gemessenen Abständen Spalte 6 in cm		Grundwasserstand	Wasserstand benachbarter Wasserläufe	Bemerkungen
I	a) Ursprungsmessung	10. 4. 35 11 Uhr	+ 14°	+ 27,50	112,20	75,10	- 19	± 0	± 0	+ 0,55	+ 0,10	
	b) Neumessung	15. 6. 35 10 Uhr	+ 22°	+ 27,31	112,20	75,10						
II	a) Ursprungsmessung	10. 4. 35 11 Uhr	+ 14°	+ 27,40	101,50	44,14	- 17	- 3	+ 1	+ 0,55	+ 0,10	
	b) Neumessung	15. 6. 35 10 Uhr	+ 22°	+ 27,23	101,47	44,15						
III	a) Ursprungsmessung	10. 4. 35 11 Uhr	+ 14°	+ 27,70	66,10	126,60	- 16	+ 6	+ 11	+ 0,55	+ 0,10	
	b) Neumessung	15. 6. 35 10 Uhr	+ 22°	+ 27,54	66,16	126,71						

<sup>9</sup> Die Lage der Bezugsgeraden ist in einer Skizze zu kennzeichnen.

In der Spalte „Bemerkungen“ ist einzutragen, ob besondere Erscheinungen, wie Überschwemmungen, Hochwasser und besonders niedrige Wasserstände benachbarter Wasserläufe, oder besondere Bauvorgänge, wie Ausführung von größeren Erdarbeiten, Rammarbeiten und Schachtbauten oder starke Erschütterungen durch Verkehr und Maschinen oder Vorkommen von Rutschungen und Bergschäden in der Nähe der Baustelle und bemerkenswerte Witterungseinflüsse wie Frost und anderes mehr, den Setzungsvorgang beeinflusst haben.

Die Richtigkeit der Messung vom 10. 4. 35 bescheinigt K. Schulze.  
 Die Richtigkeit der Messung vom 15. 6. 35 bescheinigt K. Schulze.  
 Die Richtigkeit der Messung vom ..... bescheinigt .....  
 Die Richtigkeit der Eintragungen auf Grund der Messungen bescheinigt .....

Vordruck H 1 nach DIN 4107

Fragebogen<sup>3</sup>.

Vorbemerkung:

In der Lageplanskizze (3) ist die Umgebung der Baustelle genau anzugeben. Besonders sind dabei auch besondere Geländeeigenschaften,

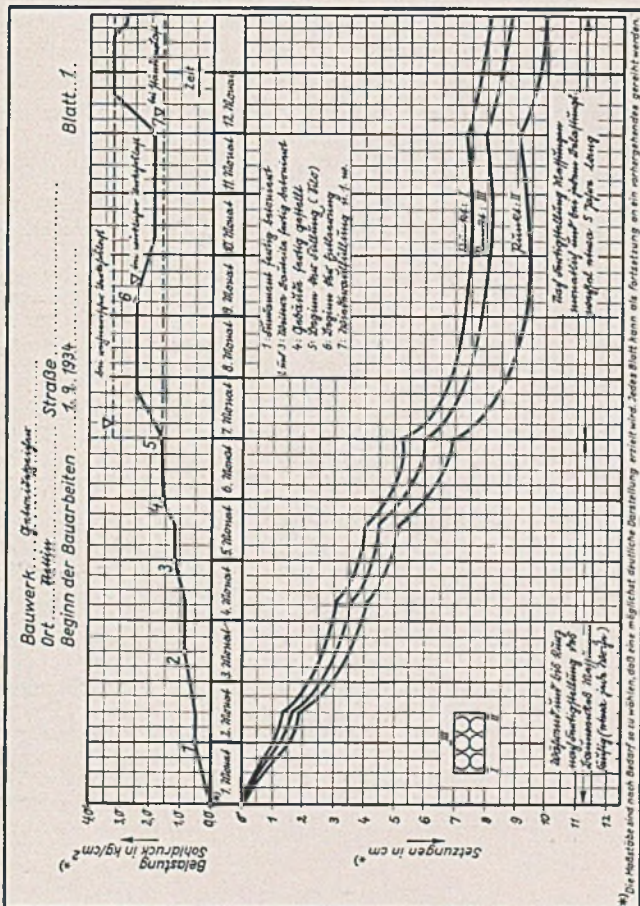
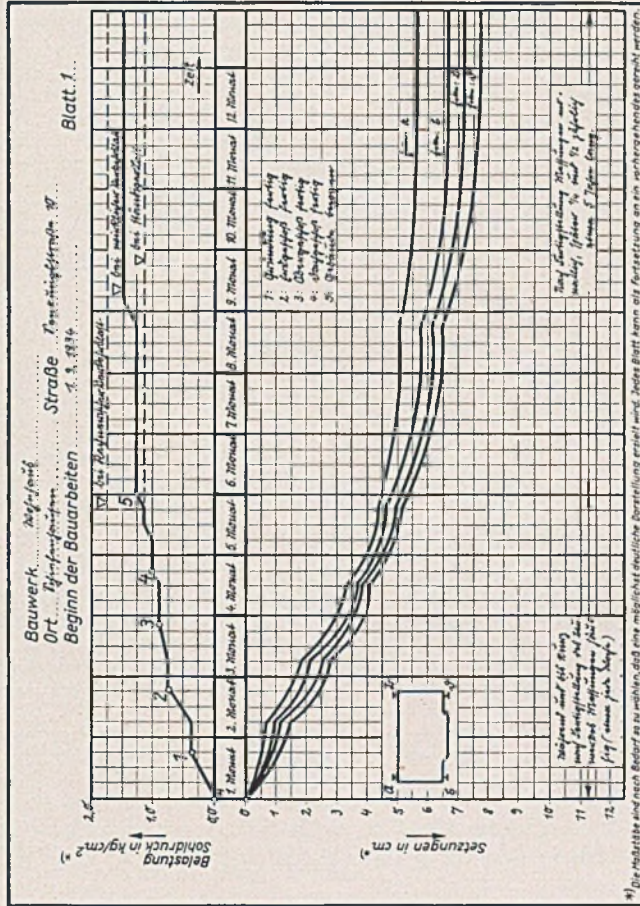
wie Wasserläufe, offene Wässer, bergbauliche Anlagen, Hänge, Sumpfbildungen usw., also Eigenschaften, die einen Einfluß auf die Setzungsvorgänge der zu beobachtenden Bauwerke haben können, zu vermerken. Vor allem sind Ungleichförmigkeiten des bebauten Bodens selbst zu erwähnen (13). Im Lageplan (3) soll auch die Lage der Bohrlöcher und Schürfe (14) eingetragen werden.

<sup>3</sup> Der Fragebogen soll im Büro ausgefüllt werden. Sämtliche Fragen sind zu beantworten bzw. bei Fehlanzeigen durch einen waagerechten

Strich zu bezeichnen. Besonderheiten sind in getrenntem Bericht beizufügen.

Die Geländeart (4) ist kurz zu kennzeichnen, wie z. B. flach, hügelig, am Hang, im Bruch usw.

und Längsschnitte enthält, aus denen im besonderen die Form und Größe der Fundamentplatte genau zu erkennen ist. In der Zeichnung sollen alle wichtigen Angaben enthalten sein, z. B. auch die Fundamentsohle, bei Pfahlgründungen die Ordinate der Pfahlspitze, Länge und Durchmesser und Querschnittsform der Pfähle, Pfahlart usw.



- Beispiel 1
1. Art des Bauwerkes . . . . . Wohnhaus  
Keller, Erdgeschoss, 1. Ober-,  
2. Obergeschoss,  
Dachboden.
2. Ortsbezeichnung . . . . . Schiefenhausen
3. Lageplanskizze . . . . . siehe Anlage
4. Geländebeschaffenheit? . . . . . eben  
(Flachhügelig usw.)
5. Beginn der Bauarbeiten? . . . . . 15. 3. 35
6. Beendigung der Bauarbeiten? . . . . . 30. 10. 35
7. Abmessungen des Bauwerkes? . . . . . s. Anlage  
(Hinweis auf Zeichnungen) . . . . . 1 Zeichnung
8. Art der Gründung: . . . . .  
a) Flachgründung? . . . . . ja  
b) Zwischen Spundwänden? . . . . . —  
c) Pfahlgründung? . . . . . —  
d) Senkkastengründung oder  
dgl.? . . . . . —  
e) Künstliche Bodenverfestigung?  
? . . . . . —
9. Bei Gründung mit Ramm-  
pfählen  
a) Art der Ramme? . . . . . —  
b) Gewicht des Rammhärens? . . . . . —  
c) Fallhöhe des Rammhärens? . . . . . —  
d) Anzahl der Schläge in der  
Minute? . . . . . —  
e) Maß der Einsenkung während  
der letzten Hitze  
1. bei den Probepfählen? . . . . . 2 cm  
2. bei den endgültigen  
Pfählen? . . . . . 2 cm } bei 2 m  
Fallhöhe
- f) Wasserdruck beim Ein-  
spülen? . . . . . —  
g) Anzahl und Durchmesser der  
Spülrohre? . . . . . —
10. Grundwasserstand  
a) vor Beginn der Ausschach-  
tungsarbeiten? . . . . . + 0,55 NN  
b) nach Fertigstellung des Bau-  
werkes . . . . . + 0,55 NN
11. Wasserhaltung während der  
Bauausführung  
a) Art? . . . . . kein Wasser  
Grundwasser-  
absenkung beim  
Maschinenhaus  
5. 9. 34  
15. 1. 35
- b) Beginn? . . . . . —  
c) Ende? . . . . . —
12. Bei Grundwasserabsenkung  
während der Bauzeit  
a) Höhe des ursprünglichen  
Grundwasserspiegels? . . . . . + 0,55 NN  
b) Höhe des abgesenkten  
Grundwasserspiegels? . . . . . — 5 NN  
c) Reichweite der Absenkung? . . . . . 1 km
13. a) Bodenart in Höhe der  
Fundamentsohle? . . . . . Kiessand  
b) Art der Lösung des Bodens  
in den verschiedenen Schich-  
ten . . . . . mit Spaten
14. Bodenarten<sup>4</sup> in den Bohr-  
löchern oder Schürfen in der  
Nähe des Bauwerkes? . . . . . 4 Schürfen  
1 Brunnen  
s. Schichtenver-  
zeichnisse  
(Anlagen) . . . . . s. Schichtenver-  
zeichnis  
(Anlage)
15. a) Belastung des Baugrundes  
in Fundamentsohle je kg/cm<sup>2</sup>  
durch das Bauwerk? . . . . . —  
Ist dabei Vorbelastung getrennt nach den einzelnen  
Bodenschichten und Auftrieb  
berücksichtigt? . . . . . —  
b) Belastung der Pfähle bei  
Pfahlgründungen? . . . . . 110 t/Pfahl

Zur genauen Angabe der Abmessungen des Bauwerkes (7) ist zweckmäßig eine Zeichnung beizufügen, die den Fundamentgrundriß, Quer-

<sup>4</sup> Eine Lageskizze ist anzufertigen. Die Schichten sind nach dem Schichtenverzeichnis DIN Vornorm 4022 einzutragen.

	Beispiel 1	Beispiel 2
16. a) Ergebnis <sup>5</sup> statischer Probebelastungen		
1. an der Oberfläche? . . . —	—	—
2. im Bohrloch? . . . . . —	—	—
3. durch Probepfähle? . . . —	—	275 t
b) Ergebnis <sup>6</sup> dynamischer Bodenuntersuchungen . . . —		
1. Kennziffer für die Tragfähigkeit? . . . . . —	—	—
2. Größe der gemessenen Setzungen? . . . . . —	—	—
3. Versuchsanstalt? . . . . . —	—	—
17. a) Sind bodenphysikalische Untersuchungen durchgeführt worden? . . . . . —	—	ja
Laboratorium? . . . . . —	—	Degebo
c) Entnahmestelle der Bodenproben? <sup>7</sup> . . . . . —	—	—
18. a) Liegt eine Setzungsvoorberechnung vor? . . . . . —	—	nein
b) Von welcher Stelle? . . . . . —	—	—
c) Mit welchen Werten? <sup>7</sup> . . . . . —	—	—
19. a) Sind in der näheren Umgebung der Baustelle bereits für andere Zwecke bodenphysikalische Untersuchungen und Probebelastungen vorgenommen worden? . . . . . —	—	nein
b) Wo sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen einzusehen? . . . . . —	—	—

### Erläuterungen zum Normblattentwurf DIN E 4107 „Richtlinien für die Durchführung von Beobachtungen der Bewegungen von entstehenden und fertigen Bauwerken“.

Ende 1934 wurde die Norm DIN 1054 „Richtlinien für die zulässige Belastung des Baugrundes im Hochbau“ herausgegeben. Diese Norm

<sup>5</sup> Lageskizze und Zeitsenkungsdiagramme sind beizufügen.

<sup>6</sup> Lageskizze und Schichtenverzeichnisse sind beizufügen.

<sup>7</sup> Abschrift des Berichtes der Versuchsanstalt.

wurde damals bewußt nur als „Richtlinie“ bezeichnet, weil der damalige Stand der Forschung eine genauere Fassung noch nicht zuzulassen schien. Schon damals war sich der Ausschuß darüber klar, daß für die wünschenswerten Weiterbildung des Normblattes Setzungsbeobachtungen unerlässlich sind. Es wurde deshalb der Anregung, derartige Setzungsbeobachtungen in möglichst weitem Umfange zu gewinnen, stattgegeben und die in Betracht kommenden Bauverwaltungen gebeten, solche Setzungsbeobachtungen durchzuführen, wo immer es möglich schien. Die bereits eingegangenen Ergebnisse zeigten deutlich die Notwendigkeit, für die Ausführung dieser Beobachtungen feste Richtlinien zu bringen, damit die von den einzelnen Stellen eingehenden Ergebnisse miteinander verglichen werden können.

Der vorliegende Normblattentwurf, in dem die bei der Reichsbahn für ihre besonderen Zwecke bestehenden Anweisungen benutzt worden sind, soll für Bauten aller Art, also sowohl für den Hochbau wie auch für den Tiefbau maßgebend sein. Die Norm behandelt den

Zweck der Beobachtungen, gibt genaue Richtlinien über die Lage und Zahl der Meßpunkte und Meßverfahren und bringt Angaben über die

Gründe, die die Zahl und Wiederholung der Messungen beeinflussen.

Um die Ergebnisse einwandfrei auswerten zu können, wird besonders darauf hingewiesen, welche Einflüsse die Meßergebnisse beeinträchtigen können. Hierzu ist für die Aufzeichnung der Meßergebnisse ein Vordruck H 1 beigegeben, der sowohl für die Ausfüllung an der Meßstelle als auch im Büro dienen soll. Die beiden Ausfüllungsarten sind im Beispiel erläutert.

Der Vordruck H 2 enthält eine Reihe von Fragen, deren Beantwortung zur richtigen Beurteilung der Messungen besonders wichtig ist. Auch hier sind zwei Beispiele, und zwar Beispiel 1 für ein Wohnhaus und Beispiel 2 für einen Getreidespeicher gegeben.

Zum Schluß sind für beide Beispiele zwei Musterskizzen beigegeben, die dazu dienen sollen, den Verlauf der Senkungen in einheitlicher Form darzustellen.

Wir bitten, diesen Entwurf einer genauen Durchsicht zu unterziehen und gegebenenfalls die Erfahrungen, die mit bereits durchgeführten Setzungsuntersuchungen vorliegen, zum Vergleich heranzuziehen.

Die Stellungnahme oder Einsprüche bitten wir in doppelter Ausfertigung bis zum 15. August 1936 an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40, einzureichen.

## PATENTBERICHTE.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 24 vom 11. Juni 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. R 94 094. Heinrich Rohde, Wanne-Eickel. Strebenverbindung für den eisernen Grubenausbau; Zus. z. Pat. 549 044. 29. VIII. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 9/20. T 44 728. Alfred Thiemann, Dortmund. Knieschuh für den Grubenausbau; Zus. z. Pat. 516 665. 14. XII. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. F 75 696. Maria Foß, geb. Reinert, Düsseldorf. Nachgiebiger Grubenstempel. 3. VI. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. K 135 684. Dipl.-Ing. Fr. Aug. Koch, Unna i. W. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 23. X. 34.
- Kl. 18 c, Gr. 2/23. S 117 055. Société Anonyme des Hauts Fourneaux de la Chiers, Longwy, Frankreich; Vertr.: Dr.-Ing. J. Friedmann und Dipl.-Ing. R. E. Müller, Pat.-Anwälte, Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Härten von Schienen. 6. II. 35. Frankreich 31. III. 34.
- Kl. 18 c, Gr. 2/23. S 118 255. Société Anonyme des Hauts Fourneaux de la Chiers, Longwy, Frankreich; Vertr.: Dr.-Ing. J. Friedmann und Dipl.-Ing. R. E. Müller, Pat.-Anwälte, Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Härten von Schienen; Zus. z. Anm. S. 117 055. 10. V. 35.
- Kl. 20 g, Gr. 1/01. V 30 893. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Bettung für den Laufing von Drehscheiben und die Anschlußgleise. 2. VII. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 35/01. V 32 285. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Zugbeeinflussungseinrichtung mit Fahrtrichtungsschalter. 8. XI. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 9/02. H 145 226. Xaver Hausberger, München. Universalhängerklammer zur wahlweisen Befestigung am Fahrdraht oder Tragseil elektrischer Bahnen. 5. X. 35.

- Kl. 37 a, Gr. 2. S 103 973. Ilse Szegö, geb. Siegel, Berlin Nikolasseebalkenrost; Zus. z. Pat. 514 610. 4. IV. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 2. S 114 073. Ilse Szegö, geb. Siegel, Berlin Nikolasseebalkenrost aus Betonfertigteilen; Zus. z. Pat. 514 610. 23. V. 34.
- Kl. 37 c, Gr. 5. G 85 579. Adalbert Geiger, Basel, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. F. Hochwald, Pat.-Anw., Berlin W 50. Kettenhängegerüst. 20. V. 33. Schweiz 24. V. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 7/05. H 128 625. Philipp Holzmann Akt.-Ges., Zweigniederlassung Berlin, Berlin. Binderrahmen für Wohnhäuser. 21. IX. 31.
- Kl. 42 c, Gr. 5/01. A 76 050. Askania-Werke A.-G. vormalig Centralwerkstatt Dessau und Carl Bamberg-Friedenau, Berlin-Friedenau. Registriertheodolit. 18. V. 35.
- Kl. 42 c, Gr. 5/01. A 76 149. Askania-Werke A.-G. vormalig Centralwerkstatt Dessau und Carl Bamberg-Friedenau, Berlin-Friedenau. Anordnung bei Reihenbildkameras, insbes. Theodoliten mit photographischer Gesichtsfeldaufzeichnung. 29. V. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 7/01. G 86 647. John Charles Gammon, Hamstead, u. John Stanley Morgan, Rodridge Hall b. Wingate, England; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Bohr u. Dr. H. Fincke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren und Vorrichtung zum Bereiten eines luftfreien, gut fließbaren Breies aus Zement, Sand und Wasser für die Herstellung von Beton. 20. X. 33. Großbritannien 20. X. u. 23. XI. 32.
- Kl. 85 b, Gr. 1/30. K 126 106. Karl Kaißer, München. Vorrichtung zur Ausscheidung gelöster Elektrolyte aus wässrigen Flüssigkeiten, insbes. zur Reinigung von Wasser; Zus. z. Pat. 626 518. 2. VII. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 6/04. D 64 480. Dorr Gesellschaft m. b. H., Berlin. Eindicker mit einer mittleren Tragsäule für die umlaufenden Schlammkratzerarme. 17. X. 32. V. St. Amerika 23. II. 32.