

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 2. November 1934

Heft 47

Die neue Eisenbeton-Straßenbrücke über die Donau bei Leipheim (Bayr. Schwaben).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Ernst Baumgärtner, Rosenheim (früher Neu-Ulm a. Donau).

I. Vorgeschichte.

Bei Leipheim, etwa 18 km unterhalb Ulm gelegen, bestand schon von alters her ein Übergang über die Donau (Abb. 1). Die Ulmer Chronik berichtet von einer Römerstraße Günzburg—Leipheim—Elchingen, die vermutlich in der Nähe der heutigen Brückenstelle die Donau überquerte.

Bei den bisherigen Brücken bestanden Joche und Überbauten aus Holz. Die letzte, nunmehr durch eine Massivkonstruktion ersetzte Holzbrücke war im Jahre 1840 errichtet worden und versah ihren Dienst mithin nahezu 100 Jahre. Allerdings verschlang die Unterhaltung dieser Brücke, die den Anforderungen des Verkehrs in keiner Weise mehr gewachsen war, alljährlich erhebliche Geldmittel (Abb. 2).

Schon vor dem Kriege erwog daher die Stadtgemeinde Leipheim den Gedanken eines Neubaus. Indessen wurde die Verwirklichung des Bauvorhabens durch die Begleiterscheinungen der Kriegs- und Nachkriegsjahre immer wieder hinausgeschoben.

Im April 1927 stellte die Firma Beton- u. Monierbau-AG in München auf Anregung des Straßen- und Flußbauamtes Neu-Ulm einen ersten Entwurf her. Das Bauamt selbst fertigte in den Jahren 1929 und 1930 drei weitere Entwürfe. Mit einer Ausnahme — das Straßen- und Flußbauamt stellte u. a. auch einen Entwurf nach Art der eisernen Staatsstraßenbrücke bei Wasserburg am Inn¹⁾ auf — handelte es sich um Eisenbetonkonstruktionen.

Im April 1927 stellte die Firma Beton- u. Monierbau-AG in München auf Anregung des Straßen- und Flußbauamtes Neu-Ulm einen ersten Entwurf her. Das Bauamt selbst fertigte in den Jahren 1929 und 1930 drei weitere Entwürfe. Mit einer Ausnahme — das Straßen- und Flußbauamt stellte u. a. auch einen Entwurf nach Art der eisernen Staatsstraßenbrücke bei Wasserburg am Inn¹⁾ auf — handelte es sich um Eisenbetonkonstruktionen.

Im April 1927 stellte die Firma Beton- u. Monierbau-AG in München auf Anregung des Straßen- und Flußbauamtes Neu-Ulm einen ersten Entwurf her. Das Bauamt selbst fertigte in den Jahren 1929 und 1930 drei weitere Entwürfe. Mit einer Ausnahme — das Straßen- und Flußbauamt stellte u. a. auch einen Entwurf nach Art der eisernen Staatsstraßenbrücke bei Wasserburg am Inn¹⁾ auf — handelte es sich um Eisenbetonkonstruktionen.



Abb. 1.

Die durchlaufende Eisenbeton-Balkenbrücke überspannt den Fluß in vier Öffnungen von $2 \times 16,40$ und $2 \times 20,50$ m Stützweite. Landeinwärts schließt sich beiderseits je ein Zweigelenrahmen von 6 m Stützweite an. Örtlicher Verhältnisse halber konnte die Brücke nicht im rechten Winkel über die Donau geführt werden, vielmehr bilden die beiden Achsen einen Winkel von $87^\circ 49'$. Das linkseitige Brückenwiderlager liegt weiter stromabwärts. (Auf dem Entwurfsplan blieb die Schiefe der Brücke zunächst



Abb. 2. Ansicht der im Jahre 1840 erbauten Holzbrücke.

unberücksichtigt.) — Für den zu erwartenden Verkehr wurde eine Fahrbahnbreite von 5,20 m für ausreichend erachtet; zu beiden Seiten der Fahrbahn liegen je 0,70 m breite Gehwege auf Auskragungen der Hauptträger.

Bezüglich der Verkehrsbelastung wurde das Bauwerk ausgebildet als Straßenbrücke der Klasse II gemäß DIN 1072 (Regellasten 16-t-Walze, 9-t-Lastkraftwagen und $0,45 \text{ t/m}^2$ Menschengedränge).

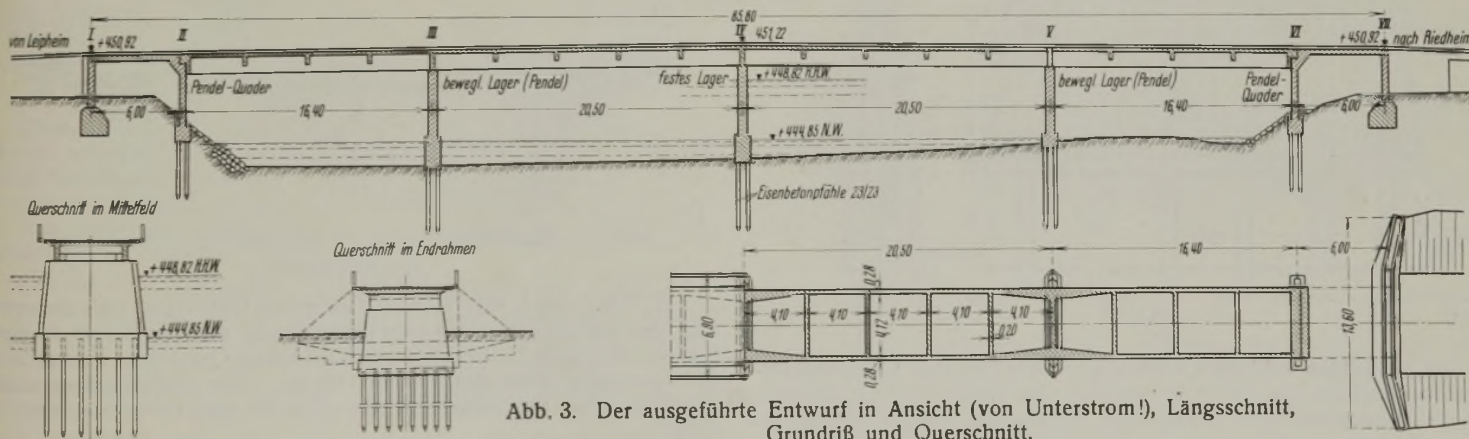


Abb. 3. Der ausgeführte Entwurf in Ansicht (von Unterstrom!), Längsschnitt, Grundriß und Querschnitt.

Die Verwirklichung aller dieser Pläne scheiterte indessen an den hohen Kosten, besonders solange von der Reichsbahn die Forderung auf Ermöglichung einer schienenfreien Überführung der Straße über die in nächster Nähe der Donau verlaufende Bahnlinie Augsburg—Ulm aufrecht erhalten wurde.

Nachdem die Reichsbahn diesen ihren Widerstand aufgegeben hatte, wurden 1931 die Grundlagen für den Ausführungsentwurf durch die Beton- und Monierbau-AG im engsten Benehmen mit dem Straßen- und Flußbauamt Neu-Ulm (Referent: Regierungsbaurat Huber) geschaffen.

II. Der ausgeführte Entwurf.

a) Allgemeines.

In Abb. 3a bis d ist die ausgeführte Brücke in Ansicht, Längsschnitt Grundriß und Querschnitt dargestellt.

¹⁾ Vgl. Der Stahlbau 1931, Heft 3.

b) Gründung.

Die Wirtschaftlichkeit des Entwurfs sollte vor allem durch ein möglichst billiges Gründungsverfahren angestrebt werden. Für die Fundierung der Flußpfeiler waren quadratische Eisenbetonpfähle von 23/23 cm Querschnitt und 7 m Herstellungslänge in der aus Abb. 3 ersichtlichen Anzahl und Anordnung vorgesehen. Über Abweichungen hiervon, die sich während der Bauzeit als notwendig erwiesen, wird weiter unten bei der Beschreibung des Bauvorgangs gesprochen werden.

Im Hinblick auf die Beweglichkeit der Flußsohle wurde in den wasserpolizeilichen Erlaubnisbedingungen von der Aufsichtsbehörde gefordert, daß die Spitzen der Pfähle mindestens 4,50 m unter den tiefsten Punkt der derzeitigen Flußsohle getrieben werden müßten. Ferner war die auf einen Pfahl entfallende Last mit vierfacher Sicherheit unter Zugrundelegung der Brixschen Rammformel aufzunehmen. Für den Pfahl-

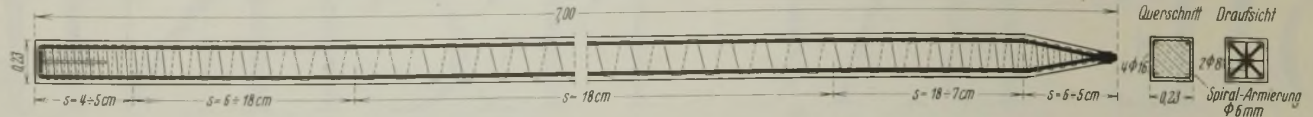


Abb. 4.



Zu Abb. 4.

beton war eine Mindestfestigkeit W_{b28} von 200 kg/cm² nachzuweisen. Als größte zulässige Belastung eines Pfahls wurden 30 t angesehen.

Die Pfähle erhielten eine Längsbewehrung von vier Rundeseisen, ϕ 16 mm, dazu eine Spiralbewehrung von 6 mm ϕ . Am Pfahlkopf wurden die vier Längs-

eisen kreuzförmig zusammengebogen und durch Schweißung verbunden. Die Schweißung hat sich als außerordentlich vorteilhaft für die Haltbarkeit der Pfahlköpfe während des Rammens erwiesen (Abb. 4).

Nach vollendeter Rammung wird um die herausstehenden Pfahlköpfe ein hölzerner Spundwandkasten in der Form des beiderseits zugespitzten Pfeilerfundaments geschlagen, der bis Höhe NW (= Kote 444,85) im Unterwasserschüttverfahren mit Beton ausgefüllt wird. Die Sohlen dieser Fundamente aus Unterwasserbeton kommen etwa 0,30 m unter den tiefsten Punkt der derzeitigen Flußsohle zu liegen. Der über NW liegende Beton der Rammpfähle wird nunmehr abgespitzt und die hierdurch freigelegte Bewehrung in das im Trockenen hergestellte Eisenbetonbankett zwischen Unterwasserbeton und dem aufgehenden Pfeilerschaft eingebunden. Die weitere Hochführung der Pfeiler bietet dann keine Besonderheiten mehr. Ansicht und Querschnitt des Mittelpfeilers zeigt Abb. 5.

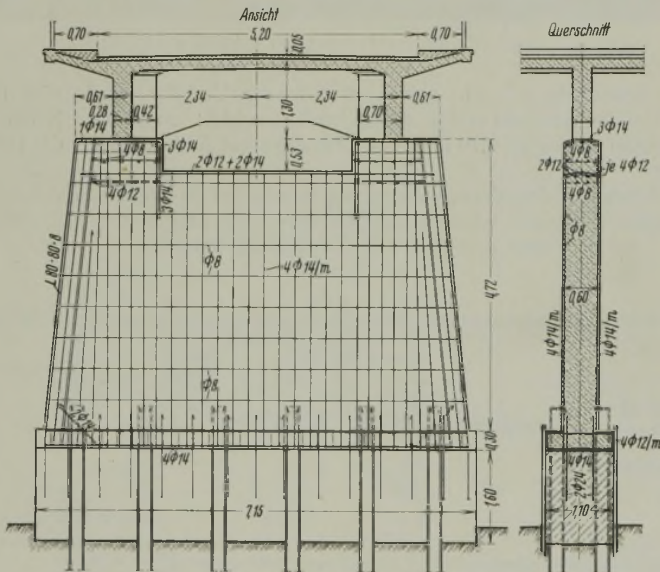


Abb. 5.

Für die beiden seitlichen Flußpfeiler wurde dasselbe Gründungsverfahren vorgesehen. Sie unterscheiden sich vom Mittelpfeiler nur dadurch, daß sie Pendelquader zur beweglichen Auflagerung der Hauptträger besitzen. Temperaturänderungen und Schwinden der Überbauten bewirken Schiefstellung der Pendelquader, wodurch auch eine Abweichung der Auflagerkraft von der Lotrechten bedingt ist, die ihrerseits ein Moment im Fundament verursacht. Dieses Moment äußert sich in einer Entlastung der einen und einer zusätzlichen Belastung der anderen Pfahlreihe, worauf bei der Bemessung der Pfahlgründung Rücksicht genommen werden mußte.

Eine zusätzliche Beanspruchung der Pfähle aus Bremskräften brauchte nur beim Mittelpfeiler als der einzigen Stelle mit fester Auflagerung in Rechnung gesetzt zu werden.

Zum Schutze der schlanken Pfeiler bei Eisgang wurden von der Aufsichtsbehörde Eisbrecher gefordert, die gemäß Abb. 6 in Eisenbeton auszuführen waren. Der Abstand zwischen der rückwärtigen Eisbrecherkante und der oberstromigen Pfeilerspitze beträgt 2 m.

Die Landpfeiler bzw. Rahmenstiele II und VI wurden gleichfalls auf Pfählen gegründet. Auch hier war vierfache Sicherheit nach Brix ver-

langt. Die Forderung bezüglich der Rammtiefe, wie sie bei den Flußpfeilern erhoben wurde, fand indessen hier keine Anwendung.

Die Endstützwände wurden in dem anstehenden guten Kiesuntergrund flach gegründet, wobei eine Bodenpressung von 2 kg/cm² als zulässig erachtet wurde.



Zu Abb. 4.

c) Überbauten.

Fahrbahnplatte und Querträger. Die durch die Haupt- und Querträger begrenzten 4,10 x 4,40 m weit

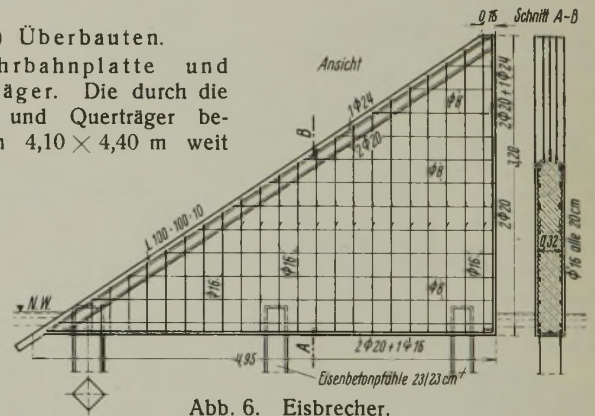


Abb. 6. Eisbrecher.

gespannten Felder der Fahrbahnplatte besitzen kreuzweise Bewehrung. An allen vier Seiten sind Plattenvouten angeordnet. Die Plattendicke schwankt zwischen 14 und 16 cm.

Abb. 7 zeigt einen Querschnitt durch ein Innenfeld der Fahrbahnplatte und seine kreuzweise Bewehrung. Die Endfelder haben grundsätzlich dieselbe konstruktive Durchbildung, erhalten aber nach Maßgabe des etwas geringeren Einspannungsgrades eine dementsprechend stärkere Bewehrung.

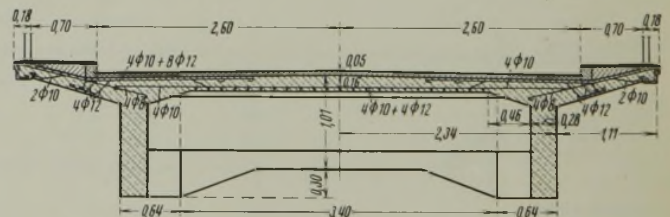


Abb. 7. Querschnitt durch ein Innenfeld der Fahrbahnplatte mit Bewehrung.

In Abb. 7 sind weiterhin ein normaler Querträger und ein solcher über den Flußpfeilern sowie die Verbreiterung der Hauptträger an diesen Stellen zu ersehen. Die Dicke der normalen Querträger beträgt 20 cm, der Querträger über den Pfeilern 30 cm. Die Endquerträger mußten wegen der dort angeordneten Gußstahlpendel eine besondere Ausbildung erhalten.

Hauptträger. Die Bewehrung der beiden als durchlaufende Balken bzw. Plattenbalken über vier Öffnungen ausgebildeten Brückenhauptträger zeigt Abb. 8. Die zugehörigen Hauptträgerquerschnitte sind in Abb. 9a bis d dargestellt und bedürfen keiner weiteren Erläuterung.

d) Auflager.

Wie bereits erwähnt, sind die Hauptträger lediglich auf dem Mittelpfeiler fest, auf allen anderen jedoch beweglich gelagert.

Die Pendel auf den seitlichen Strompfeilern sind spiralbewehrte Betonkörper von 0,30 m Dicke, 0,68 m Länge und 1 m Höhe.

Abb. 10 zeigt einen Querschnitt durch ein derartiges Eisenbetonpendel. Die große Höhe von 1 m wurde gewählt, um bei schiefstehendem Pendel (infolge von Temperaturänderung und Schwinden) die Außer-mittigkeit der Auflagerkraft in der Fundamentfuge und die daraus sich ergebende zusätzliche Belastung der einen Pfahlreihe möglichst gering werden zu lassen. Die Kipplager bestehen aus Stg. 52.

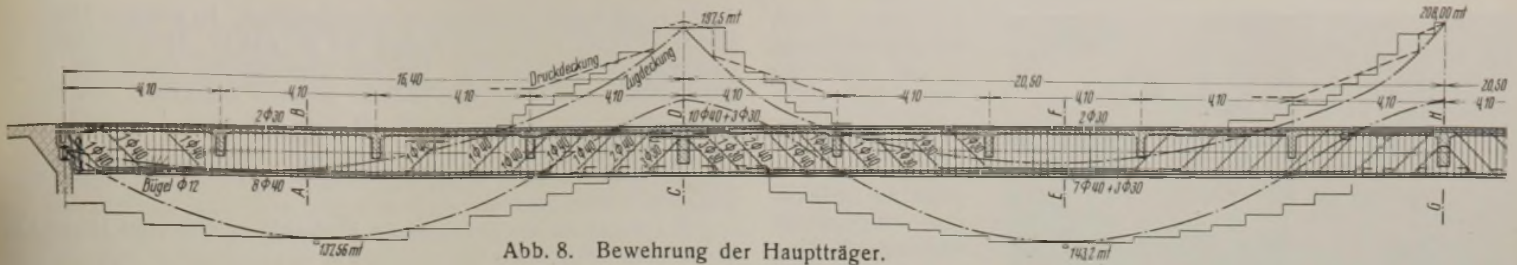


Abb. 8. Bewehrung der Hauptträger.

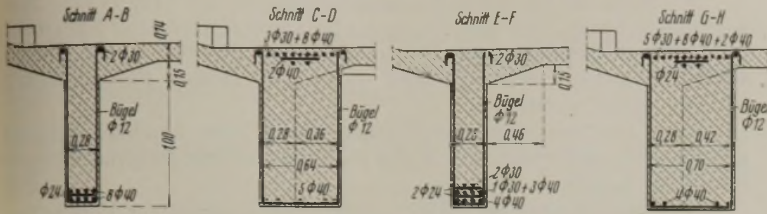


Abb. 9a bis d.

Die Endlager der Hauptträger auf den Portalrahmen an den Ufern mußten wegen der beschränkten Raumverhältnisse als massive Gußstahlstelzen ausgebildet werden. Sie sind 10 cm dick, 25 cm lang und 30 cm hoch. Einen Querschnitt durch ein Endlager zeigt Abb. 11.

e) Endrahmen.

Bei den End-Zweigelenrahmen sind konstruktive Besonderheiten, die eine eingehendere Besprechung rechtfertigen würden, nicht vorhanden. Die Gelenkwirkung an den Stielaulagern wurde durch Anordnung von je 13 cm breiten Gipsfugen erzielt, so daß die Rahmenstiele auf 14 cm breiten Betonstreifen aufsitzen.

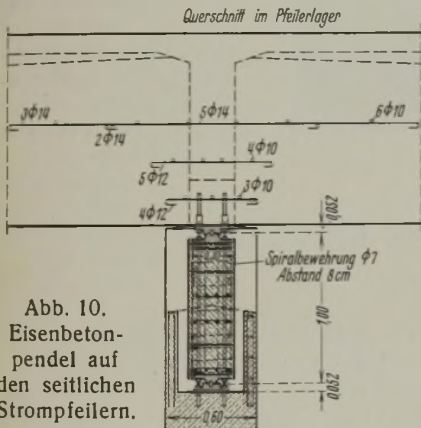


Abb. 10. Eisenbetonpendel auf den seitlichen Strompfeilern.

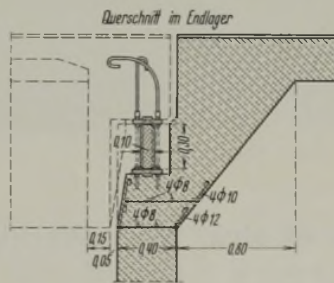


Abb. 11. Querschnitt durch ein Endlager der Hauptträger.



Abb. 12 zeigt die freigelegte Längsbewehrung der Pfähle im Fundament des Strompfeilers III.

f) Isolierung und Befestigung der Fahrbahn.

Die Frage der Fahrbahnisolierung und -befestigung sollte aus Ersparnisgründen möglichst gemeinsam und gleichzeitig gelöst werden. Eine endgültige Entscheidung hierüber wurde erst während des Baues getroffen. Es möge daher gleich die gewählte Konstruktion beschrieben und damit ein Punkt vorweggenommen werden, der eigentlich im Abschnitt „Bauausführung“ zu behandeln wäre.

Auf die eben abgezogene Fahrbahnplatte wurde mittels heißflüssiger Bitumenmasse eine einfache Lage Asphaltbitumenpappe „Rexitekt“ (60 kg/20 m²) aufgeklebt. Die Oberseite der Isolierpappe erhielt einen Schutzanstrich und eine Oberflächenbehandlung aus Teersplitt. Auf die Isolierung wurde eine 2,5 cm dicke Kaltasphaltschicht in zwei Lagen von der halben Dicke eingebaut. Jede Lage wurde zunächst mittels Handwalze angedrückt und hierauf mit einer 2 1/2-t-Dieselwalze verdichtet. Auf den Kaltasphalt kam der eigentliche Fahrbahnbelag aus 2,5 cm dicken Hartgußasphalt, der — wegen der feuchten Witterung — ebenso wie der Kaltbinder in zwei Lagen aufgetragen wurde. Die gewählte Bauweise hat zu Beanstandungen bisher keinen Anlaß gegeben.

Die Gehwege erhielten geriffelten Portlandzement-Glattstrich.

Als Geländer kam eine möglichst leichte Eisenkonstruktion in Betracht; gewählt wurden 5/4"-Rohre, als Pfosten Walzprofile I 8.

III. Bemerkenswertes aus der Bauausführung.

Nachdem die finanziellen Schwierigkeiten überwunden waren, wurde im November 1932 der Auftrag erteilt und Anfang Dezember mit den Bauarbeiten begonnen.

Da alte und neue Brückenachse zusammenfielen, mußte zunächst zur Aufrechterhaltung des Verkehrs unterhalb der alten Holzbrücke eine Notbrücke errichtet werden.

Gleichzeitig wurde mit dem Betonieren der Eisenbetonrammpfähle begonnen. Auf den Notbrückenbau folgte der Abbruch der alten Brücke.

Am 2. Januar 1933 fand eine Proberammung im Fundament des rechteckigen Strompfeilers III statt. Von den beiden Probepfählen war der eine prismatisch, 7 m lang und 23/23 cm im Querschnitt; der zweite hatte dieselben Abmessungen, war jedoch in seinem unteren Drittel zweiseitig verjüngt.

Mit dem prismatischen Pfahl wurde die vierfache Sicherheit nach Brix vollkommen und die verlangte Rammtiefe wenigstens annähernd erreicht. Dagegen gelang es nicht, den zweiseitig verjüngten Pfahl in die vorgeschriebene Tiefe hinunterzutreiben. Von einer Proberammung in den Fundamenten IV und V war wegen des großen Zeitverlustes durch das Verfahren der Ramme, den Bau des Rammerüstes und der damit verbundenen Mehrkosten Abstand genommen worden.

Die Proberammung schien die Anwendbarkeit des vorgesehenen Gründungsverfahrens mit prismatischen Eisenbetonpfählen erwiesen zu haben. In der Tat gelang es, den Pfahlrost des Strompfeilers III annähernd plangemäß auszuführen.

Indessen traten beim Versuch, die Rammarbeiten am Fundament des Mittelpfeilers IV in der begonnenen Weise fortzusetzen, infolge von Unregelmäßigkeiten im Untergrund erhebliche Schwierigkeiten auf, wodurch neue Entschlüsse notwendig wurden.

Statt der verlangten 4,50 m wurden mit den ersten Pfählen im Fundament IV nur Rammtiefen von 3 bis 4 m unter dem tiefsten Punkte der Sohle (Kote 443,30) erreicht.

Die Aufsichtsbehörde nahm mit Recht den Standpunkt ein, daß im Hinblick auf die Beweglichkeit der Flußsohle solche Pfähle, deren Rammtiefe weniger als 3,80 m betrug, nicht mehr als tragende Konstruktionsteile betrachtet werden könnten.

Es lag nahe, in Fällen unzulänglicher Rammtiefen zu stählernen IP-Profilen überzugehen. Ein Rammversuch mit einem blanken Peiner Träger zeigte, daß nunmehr der Eindringungswiderstand und damit die Tragfähigkeit zu gering wurde. Dem konnte indessen durch Auffüterung der P-Profile mit Holzbohlen leicht abgeholfen werden. In dieser Weise wurden nunmehr die Gründungsarbeiten zum Abschluß gebracht.

Zur Übertragung der Pfahlkräfte auf die P-Profile mußten auf deren Köpfe 35 mm dicke und 200 × 250 mm große Stahlplatten aufgeschweißt werden. Zur weiteren Verankerung dienten 26 mm dicke Rundisen, die waagrecht durch Löcher im Steg der Pfahlköpfe gesteckt und verschweißt wurden.

Die Eisenbetonrammpfähle für das Fundament des Landpfeilers II erwiesen sich mit 4 m Herstellungslänge als zu kurz. Alle diese Pfähle mußten um 2,50 m auf 6,50 m verlängert werden. Dies geschah in der Weise, daß die Bewehrung der 4 m langen Pfähle auf etwa 1 m freigelegt, hieran die Bewehrung des Verlängerungsstückes gebunden und die Schalung angebracht wurde. Betoniert wurde unter Verwendung von Tonerde-Schmelzement, und zwar fand zuerst die ungarische Marke „Citadur“, später ausschließlich die deutsche Marke „Rolandshütte“ Verwendung. Mit zunehmender Kälte wurden die Rammpfähle überhaupt nur mehr mit Tonerdezement betoniert. Die derart hergestellten bzw. auf



Abb. 13. Das Rammgerüst nach dem Eisgang am 3. Februar 1933.

bewahrt blieb, so genügte doch der $2\frac{1}{2}$ stündige Eisgang, um die oberstromigen Pfähle der Rammgerüstjoche durchschnittlich auf die Hälfte ihres Querschnitts zu verschwächen (Abb. 13).

Am 25. Februar fanden die Ramarbeiten ihren Abschluß. Über den weiteren Verlauf der Bauarbeiten genügen einige kurze Hinweise. Die Hauptträger wurden am 20. April zwischen 5 und 18 Uhr betonierte,



Abb. 14. Die neue Brücke von Oberstrom.

gesattelten Pfähle konnten bereits nach einigen Tagen gerammt bzw. nachgerammt werden.

Am 3. Februar 1933 war das Rammgerüst auf die Dauer von $2\frac{1}{2}$ Stunden stärkstem Eisgang ausgesetzt, der durch Eisablaß an einem Illerwehr hervorgerufen worden war. Wenn die Baustelle auch vor größerem Schaden

1 m^3 fertiger Beton enthält 334 kg Handelszement. Im gleichen Mischungsverhältnis (etwa 1 : 2,3 : 3,4) wurden am 26. und 27. April Fahrbahn- und Gehwegplatte fertiggestellt. Die Zuschlagstoffe für Eisenbeton wurden grundsätzlich nach Sand und Grobem getrennt zugegeben, was sich für das Aussehen des Betons sowohl als auch für seine Festigkeit hervorragend bewährt hat.

Das Absenken des Lehrgerüsts wurde am 1. Juni 1933 vorgenommen und verlief ohne Störung.

Zur Sicherung der Ufer und der Flußsohle mußten etwa 150 m^3 Kalkbruchsteine eingebaut werden.

Mit Rücksicht auf die hohen Beanspruchungen war eine genaue Baukontrolle geboten. Für die Zuschlagstoffe wurden wiederholt Siebproben durchgeführt. Der Beton wurde mehreren Würfel- und Balkenproben unterworfen. Für den Hauptträgerbeton wurde eine mittlere Balkenfestigkeit von 366 kg/cm^2 ermittelt.

Ende Juni waren die Bauarbeiten soweit zum Abschluß gebracht worden, daß am Sonntag, den 2. Juli 1933, die feierliche Verkehrsübergabe stattfinden konnte.

Die Gesamtkosten der Brücke einschließlich sämtlicher Vorarbeiten, Bauleitung usw. betragen rd. 78 000 RM, was für eine 85 m lange Donau-Brücke der Klasse II als sehr niedrig bezeichnet werden muß.

Besonderen Anklang fand allseits das vorteilhafte Aussehen der Brücke (Abb. 14). Fachkundige Besucher äußerten sich anerkennend sowohl über die gute ästhetische Wirkung des Bauwerks als auch über die gediegene Ausführung.

Generalunternehmer war die Firma Beton- u. Monierbau-AG, Abteilung München. Die Bauleitung im Auftrage der Bauherrin, der Stadtgemeinde Leipheim a. d. D., lag in den Händen des Verfassers.

In welchen Fällen empfiehlt es sich, einen Werkkanal zu betonieren?

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Ewerbeck, Berlin-Steglitz.

Da der Werkkanal bei größeren Wasserkraftanlagen den weitaus größten Teil der Anlagekosten verschlingt, so dürfte es sich empfehlen, die Frage, ob der Werkkanal betonierte werden soll oder nicht, vor der Aufstellung eines Entwurfes eingehend zu klären, was anscheinend in den meisten Fällen überhaupt nicht geschieht; denn sonst wäre es nicht möglich, daß in dieser Beziehung so viele Fehler vorkommen. So sind z. B. bei einer ausgeführten Wasserkraftanlage von 22 200 PS von den gesamten Anlagekosten von 262 RM/PS auf den betonierten Werkkanal 203 RM = 77,5% entfallen, während auf das Kraftwerk einschließlich Wasserschloß, Leerlauf, Druckrohrleitung, Turbinen und Wehranlage mit Einlaufbauwerk und Flußkorrektur nur 59 RM/PS = 22,5% kamen.

Beim Entwurf einer Wasserkraftanlage ist die an einer in Aussicht genommenen Stelle eines Flusses zur Verfügung stehende Wassermenge, auf die die Anlage auszubauen ist, auf Grund der vorhandenen Pegelbeobachtungen und Wassermengenmessungen leicht festzustellen und als gegeben zu betrachten. Diese ist in dem vorstehenden Beispiel auf $60 \text{ m}^3/\text{sek}$ festgesetzt. Auch das relative Gefälle, das dem Werkkanal zu geben und möglichst niedrig zu bemessen ist, damit kein nutzbares Gefälle an den Turbinen verlorengelht, kann nur zwischen engen Grenzen schwanken und ist in dem vorliegenden Falle zu $J = 0,0002$ angenommen. Auf Grund dieser Zahlenwerte ist das Querprofil für den betonierten Werkkanal wie folgt berechnet worden. Nach der Kutterschen Formel ist der Geschwindigkeitsbeiwert

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

Der Beiwert „n“ in dieser Formel ist von der Abnahmekommission an der fertigen Anlage festgestellt worden zu:

$$n = 0,0146 \text{ für den Betonkanal und zu} \\ n = 0,0265 \text{ für den unbefestigten Kanal.}$$

Für den Betonkanal sind ferner festgesetzt:

$$\begin{aligned} &\text{die Wassertiefe zu } 3,85 \text{ m,} \\ &\text{die Sohlenbreite zu } 5,0 \text{ m} \\ &\text{und die Neigung der Kanalwänden zu } 4:5. \end{aligned}$$

Hiermit ergibt sich

$$F = 37,78 \text{ m}^2, u = 17,32 \text{ m und } R = 2,1813 \text{ m.}$$

$$\sqrt{R} = 1,48.$$

$$k = 76,34.$$

$$v = 76,34 \sqrt{RJ} = 1,59 \text{ m/sek.}$$

$$Q = 1,59 \cdot 37,78 = 60 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Bei Annahme desselben relativen Gefälles, derselben Wassertiefe, ferner einer Sohlenbreite von 8,10 m und einer Böschungsneigung von 1:2 ergeben sich entsprechend wie oben die Werte für den unbefestigten Kanal:

$$F = 60,83 \text{ m}^2, u = 25,32 \text{ m, } R = 2,4024 \text{ m.}$$

$$\sqrt{R} = 1,55.$$

$$k = 45,1.$$

$$v = 45,1 \cdot 1,55 \sqrt{0,0002} = 0,979 \text{ m/sek.}$$

$$Q \approx 60 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

In hydraulischer Beziehung sind also beide Profile gleichwertig, in finanzieller dagegen stellt sich der Vergleich wie folgt: Die Betonierung des angeführten Werkkanals in einer Dicke von 0,20 m kostet bei einem Einheitspreise des Betons von 22 RM/m³ und bei einer Abwicklungslänge von 19,24 m (wenn die mittlere Geländehöhe über dem Wasserspiegel des Kanals zu 0,6 m angenommen wird):

$$K = 19,24 \cdot 0,20 \cdot 22 = 84,7 \text{ RM/m Kanal.}$$

Demgegenüber steht eine Ersparnis an Erdarbeiten, die sich bei einem Einheitspreise von 1,32 RM/m³ ergibt zu:

$$\begin{aligned} K' &= 60,83 + 0,6 \cdot \frac{1}{2} (23,5 + 25,9) - [37,78 + 0,6 \cdot \frac{1}{2} (14,63 + 16,13) \\ &\quad + 2 \cdot 0,96 \cdot 0,2] 1,32 = \\ &= 37,30 \text{ RM/m Kanal} \end{aligned}$$

und an Grunderwerbskosten (bei einem Preise von 0,3 RM/m²) von:

$$K'' = (25,9 - 16,13) 0,3 = 2,93 \text{ RM/m Kanal.}$$

Die Gesamtersparnis bei einem unbefestigten Kanal berechnet sich also zu: $84,7 - (37,30 + 2,93) = \text{rd. } 44,5 \text{ RM/m Kanal} = 44 500 \text{ RM für 1 km Kanal.}$ Wenn also eine Betonierung nicht mit Rücksicht auf die Durchlässigkeit des Bodens erforderlich ist, dann ist ein unbefestigter Kanal unbedingt

vorzuziehen, und das um so mehr, als die Herstellung eines unbefestigten Kanals wegen der Einstellung von ungleich mehr Arbeitskräften aus allgemein volkswirtschaftlichen und nationalsozialistischen Gründen vorzuziehen ist.

Es entsteht nun die Frage, wie groß die Undichtigkeit des unbefestigten Kanals mindestens sein muß, damit dessen Betonierung gerechtfertigt erscheint. Um diese Frage zahlenmäßig beantworten zu können, muß man zunächst feststellen, wie hoch sich die Kosten für 1 m³ Druckwasser bei obiger Anlage belaufen. Die Leistung der Anlage berechnet sich bei einem Nutzgefälle von 37,0 m zu:

$$60 \cdot 37,0 \cdot 10 = 22\ 200 \text{ PS.}$$

Die gesamten Anlagekosten berechnen sich nach vorstehendem zu:

$$262 \cdot 22\ 200 = 5\ 816\ 400 \text{ RM.}$$

Auf 1 m³ Druckwasser entfallen demnach:

$$5\ 816\ 400 : 60 = 96\ 940 \text{ RM.}$$

Da der Werkkanal eine Länge von 13,46 km hat, so hat seine Betonierung gekostet:

$$13,46 \cdot 44\ 500 = \text{rd. } 599\ 000 \text{ RM.}$$

Es müßten also schon:

$$599\ 000 : 96\ 940 = 6,18 \text{ m}^3 \text{ auf } 13,46 \text{ km} = 0,459 \text{ m}^3/\text{km}$$

durch Undichtigkeit verlorengehen, ehe die Betonierung sich bezahlt macht.

Zur Feststellung der zu erwartenden Undurchlässigkeit des Baugrundes sind Laboratoriumsversuche aus dem Grunde nicht zu gebrauchen, weil diese den natürlichen Verhältnissen bei einem Werkkanal insofern nicht entsprechen würden, als in der Wirklichkeit durch Hochwasser Schlamm-massen in die Poren des Untergrundes eindringen und dadurch die Dichtigkeit der Kanalwandungen im Laufe der Zeit bedeutend erhöhen. Gerade bei Werkkanälen ist diese Einwirkung besonders groß, da ihr Wasserspiegel in der Regel hoch über dem Grundwasser liegt, so daß hierbei meistens die volle Wassertiefe des Kanals zur Wirksamkeit kommt, wodurch das Einschlämmen infolge des verhältnismäßig hohen Druckes bedeutend befördert wird. Es empfiehlt sich deshalb, an einer in dem betreffenden Flußgebiete bereits vorhandenen Wasserkraftanlage mit unbefestigtem Werkkanal Wassermengenmessungen an zwei möglichst weit auseinander liegenden Punkten vorzunehmen und so den Wasserverlust auf dieser Strecke zu bestimmen. Aus dem Ergebnis der Messungen kann man einen Schluß auf die in dem unbefestigten in Aussicht genommenen Werkkanal zu erwartenden Wasserverluste ziehen, indem man nach Forchheimer¹⁾ den Satz anwendet, daß „die Filtergeschwindigkeit und der Druckhöhenverlust bei einem Filter proportional sind“, d. h. auf den vorliegenden Fall angewandt: daß die Wasserverluste den Druckhöhen proportional sind, wobei unter „Druckhöhen“ hier die Wassertiefe des Kanals zu verstehen ist, wenn der Grundwasserspiegel, wie es hier meistens der Fall ist, unter der Kanalsohle liegt. Hierbei kann der Einfluß der Kanalwandungen auf den Wasserverlust dadurch berücksichtigt werden, daß man, da die Kanalwandungen im Mittel unter dem halben

Sohlendruck stehen, ihre halbe Länge als unter dem vollen Sohlendruck stehend annimmt. Im vorliegenden Falle würde man also anzunehmen haben, daß der unbefestigte Werkkanal einem Filter entspricht, das 3,85 m unter dem Wasserspiegel liegt und eine Breite von

$$8,1 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 8,61 = 16,71 \text{ m.}$$

Für die Wassermengenmessungen wurde der in demselben Flußgebiete liegende unbefestigte Werkkanal der Isarwerke bei München gewählt, und zwar befand sich die eine Meßstelle oberhalb der Zentrale I bei Höllriegelsgereuth und die andere in einem Abstände von 3080 m oberhalb der Zentrale II bei Pullach. Dieser Kanal ist für den obigen Zweck deshalb besonders geeignet, weil er zur Zeit der Messung bereits 16 bzw. 24 Jahre im Betriebe war und deshalb anzunehmen ist, daß er in bezug auf Dichtigkeit längst zu einem Beharrungszustande gelangt war. Der Wasserspiegel des Werkkanals war während der Messung, die mit einem hydraulischen Flügel während acht Stunden durchgeführt wurde, konstant. Bei einer Wassertiefe von 2,80 m, einer Sohlenbreite von 15,75 m und zweifüßigen Böschungen entspricht also der Kanal nach vorstehendem einem Filter von 2,8 m Druckhöhe und einer Breite von:

$$15,75 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,26 = 22,01 \text{ m.}$$

Die Verluste bei beiden Werkkanälen müssen sich also verhalten wie

$$3,85 \cdot 16,71 : 2,8 \cdot 22,01 = 1,045 : 1.$$

Nach der Messung betrug der Wasserverlust auf obiger Strecke von 3,08 km 0,40 m³, was einen Verlust von $0,40 : 3,08 = 0,13 \text{ m}^3$ für 1 km Kanallänge bedeutet. Da nach vorstehendem erst bei einem Verlust von 0,459 m³ eine Betonierung des Kanals gerechtfertigt ist, so war es ein großer Fehler, den Kanal zu betonieren. Durch eine solche verfehlt Maßnahme hat man nur erreicht, daß

$$0,136 \cdot 13,46 = 1,83 \text{ m}^3$$

Druckwasser nicht durch Undichtigkeiten verlorengehen. Da diese nur einen Wert haben von $1,83 \cdot 96\ 940 = 177\ 400 \text{ RM}$, so ist dieser Vorteil um $599\ 000 - 177\ 400 = 421\ 600 \text{ RM}$ zu teuer erkauft.

Viel vorteilhafter wäre es gewesen, obige Summe von 599 000 RM statt auf die Betonierung auf eine Verlängerung des Werkkanals zu verwenden. Da der Werkkanal nach vorstehendem gekostet hat $203 \cdot 22\ 200 = 4\ 506\ 600 \text{ RM}$, d. i. $4\ 506\ 600 : 13,46 = 334\ 814 \text{ RM/km}$, so hätte man für obige Summe den Kanal um

$$599\ 000 : 334\ 814 = 1,79 \text{ km}$$

verlängern können, wodurch sich die Druckhöhe an den Turbinen erhöht hätte um $(3,0 - 0,2) \cdot 1,79 = 5,01 \text{ m}$, also auf $37,0 + 5,01 = 42,01 \text{ m}$. Hierdurch wäre die Leistung der Anlage erhöht worden um

$$60 \cdot 42,01 \cdot 10 = 22\ 200 = \text{rd. } 3000 \text{ PS,}$$

so daß hierdurch ein Wertzuwachs von

$$3000 \cdot 262 - 177\ 400 = 786\ 000 - 177\ 400 = 608\ 600 \text{ RM}$$

eingetreten wäre.

Es zeigt sich hier wiederum die Richtigkeit des Erfahrungssatzes, daß man bei dem Entwerfen einer Anlage nicht an Kosten sparen soll, da sie sich stets bezahlt machen.

¹⁾ Forchheimer, „Hydraulik“, Ausgabe von 1914, S. 420.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage des natürlichen Stromprofils.

Von Zivilingenieur Max Lipke, Orsoy (Niederrhein).

Aus Untersuchungen Jasmunds¹⁾ ist bekannt, daß bei dem Durchschnittsprofil langer und im Beharrungszustande befindlicher Stromstrecken gewisse Eigenschaften der parabolischen Funktion in Frage kommen. Ist z die größte Tiefe und $t = F/b$ die mittlere Tiefe des Querschnitts, so ist nach Jasmund für den Lauf des Mittel- und Niederrheins von Koblenz bis zur Reichsgrenze $\mu = t/z = 0,652$, also nahezu übereinstimmend mit $\mu = \frac{2}{3}$ für die quadratische Parabel.

Diese Feststellung ist rein geometrischer Art; sie steht in keinem Zusammenhange mit den hydraulischen Gesetzen des Stromes. Die Kenntnis derartiger Beziehungen ist aber ohne Zweifel von großer Bedeutung, zumal dann, wenn es sich um die Erstellung eines künstlichen Flußbettes in Erdschichten handelt, die dem Abtriebe durch die Stromkraft ausgesetzt sind. Der Querschnitt, der in seinen Verhältnissen der von der Natur selbst angestrebten Form am nächsten kommt, wird den gewollten Zweck am vollkommensten erfüllen.

Die Feststellung der Beziehungen zwischen Querschnittsform und Abflußwerten im normalen oder durchschnittlichen Profil des beharrenden Stromes ist Hauptgegenstand der folgenden Erörterungen, die ihren Vorgang in einem kürzlich erschienenen Aufsätze über das Abflußgesetz haben²⁾. Der verfügbare Stoff beschränkt die zahlenmäßige Auswertung auf den Abflußvorgang in mittleren und großen Strömen.

¹⁾ Jasmund, Fließende Gewässer, Handbuch d. Ingenieur-Wissenschaften 1911, III. Teil, Bd. 1, 4. Aufl., S. 234.

²⁾ Lipke, Beitrag zur Kenntnis des Abflußgesetzes in den natürlichen Strömen, Ztrbl. d. Bauv. 1934, Heft 31, S. 423ff.

I. Die Grundgleichungen.

Als erwiesen werden die folgenden Differentialansätze hingestellt.

a) Profilströmung. Normalgleichung der Geschwindigkeit in Abhängigkeit vom Wasserstande (P_u -Gesetz):

$$(1) \quad \bar{v} = \sigma \sqrt[6]{F i^2} = \sigma \bar{\Pi}.$$

Im Falle des vollkommenen Beharrungszustandes ist

$$\sigma_n = 2 \bar{q} = 6,26,$$

also lautet das Beharrungsgesetz

$$(1') \quad \bar{v}_n = 2 \bar{q} \sqrt[6]{F i^2} = 2 \bar{q} \bar{\Pi}.$$

Darin bedeutet:

\bar{v} die mittlere Abflußgeschwindigkeit in m/sek,

σ die unveränderliche Beschleunigungszahl des betreffenden Profils in m^{1/3}/sek,

$\bar{q} = 9,81 \text{ m}^{1/3}/\text{sek}$ die Beschleunigungszahl des Beharrungszustandes,

i das relative Gefälle,

$\bar{\Pi} = \sqrt[6]{F i^2}$ die Kräftefunktion.

Voraussetzungsgemäß ist

$$\sigma = \frac{d \bar{v}}{d \bar{\Pi}} = \text{konst.},$$

also ist Gl. (1) ein Potentialgesetz im $(\bar{v}, \bar{\Pi})$ -Kraft-Geschwindigkeitssystem.

b) Feldströmung, das ist die Geschwindigkeit in Funktion der mittleren Profiltiefe (F_u -Gesetz),

$$\bar{v} = \bar{a}_F + \sigma_F (t \bar{i})^{1/3} = \bar{a}_F + \sigma_F \bar{\Pi}_F,$$

oder

$$(3) \quad \bar{v} = \bar{\sigma}_F \left(\frac{\bar{a}_F}{\bar{\sigma}_F} + \bar{\Pi}_F \right) = \bar{\sigma}_F (\bar{\Pi}_{0F} + \bar{\Pi}_F),$$

wo \bar{a}_F und $\bar{\sigma}_F$ Festwerte sind, die durch die Eigenart des Stromes bedingt werden. Die Konstante \bar{a}_F wird nur in Ausnahmefällen gleich Null, d. h. die Feldströmung ist normalerweise keine Potentialströmung.

Die mit Strich versehenen Größen bedeuten allgemein Quadratwurzeln; es ist also zu lesen: $\bar{v} = v^{1/2}$, $\bar{v}^3 = v^{3/2}$ usw. Die Differentialansätze (1) und (3) sind linear in der ersten Dimension des semikubischen Raumes. Aus Gründen der Anschauung ist es deshalb zweckmäßig, das (v, Π) -Bezugssystem zum Führungsfelde zu bestimmen und alle Vorgänge in diesem so zu betrachten, als ob es sich um wirkliche Geschwindigkeiten und um wirkliche Kräfte handeln würde.

Bezeichnet man jetzt mit

$$n_0^2 = \frac{b}{t} = \frac{F}{t^2}$$

die Felddichte des Querschnitts und führt diesen Wert in das Profilage (1) ein, so folgt

$$(1'') \quad \bar{v} = \bar{\sigma} (n_0 t i)^{1/3}.$$

Hieraus kommt in Verbindung mit (3) die allgemeine Grundgleichung der Felddichte

$$n_0^{1/3} = \frac{\bar{a}_F}{\bar{\sigma} (t i)^{1/3}} + \frac{\bar{\sigma}_F}{\bar{\sigma}}$$

oder

$$(4) \quad (t i)^{1/3} \left(n_0^{1/3} - \frac{\bar{\sigma}_F}{\bar{\sigma}} \right) = \frac{\bar{a}_F}{\bar{\sigma}} = \text{konst.}$$

Weil normalerweise \bar{a}_F immer positiv ist, so muß die Felddichte mit zunehmenden Werten der Kräftefunktion, d. h. mit wachsendem Wasserstande, stets abnehmen. Aus Gl. (4) kann die Form des Querschnitts nur durch Probieren bestimmt werden, weil Tiefe und Gefälle im allgemeinen unbekannte Funktionen des Pegelstandes sind. Fälle, in denen die geometrische Profilform angegeben werden kann, werden im folgenden erörtert.

1. Das Dreieck- und Trapezprofil. Ist im Ausnahmefalle in

Gl. (4) $\bar{a}_F = 0$, so geht das Feldgesetz in den Potentialansatz

$$(5) \quad v^3 = \sigma_F^2 (t i)^2$$

über; er stellt die Integralfunktion der Chezy-Formel dar und ist als Geschwindigkeitsformel von Lahmeyer bekannt. Soll diese Beziehung neben dem Profilage (1'') bestehen, so erhalten wir die Kenngleichung des Profils

$$(6) \quad n_0^2 = \frac{b}{t} = \left(\frac{\sigma_F}{\sigma} \right)^3 = \text{konst.},$$

woraus

$$(6') \quad b = \left(\frac{\sigma_F}{\sigma} \right)^3 t = \epsilon t$$

kommt; Breite und mittlere Tiefe des Querschnitts sind gerade proportional. Nimmt man für die Breite lineares Wachsen mit dem Wasserstande z an, so muß auch $t = f(z)$ vom ersten Grade sein. Diese Zusammenhänge und die Bedingung $n_0^2 = \text{konst}$ werden nur von einem Dreieckprofil erfüllt, dessen größte Tiefe $z = 2t$ ist. Dann wird

$$(6'') \quad b = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_F}{\sigma} \right)^3 z = \frac{1}{2} \cdot \epsilon z,$$

wo $\frac{1}{4} \cdot \epsilon$ die Kotangente des mittleren Böschungswinkels ist (Abb. 1).

Für die Profillfläche folgt

$$F = \frac{1}{4} \cdot \epsilon z^2.$$

Verschiebt man den Pegelnullpunkt beliebig nach oben (Abb. 1), so erhält man

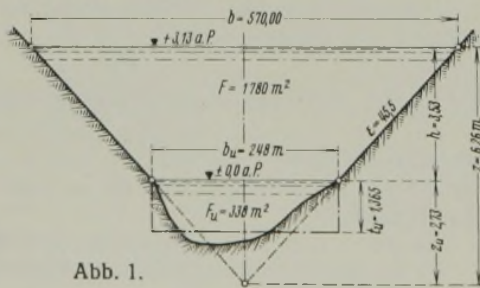


Abb. 1.
Dreieckprofil Darchau-Elbe.

$$b = b_u + \frac{1}{2} \cdot \epsilon h,$$

$$F = F_u + b_u h + \frac{1}{4} \cdot \epsilon h^2.$$

Wörtlich: Treten Profil- und Feldgesetz der Geschwindigkeit als Potentialgesetz auf, so ist die geometrische Grundfigur des Stromquerschnitts ein Dreieck, das nach Verschieben der Höhenskala durch das Trapez ersetzt werden kann. Die Böschung des geometrischen Profils wird durch das Verhältnis der Beschleunigungszahlen bestimmt. Das Gefälle ist ohne Einfluß auf die Profilform.

Jedem zahlenmäßigen Werte des normalen Feldgesetzes (3) entspricht innerhalb der Beobachtungsgrenzen stets ein angenähertes Potenzgesetz von der allgemeinen Form

$$v = c t^\varphi i^\psi,$$

wo c , φ und ψ Festwerte des betreffenden Profils sind, die nach verschiedenen Verfahren ermittelt werden können. Unter den möglichen Zusammenstellungen der Exponenten φ und ψ sind besonders die zu beachten, die mit den allgemeinen Grundanschauungen der Mechanik in Übereinstimmung gebracht werden können.

1. Es sei nun angenommen, daß das partielle Integral der Chezy-Formel (F_g -Gesetz)³⁾

$$(7) \quad \int v^2 dv = k^2 i \int t dt, \quad v^3 = 3/2 k^2 t^2 i = \beta_0^3 t^2 i$$

das Potenzgesetz der Feldströmung darstellt. In Verbindung mit (1'') erhält man als Kenngleichung des Querschnitts

$$(8) \quad n_0^2 i = \left(\frac{\beta_0}{\sigma} \right)^3 = \text{konst.},$$

woraus für die Felddichte das Gesetz

$$(9) \quad n_0^2 = \frac{b}{t} = \left(\frac{\beta_0}{\sigma} \right)^3 \frac{1}{i}$$

folgt. Gl. (9) sagt aus, daß die Felddichte des F_g -Profils dem Gefälle umgekehrt verhältig ist; also werden die Böschungslinien des Querschnitts krumme Linien sein, deren hohle Seite nach oben oder nach unten weisen kann. Ist aber $i = \text{konst}$, womit man bei Entwurfsarbeiten gewöhnlich zu rechnen hat, so folgt, daß auch das F_g -Profil eine dreieckige bzw. trapezförmige Grundfigur verlangt.

2. Bildet man aus der Lahmeyer-Formel (5) und dem F_g -Gesetz (7) das geometrische Mittel, so folgt

$$(10) \quad v = c' t^{2/3} i^{1/2},$$

welche Beziehung als Geschwindigkeitsformel von Gauckler bekannt ist. Tritt diese Gleichung als Potenzgesetz auf, so folgt in Verbindung mit (1'') die Kenngleichung des Querschnitts

$$(11) \quad n_0^2 i = \left(\frac{c'}{\sigma} \right)^3 = \text{konst.},$$

woraus wir das Gesetz der Felddichte erhalten:

$$(12) \quad n_0^2 = \left(\frac{c'}{\sigma} \right)^3 \frac{1}{i}.$$

Hieraus ergibt sich, daß die Gauckler-Formel für $i = \text{konst}$ ebenfalls das Dreieck bzw. das Trapez als geometrische Grundfigur des Abflußprofils voraussetzt. Das Nämliche ist auch der Fall bei jedem Feldgesetz, wo $v \approx \alpha t^{2/3}$ ist, wenn der Normalfall $i = \text{konst}$ vorliegt. Hierher gehören u. a. die Geschwindigkeitsformeln von

Forchheimer: $v = k' t^{0,7} i^{1/2}$ und von

Matakiewicz: $v = k'' t^{0,7} i^{0,493 + 10 \cdot i}$,

die sich in Anwendung auf den Abflußvorgang in natürlichen Strömen von der Gauckler-Formel praktisch nicht unterscheiden.

2. Das Parabelprofil. Tritt die Chezy-Formel

$$v = k t i$$

als Potenzgesetz der Feldströmung auf, so folgt aus

$$v^3 = \sigma^3 n_0^2 t^2 i^2 = k^3 (t i)^3$$

die Kenngleichung des Profils

$$(13) \quad n_0^2 t i = \left(\frac{k}{\sigma} \right)^3 = \text{konst}$$

oder

$$\frac{b^2}{t} \cdot i = \left(\frac{k}{\sigma} \right)^6 = \text{konst.}$$

Für $i = \text{konst}$ geht die Kenngleichung über in

$$(14) \quad \begin{cases} \frac{b^2}{t} = p' = \text{konst} \\ b = p' t. \end{cases}$$

Wörtlich: Tritt in einem normalen Stromprofil die Chezy-Formel als Potenzgesetz auf ($k = \text{konst}$), so wachsen Breite und mittlere Tiefe nach dem Gesetz der quadratischen Parabel. Die Felddichte nimmt mit steigendem Wasserstande ab. Führt man nun die Scheittiefe z ein und setzt $t = 2/3 z$, so wird

$$(14') \quad \begin{cases} b^2 = 2/3 \left(\frac{k}{\sigma} \right)^6 \frac{z}{i} = p z, \\ b = p z. \end{cases}$$

Die geometrische Grundfigur des von der Chezy-Formel verlangten Profils ist demnach die quadratische Parabel; ihr Parameter wird durch das Verhältnis der Beschleunigungszahlen bestimmt. Unter sonst gleichen Umständen wird der Parameter kleiner, wenn das Gefälle zunimmt.

Aus den vorausgegangenen Erörterungen folgt allgemein: Geht man von der Unabänderlichkeit des Gesetzes der Profilströmung aus, so wird der mathematische Ausdruck für das Feldgesetz der mittleren Ge-

³⁾ Lippke, Das Abflußproblem des frei fließenden Stromes, I. Teil; Ww. Wien 1931.

schwindigkeit durch die geometrische Form des Abflußquerschnitts bestimmt. Umgekehrt folgt, daß jedes von vornherein angenommene Feldgesetz mit konstantem Beiwert eine bestimmte Profilform voraussetzt.

Wir haben nun die Naturnähe der nachgewiesenen Grundformen zu beweisen.

II. Anwendungen der Abflußgesetze.

a) Die Konstanten des Feldgesetzes (F_u -Gesetz). Es ist festzustellen, welche Werte von \bar{a}_F und $\bar{\sigma}_F$ zu dem Normalwerte $\bar{\sigma}_n = 2 \bar{g}$ des Profilgesetzes gehören; ferner auch zu zeigen, wie die Festwerte des Feldgesetzes untereinander zusammenhängen. In der nachstehenden Zahlentafel sind die Konstanten für Rhein, Elbe und Weser nach den mir zur Verfügung stehenden Meßwerten zusammengestellt, und zwar so, daß jede Zahlengruppe eine bestimmte $\bar{a}_F = f(\bar{\sigma}_F)$ angibt.

Festwerte der Geschwindigkeitsgesetze.

Nr.	Profil	Profilgesetz		Feldgesetz		$\frac{\bar{\sigma}_F}{\bar{a}}$	Normalwerte \bar{a}_{F_n}	
		\bar{a}	$\bar{\sigma}$	\bar{a}_F	$\bar{\rho}_F$			
Rhein ⁴⁾ .								
22	Ork	—	6,38	0,470	7,63	1,196	0,248	
19	Sürth	—	6,00	0,270	9,55	1,590		
21	Ruhrort	—	6,40	0,190	10,53	1,643		
—	Leubsdorf	—	—	0,120	11,00	—		
18	Andernach	—	(5,80)	—	11,10	1,916	—	
20	Düsseldorf	—	5,98	0,24	9,32	1,557		
						i. M.	1,580	
Elbe ⁴⁾ .								
11	Barby	—	6,23	0,435	6,85	1,098	0,242	
12	Bartelswerder	—	6,63	0,395	7,50	1,130		
6	Mühlberg	—	7,18	0,180	10,78	1,502		
10	Galliner Durchstich	—	6,74	0,160	10,98	1,630		
14	Darchau	—	5,68	0,100	12,00	2,110	0,180	
4	Schöna	—	6,08	0,345	7,37	1,215		
8	Torgau	—	6,10	0,220	9,35	1,533		
15	Artlenburg	—	6,08	0,210	9,83	1,616		
13	Hämerten	—	5,81	0,180	9,78	1,685	—	
7	Roßblau	—	6,30	0,140	10,76	1,707		
5	Kötzschenbroda	—	7,42	0,120	13,85	1,865	—	
9	Magdeburg	—	5,12	0,02	10,86	2,120		
						i. M.	1,580	
Weser ²⁾ .								
1b	Münden	10 bis 12	— 0,015	6,26	+ 0,380	7,50	1,198	0,262
11	Hoya	303 " 306	— 0,200	8,66	+ 0,085	11,70	1,487	
8	Minden	211 " 214	— 0,600	10,90	— 0,040	13,30	1,220	
10	Schlüsselburg	238 " 240	— 0,975	12,20	— 0,125	14,50	1,190	
13	Dreye	353 " 356	0	6,22	+ 0,220	9,30	1,496	0,230
2	Gieselswerder	34 " 36	+ 0,035	6,26	+ 0,195	9,60	1,535	
9	Schlüsselburg	227 " 229	— 0,770	12,20	— 0,175	14,50	1,190	
12	Intschede	332 " 335	+ 0,278	4,00	+ 0,325	7,00	1,750	
1a	Münden	9 " 10	— 0,105	6,26	+ 0,150	9,47	1,515	0,174
3	Karlshafen	50 " 52	— 0,075	6,26	+ 0,085	10,30	1,645	
6	Rinteln	150 " 152	— 0,693	10,90	— 0,090	12,90	1,183	
						i. M.	1,400	

Der Normalwert der Feldbeschleunigungszahl ist für Rhein und Elbe übereinstimmend $\bar{\sigma}_{F_n} = 1,58 \bar{\sigma}_n$, wofür zur Abrundung gesetzt wird

$$(15) \quad \bar{\sigma}_{F_n \text{ Rhein, Elbe}} = 1,566 \bar{\sigma}_n = \frac{1}{2} \cdot \bar{g} \cdot 2 \bar{g} = \bar{g} = 9,81 \text{ m}^{1/2}/\text{sek.}$$

Für die Weser erhält man aus der Auftragung der $\bar{\sigma}_F$ -Werte in Funktion $\bar{\sigma}$,

$$(16) \quad \bar{\sigma}_{F_n \text{ Weser}} = 1,46 \bar{\sigma}_n = 2,92 \bar{g} = 9,13,$$

was mit dem arithmetischen Mittel nach der Zahlentafel annähernd übereinstimmt. Danach scheint es, daß das Verhältnis der Beschleunigungszahlen mit der Größe des Stromsystems zunimmt.

In Abb. 2 wurde $\bar{a}_F = f(\bar{\sigma}_F)$ aufgetragen und für jeden Strom gesondert ausgeglichen. Die Beziehung ist nicht eindeutig. Durch Parallelverschieben erhält man gewisse Gruppen von Querschnitten, die in bezug $f(\bar{a}\bar{\sigma})_F$ gleichwertig sind (s. Zahlentafel). Die Normalwerte \bar{a}_{F_n} sind in Abb. 2 und in der Zahlentafel angegeben. Früher habe ich für $f(\bar{a}_{F_n})$ eine Durchschnittsfunktion angegeben, die durch die gestrichelte Hyperbel angedeutet wird; ihre Scheitelordinaten stimmen mit der mittleren Weser- und mit der unteren Elbegruppe überein; im übrigen

aber ist ersichtlich, daß die Hyperbel nur einen willkürlichen Schnitt durch den wahrscheinlichen Verlauf der Funktion darstellt.

Nach Abb. 2 hat der Gradient von $f(\bar{a}_F)$ für jeden Strom einen anderen Wert. Klarer wird das Bild, wenn man davon ausgeht, daß ganz allgemein $\left(\frac{d\bar{a}}{d\bar{\sigma}}\right)_F = \text{konst}$ ist. In Abb. 3 wurde die Neigung der Parallelschar durch die Weserpunkte 1b und 13 bestimmt, von denen aus dem Profilgesetz bekannt ist, daß sie dem normalen Beharrungszustande sehr nahe kommen²⁾. Welche Art der Ausglichen mit dem wirklichen Wechselspiel der veränderlichen Profilformen übereinstimmt, kann ohne den zweckdienlichen Laboratoriumsversuch nicht entschieden werden. Für die Ermittlung der Normalwerte ist es ziemlich belanglos, wie man die Gruppenbildung vornimmt. Die ober- und unterhalb des

Normalpunktes liegenden Funktionswerte können nur dann ausgewertet werden, wenn die Veränderungen des Gefälles mit dem Wasserstande bekannt sind. In Abb. 3 ist noch angedeutet, daß $\bar{a}_F = f(\bar{\sigma}_F)$ mit zunehmender Größe des Stromsystems von links nach rechts wandert.

b) Potenzgesetze der Weser. In Abb. 2 bilden die Wesermessungen drei Gruppen, denen die Normalgleichungen

$$\bar{v} = \frac{0,262}{0,230} + (9,13 \bar{v}^{1/3}) \bar{t}^{1/3}$$

entsprechen. Die mittlere Gleichung ($\bar{a}_F = 0,230$) ist als das Gesetz des vollkommenen Beharrungszustandes anzunehmen. Die äußeren Werte geben Grenzlagen des Beharrungszustandes an, über deren Beschaffenheit hier nichts ausgesagt werden kann. Die durchschnittlichen Gefällverhältnisse der oberen, mittleren und unteren Weser werden hinreichend genau durch $i = 0,0004, = 0,0003, = 0,0002 = \text{konst}$ beschrieben. Der Einfluß von \bar{a}_F auf die Geschwindigkeit ist aus den nachstehenden Zahlen erkennbar, die für $i = 0,0003$ ermittelt wurden:

	$t = 1,00$	4,00 m
		Geschwindigkeit v m/sek
$\bar{a}_F = 0,262$	0,764	1,522
$= 0,230$	0,708	1,444
$= 0,174$	0,617	1,314

⁴⁾ Lippke, Das Abflußproblem des frei fließenden Stromes, II. Teil; Ww., Wien 1933.

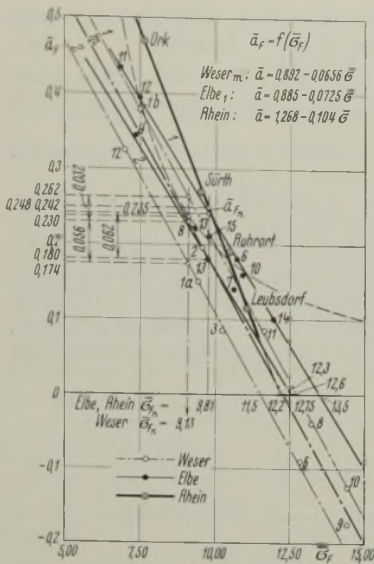


Abb. 2. $\bar{a}_F = f(\bar{\sigma}_F)$.
(Parallelverschiebung)

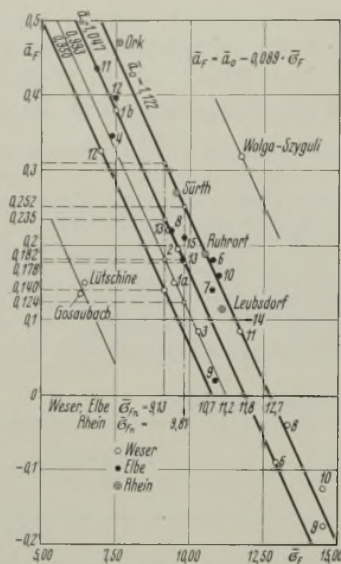


Abb. 3. $\bar{a}_F = f(\bar{\sigma}_F)$.

Um die angenäherte Potenzformel des Feldgesetzes zu erhalten, gehen wir von der Chezy-Formel aus und ermitteln den Koeffizienten k , dessen Kurven für die drei Gefäll- und \bar{a}_F -Werte in Abb. 4 aufgetragen sind.

Innerhalb jeder \bar{a} -Gruppe nimmt k mit wachsendem Gefälle, durchweg auch mit wachsender Tiefe zu. Bei den beiden ersten Gruppen aber sind die Veränderungen so gering, daß man die Mittelwerte

\bar{a}_F	k
0,262	44,00
0,230	41,7

eingeführen kann; die Auftragungen $v = k t i$ in Abb. 5 bestätigen diese Annahme. Es folgt hieraus, daß in diesen beiden Fällen die geometrische Grundfigur des normalen Weserprofils die Parabel gemäß Gl. (14) ist. Für den Parameter p' folgen die Werte

	$i = 0,0004$	$0,0003$	$0,0002$
$\bar{a}_F = 0,262$	71	82	100
$= 0,230$	60	69	85

Wörtlich: Abhängig vom Talwege wächst die Felddicke des Querschnitts. Die Felddicke wächst auch mit der Niveaushöhenverschiebung des Feldgesetzes; das bedeutet, daß die Profile der ersten Gruppe flacher als die Querschnitte der zweiten Gruppe sind. Wir kommen nun zur dritten Gruppe

($\bar{a}_F = 0,174$).

Aus Abb. 4 geht hervor, daß k sich so erheblich verändert, daß die Annahme eines unveränderlichen Mittelwertes nicht mehr angängig ist. Die Auftragung der Geschwindigkeitsfunktion in Abb. 5 deutet an, daß man die schwach gekrümmte Kurve wohl durch eine Gerade ersetzen kann; sie geht aber

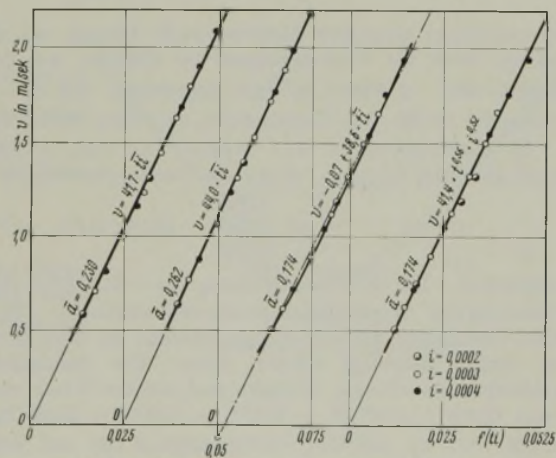


Abb. 4. Weser, $k = f(t)$.

nicht mehr durch den Nullpunkt; die Chezy-Formel hat den Charakter des Potentialgesetzes verloren, ist also nicht mehr anwendbar. Um zu einer Potenzformel zu gelangen, setzen wir jetzt nach dem Vorgange von Soldan $k = f(v t)$ und erhalten als gute Annäherung für alle drei Gefällwerte (Abb. 5)

$$v = 41,4 t^{0,56} i^{0,52}$$

Leicht zu sehen ist, daß die Felddicke dieser Profilgruppe noch kleiner als bei der mittleren oder normalen Gruppe ist ($a = 0,230$). Die Konstantenreihe \bar{a}_F entspricht also der Profilfolge innerhalb einer Stromhaltung: Übergang—Mittelquerschnitt—Kolk. Nach den vorausgegangenen Feststellungen ist die angenäherte Grundfigur der beiden ersten Profile eine quadratische Parabel.

c) Potenzgesetze für Rhein und Elbe. Die normalen Feldgesetze lauten (Abb. 2)

Rhein: $v = 0,248 + (g i^{1/3}) t^{1/3}$,
Elbe: $v = 0,242 + (g i^{1/3}) t^{1/3}$.

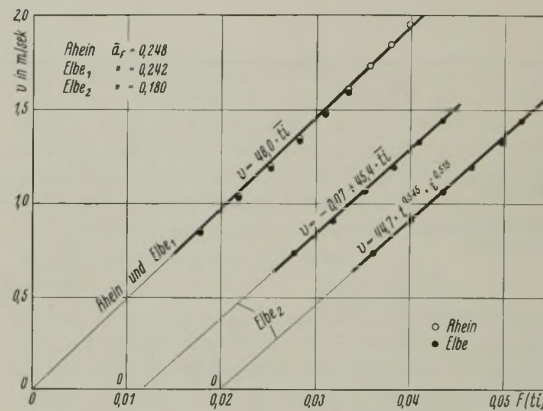


Abb. 6. Chezy-Formel und Rhein- und Elbe-Gesetz.

$$p' = \left(\frac{48,0}{39,2} \right)^3 \frac{1}{0,00016^{1/2}} = \frac{1,84}{0,01265} = 146$$

ist. Bei der zweiten Gruppe der Elbemessungen ($\bar{a}_F = 0,180$) kommt die Chezy-Formel als Potenzgesetz nicht mehr in Frage. Genau wie bei der Weser, so erfährt auch hier die Funktion eine Parallelverschiebung (Abb. 6), und der Formelbeiwert folgt der Hyperbelfunktion

$$k = -\frac{v'}{t i} + k' = -\frac{0,07}{t i} + 45,4.$$

Setzt man nun auch hier $k = f(v t)$, so folgt als annäherndes Exponentialgesetz der Geschwindigkeit

$$v = 44,7 t^{0,545} i^{0,515}$$

In Hinsicht des Ergebnisses für die Weser ist leicht festzustellen, daß die Konstante \bar{a}_F des Feldgesetzes den Grad und die Beschleunigungszahl σ_F den Parameter der Potenzformel bestimmen.

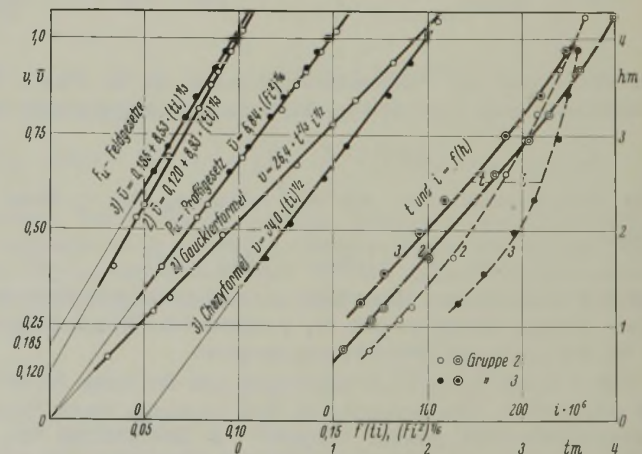


Abb. 7. Abflußgesetze im Lippe-Profil bei Crudenburg.

d) Einfluß der Geschiebewanderung auf das Feldgesetz. Die in Abb. 7 aufgetragenen Lippemessungen zeigen zwei verschiedene Stromzustände an, die durch wandernde Sände bedingt werden. Die mittlere Tiefe ist bei Gruppe 3 rd. 30 cm kleiner als nach den Messungsergebnissen der Gruppe 2. Naturgemäß zeigt der Stromzustand nach Gruppe 3 größere Gefälle als nach Gruppe 2. Diese merklichen Zustands-

änderungen haben auf das Profildgesetz der Geschwindigkeit keinen Einfluß; es lautet für alle Messungen (P_u -Gesetz)

$$\bar{v} = 6,84 \sqrt[6]{F i^2}$$

Sehr deutlich dagegen machen sich die Tiefen- und Gefälländerungen in den Feldgesetzen bemerkbar (Abb. 7). Das angenäherte Exponentialgesetz wird für Gruppe 3 durch die Chezy-Formel und für Gruppe 2, d. h. bei vertiefter Sohle, durch die Gauckler-Formel angegeben (Abb. 7). Für Gruppe 3 — Chezy-Profil — ist

$$n_0^2 \bar{t} i = \left(\frac{34}{46,8}\right)^3 = 0,728^3 = 0,386 = \text{konst.}$$

Für Gruppe 2 — Gauckler-Profil — ist

$$n_0^2 \bar{t} i = \left(\frac{26,4}{46,8}\right)^3 = 0,179 = \text{konst.}$$

Weil das Gefälle mit steigendem Wasserstande größer wird (Abb. 7), so folgt, daß auch beim Gauckler-Profil die Felddichte mit wachsenden Werten von t kleiner werden muß.

e) Der Querschnitt mit unveränderlicher Felddichte. Das Feldgesetz für den Elbequerschnitt bei Darchau ist in der Zahlentafel mit $\bar{v} = 0,10 + 12,0(t i)^{1/3}$ angegeben. Die Auftragung der Meßwerte zeigt, daß diese Beziehung hinreichend genau durch den Potentialansatz

$$\bar{v} = 13,50 (t i)^{1/3}$$

ersetzt werden kann. Weil nun nach dem Profildgesetz (s. Zahlentafel)

$$\bar{v} = 5,68 \sqrt[6]{F i^2}$$

ist, so erhalten wir für die Felddichte des Querschnitts

$$n_0^2 = \left(\frac{13,5}{5,68}\right)^6 = 2,38^6 = 182 = \text{konst.}$$

Nach den Messungsergebnissen nimmt die Spiegelbreite geradlinig mit dem Wasserstande zu, und zwar ist

$$b = 248 + 91 h.$$

Die geometrische Grundfigur des Profils ist ein Dreieck, dessen Maße in Abb. 1 angegeben sind. Die mittlere Böschung des Profiltalles über PN ist 1 : 45,5. Unbeschadet der Bedingung $n_0^2 = \text{konst}$ für den zugänglichen Querschnitt kann F_u , das ist der Profiltalteil unter PN, ganz beliebig geformt sein.

Die Auftragungen in Abb. 8 zeigen, daß der rechnermäßige Abflußvorgang in dem Profil mit konstanter Felddichte mit den beobachteten Werten gut übereinstimmt. Eine Eigenart dieses Profils ist, daß der Beiwert n der Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter sich nur wenig verändert; bei $i = \text{konst}$ würde auch $n = \text{konst}$ sein.⁵⁾

Als weitere Beispiele für Querschnitte mit annähernd konstanter Felddichte seien kurz genannt:

Meßprofil im Rhein bei Düsseldorf:

a. P.	Q	b	t	n_0^2	\bar{v}	\bar{v}_F
m	m ³ /sek	m	m			
NW . .	0,60	900	332	3,46	96	5,98
bordvoll	4,40	3700	500	5,00	100	

Donauprofil, Franz-Joseph-Brücke in Wien:

bordvoll	2,80	4330	519	3,53	147	4,88
HW . .	5,93	9900	805	4,93	163	

Der Stromquerschnitt mit konstanter Felddichte ist nun keineswegs ein natürliches Profil, das durch die formbildende Kraft des Stromes entstanden wäre. Von den Profilen Düsseldorf und Wien ist bekannt, daß hier planmäßige und umfangreiche Vorlandabgrabungen ausgeführt worden sind; dasselbe kann vom Profil Darchau angenommen werden. Von den natürlichen Profilformen kommen die verhältnismäßig breiten und flach geböschten Querschnitte der Stromübergänge der Bedingung $n_0^2 = \text{konst}$ am nächsten. Hier treten die größten Spiegelbreiten auf, die der Strom nötig hat. Der praktische Wert der gewonnenen Aufschlüsse liegt demnach darin, daß man Querschnittserweiterungen für die Regelung des engeren Hochwasserbettes zweckmäßig so anlegt, daß die Feld-

dichte des Ausgangsquerschnitts F_u für die höheren Wasserstände nach Möglichkeit unverändert beibehalten wird. Der Querschnitt mit konstanter Felddichte ist auch dort am Platze, wo die Vorländer durch den Umgang des Bergbaues unter dem Strombett abgesenkt werden; ein Problem, das für die Niederrheinstrecke Duisburg—Orsoy akut ist.

III. Bemerkungen zum Ähnlichkeitsgesetz von Reynolds.

Das Ähnlichkeitsgesetz verlangt bekanntlich, daß der Chezy-Koeffizient k in jedem Falle eine Funktion der gleichen Potenzen der Tiefe und der Geschwindigkeit ist. Über die Form der Abhängigkeit $k = f(v t)$ sagt das Ähnlichkeitsgesetz nichts aus. Es ist aber üblich, bei der freien Strömung allgemein den Exponentialansatz

$$(17) \quad k = c' (v t)^m$$

zu machen. Setzt man diesen Ausdruck in die Chezy-Formel ein, so folgt für positive Werte des Exponenten m

$$v = c'^{1-m} t^{1-m} i^{1-m} = c t^\varphi i^{1/\psi}$$

Die Charakteristik dieser Beziehungen ist

$$\frac{1 + \varphi}{\psi} = 3 = \text{konst.}$$

Man sieht leicht, daß die Kräftefunktion ($t i$) nur für $m = 0$ symmetrisch ist, d. h. nur in diesem Falle üben Masse $= f(t)$ und Beschleunigung $= f(t)$ den gleichen Einfluß auf die Geschwindigkeit aus. Bei Werten $m > 0$ ist der Einfluß der Masse größer als der der Beschleunigung, bei Werten $m < 0$ überwiegt der Einfluß der Beschleunigung. Diese Beziehungen treten klar hervor, wenn man den Exponentenunterschied

$$\pm \mu = \varphi - \psi = \frac{m}{1 - m}$$

eingführt; es kommt

$$v = c^{1 \pm \mu} t^{\frac{1}{2}(1 \pm 3\mu)} i^{\frac{1}{2}(1 \pm \mu)}$$

Für $\mu = 0$ geht der Ansatz in die ursprüngliche Chezy-Formel über; für $+\mu$ ist $\varphi > \psi$, für $-\mu$ ist $\varphi < \psi$.

Steht im Einzelfalle nur die Strömung in Funktion des Gefälles in Frage, also das Fließen in zylindrischen Röhren oder in offenen Gerinnen mit unveränderlicher Tiefe, so geht die Gleichung für k über in

$$k = (c t^m) v^m = c_0 v^m;$$

k ist nur noch von der Geschwindigkeit abhängig.

Soldan sagt von diesen Beziehungen, daß sie die zu Zeit bestbe-gründete Geschwindigkeitsformel auf wissenschaftlicher Grundlage darstellen. In Übereinstimmung hiermit warnte Krey, Exponentialformeln zu verwenden, bei denen die Exponenten sich nicht wie

$$\frac{\varphi}{\psi} = 3 - \frac{1}{1/2(1 + \mu)}$$

verhalten; wenn sich bei der Mittelwertbildung aus praktischen Messungen abweichende Zusammenstellungen ergäben, so läge das nur daran, daß ungleiche Verhältnisse, die untereinander nicht ähnlich sind, zur Mittelwertbildung herangezogen worden seien.

Die Gültigkeit des Reynoldsschen Ähnlichkeitsgesetzes steht und fällt mit der physikalischen Bedeutung des spezifischen Zähflüssigkeitswiderstandes \mathcal{D} nach Poiseuille. Ist \mathcal{D} eine wirkliche Stoffkonstante, ein Eichwert, der in keiner Weise von den Abmessungen des jeweiligen Abflußquerschnitts abhängt, so hat die Modellregel von Reynolds Wirklichkeitsgehalt. Ist aber \mathcal{D} eine Funktion der Schichtdicke bzw. des Durchmessers, wie dies für die Strömung in Röhren erwiesen ist⁶⁾, so hat das Ähnlichkeitsgesetz keine ursprüngliche Bedeutung. Denn ist $\mathcal{D} = \mathcal{D}_a t$, wo \mathcal{D}_a die Konstante bedeutet, die dem Ähnlichkeitssatze wirklich genügt, so geht der Ansatz für k über in

$$k = c_0' v^m.$$

Wörtlich: Der Chezy-Koeffizient ist lediglich eine Funktion der Geschwindigkeit. Ein Einfluß der Profilform kann nur als reines Zahlenverhältnis auftreten, dessen Gesetzmäßigkeiten von Fall zu Fall festzustellen sind. Aus den vorliegenden Untersuchungen hat sich ergeben, daß das Geschwindigkeitsgesetz in Funktion der mittleren Tiefe, das ist das Feldgesetz, durch die Form des Abflußquerschnitts bestimmt wird, und daß das allgemeine Feldgesetz durch angenäherte Exponentialgleichungen ersetzt werden kann. Für die drei wichtigsten Ströme unseres Vaterlandes wurde festgestellt, daß das normale Feldgesetz mit hinreichender Genauigkeit durch die Chezy-Formel, also durch die totale Differentialfunktion des Profildgesetzes der Geschwindigkeit angegeben wird. Hier kommt das Ähnlichkeitsgesetz von Reynolds gar nicht mehr in Frage; denn die Veränderungen der Beschleunigungszahl k von einer Profilgruppe zur anderen, oder von einem Stromsystem zum anderen, können nicht mehr aus mechanischen Ähnlichkeitsbetrachtungen abgeleitet werden.

Die Beobachtung erschließt örtliche Abflußzustände, die mit dem Reynoldsschen Ähnlichkeitsgesetz nicht vereinbart werden können, aber

⁵⁾ Lippke, Beitrag zur Kenntnis der Geschwindigkeitsformel von Ganguillet u. Kutter. Wkr. u. Ww. 1934.

⁶⁾ Lippke, Das Abflußproblem in Rohrleitungen, Ww., Wien 1934.

dennoch in rationellem Zusammenhange mit der Chezy-Formel stehen. Von diesen Vorgängen, bei denen eine Vermengung ungleichwertiger Beobachtungen ausgeschlossen ist (Krey), soll kurz festgestellt werden, wie das angenäherte Feldgesetz ausfällt, wenn man die Ähnlichkeitsbeziehungen nach Reynolds als ursprüngliche Gesetzmäßigkeit ansieht. Für die zu untersuchenden Fälle haben wir die nachstehende Potenztafel:

	φ	ψ	$\varphi + \psi$	μ
Chezy-Formel (-Profil)	1/2	1/2	6/6	0
1. F_g -Gesetz (-Profil)	2/3	1/3	6/6	2/6
2. Gauckler-Formel (-Profil)	2/3	1/2	7/6	1/6
3. Lahmeyer-Formel (-Profil)	2/3	2/3	8/6	0

Das erste Gesetz ist die partielle, das dritte Gesetz die totale Integralfunktion der Chezy-Formel, das zweite Gesetz ist das geometrische Mittel dieser Integralfunktionen.

Das F_g -Gesetz: Das angenäherte und auf die Mittelwerte bezogene Feldgesetz der Rheinstraße km 280—284 unterhalb Ruhrort lautet (Abb. 9)

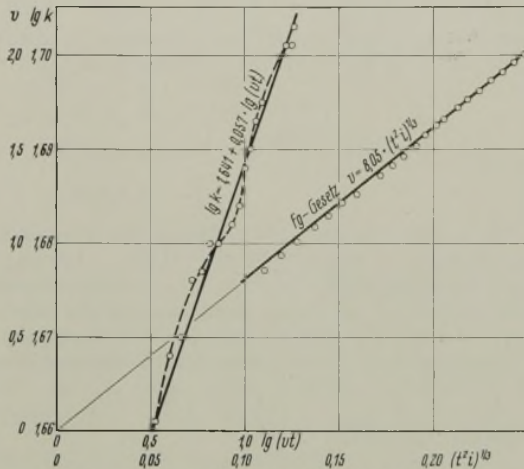


Abb. 9. F_g -Profil und Ähnlichkeitsgesetz (Rhein unterh. Ruhrort), km 280 bis 284.

$v = 8,05 t^{2/3} i^{1/3}$.
Hieraus folgen für den Chezy-Koeffizienten die Potenzgesetze

$$k = 8,05^{3/2} \sqrt{\frac{t}{v}} = 8,05 \sqrt[6]{\frac{t}{i}}$$

k ist also in diesem Falle wohl eine Funktion der gleichen, aber symmetrisch angeordneten Potenzen von t und v . Rechnet man nun k aus und setzt nach dem Ähnlichkeitsgesetz $k = f(vt)$, so ergibt die logarithmische Auftragung eine sich schlängelnde Kurve, die über die Grenzwerte geradlinig ausgeglichen werden kann (Abb. 9). Man erhält

$$k = 43,8 (vt)^{0,057},$$

woraus der Geschwindigkeitsansatz

$$v = 55,4 t^{0,59} i^{0,53}$$

folgt. Weitere Beispiele, die dazwischen könnten, wie sich eine Änderung der Beschleunigungszahl $\beta_0 = 8,05$ auf $k = f(vt)$ auswirkt, sind nicht zur Hand. Soviel aber ist erkennbar, daß die Umformung auf die Reynoldssche Modellregel den plausiblen und klaren F_g -Ansatz arg verdunkelt.

Die Lahmeyer-Formel: 1. Im Elbepprofil bei Darchau gilt das angenäherte Feldgesetz (Abb. 8)

$$v^2 = \sigma_F^3 v t i = 2460 v t i.$$

Hieraus folgt für den Chezy-Koeffizienten

$$k^2 = \frac{\sigma_F^3 v}{v} = 2460 v,$$

oder

$$k = \frac{\sigma_F^{3/4} v^{1/4}}{v^{1/4}} = \sigma_F (t i)^{1/6} = 49,6 v^{1/4} = 182 (t i)^{1/6}.$$

k ist also der $1/4$ -Potenz der Geschwindigkeit oder der $1/6$ -Potenz der Kräftefunktion verhältig. Setzt man nun $k = f(vt)$, so liefert die logarithmische Auftragung mit guter Übereinstimmung (Abb. 10)

$$k = 44,3 (vt)^{0,07}.$$

Es folgt dem Reynoldsschen Gesetz genügende Geschwindigkeitsansatz

$$v = 58,6 t^{0,612} i^{0,537}.$$

2. Das Geschwindigkeitsgesetz im Rheinprofil bei Felsberg (Schweiz) ist dem Elbengesetz im Profil Darchau ähnlich, d. h. in beiden Querschnitten ist die Felddichte konstant und die geometrische Grundfigur des Profils ein Dreieck bzw. Trapez (Abb. 10, rechts). Das angenäherte Feldgesetz lautet

$$v^2 = 581 v t i,$$

woraus

$$k = 24,1 v$$

folgt. Diese Wertreihe liefert als $k = f(vt)$ wiederum sehr genau eine logarithmische Gerade (Abb. 10), deren Exponentialgleichung

$$k = 24,8 (vt)^{0,13}$$

ist; sie ergibt den Geschwindigkeitsansatz

$$v = 30,8 t^{0,725} i^{0,575},$$

der in gar keinem Zusammenhange mit dem Gesetz für Darchau steht. Wir haben das sonderbare Ergebnis, daß das Ähnlichkeitsgesetz von Reynolds eine nach der Voraussetzung vorhandene Ähnlichkeit verwischt und zwei nichtssagende Potenzformeln an die Stelle eines einleuchtenden Zusammenhanges setzt, der in den Grundanschauungen der allgemeinen Mechanik verankert ist. Hiernach scheint es ausgeschlossen, daß es je gelingen sollte, die rein statistisch zu bewertenden Potenzformeln so zusammenzufassen, daß gewisse Profiltypen nach ihren Eigenarten klar beschrieben werden können (Soldan).

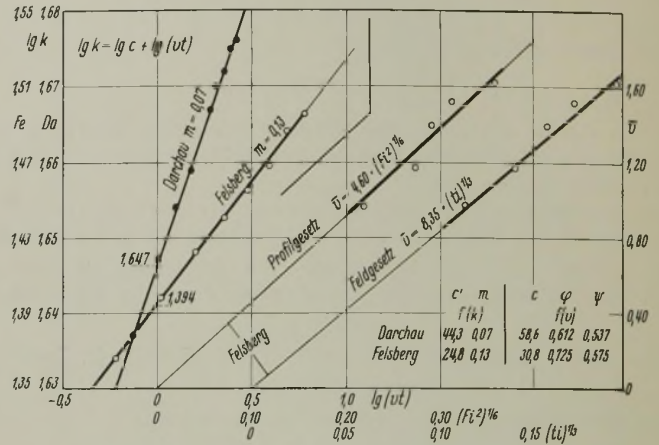


Abb. 10. Lahmeyer-Profil Ähnlichkeitsgesetz (Elbe b. Darchau und Rhein b. Felsberg).

Jedenfalls ist aber die Reynoldssche Regel zur Ermittlung des Wertes k anwendbar, wenn die Chezy-Formel eine Differentialfunktion des wirklichen Feldgesetzes ist.

Die Gauckler-Formel. 1. Lippeprofil bei Crudenburg, Gruppe 2: Abb. 7 läßt keinen Zweifel, daß das angenäherte Feldgesetz durch

$$v = 26,4 t^{2/3} i^{1/2}$$

angegeben wird. Die gleiche Gesetzmäßigkeit tritt auch 2. im Rheinprofil bei Waldshut (Schweiz) auf (Abb. 11, rechts), wo

$$v = 38,0 t^{2/3} i^{1/2}$$

ist. Der Chezy-Koeffizient ist in diesem Falle eine reine Funktion der Tiefe:

$$k = 26,4 t^{1/6}$$

und

$$k = 38,0 t^{1/6}.$$

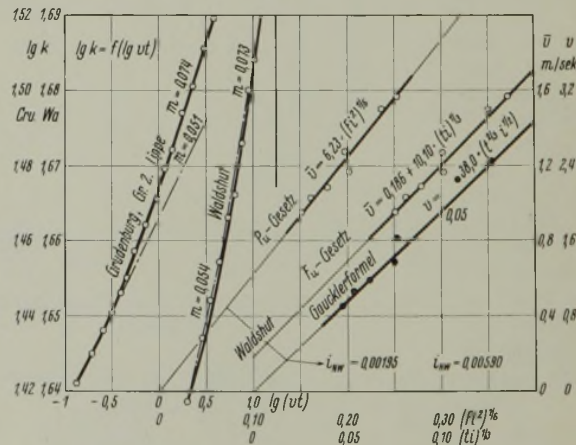


Abb. 11. Gauckler-Profil und Ähnlichkeitsgesetz (Lippe b. Crudenburg und Rhein b. Waldshut).

Trägt man nun die Logarithmen von $k = f(vt)$ auf, so erhält man keine Gerade, sondern schwach gekrümmte Kurven (Abb. 11, links): Der Exponent m ist eine Funktion unbekannter Veränderlicher. Nach dem Befunde versagt die Reynoldssche Modellregel, wenn das angenäherte Feldgesetz durch die Gauckler-Formel angegeben wird.

Werden die $\log k$ -Kurven näherungsweise durch gebrochene Gerade ersetzt, so erhält man für jeden Querschnitt zwei Exponentialgleichungen, die der Vermutung Raum geben könnten, das Geschwindigkeitsgesetz erfahre bei steigendem Wasser bzw. bei eintretender Geschiebewanderung eine Veränderung. Die ursprünglichen Gesetzmäßigkeiten aber überzeugen davon, daß die vermeintliche Zustandsänderung nur durch die hier nicht anwendbare Modellregel von Reynolds vorgetäuscht wird.

Im übrigen ersieht man aus den übereinstimmenden Werten des Exponenten m für die gebrochenen Geraden (Abb. 11), daß das Reynoldssche Gesetz in diesem Falle für ähnliche Vorgänge ebenfalls ähnliche Ausdrücke liefert, die aber erst dann brauchbar werden, wenn man sie auf die Gleichung von Gauckler umformt.

IV. Normalgleichung des Chezy-Koeffizienten.

Aus dem Vorgetragenen folgt ohne weiteres, daß man das Gesetz für k sehr verschieden anschreiben kann. Immer wird die Fassung davon abhängen, welcher Gesetzmäßigkeit der Strömungsablauf im Ursprunge folgt. Wir wählen die einfachste Darstellung für den Fall der Potentialströmung im Profil. Wird das Profilagezetz

$$(18) \quad v^3 = \sigma^3 n_0 t i = \sigma^3 n_0 S'$$

partiell differenziert, so ergibt sich

$$v = \frac{2}{3} \sigma^3 n_0 \cdot \frac{\partial S'}{\partial v}$$

Aus (18) folgt aber auch

$$(19) \quad k^2 = \sigma^3 n_0 v.$$

Den Wert für v eingesetzt, folgt

$$(19') \quad k^2 = \frac{2}{3} \sigma^3 n_0^2 \cdot \frac{\partial S'}{\partial v}$$

Wörtlich: Die Differentialgleichung der mittleren Geschwindigkeit ist auch das ursprüngliche Gesetz des Chezy-Koeffizienten.

Setzt man in (19) für n_0 den Wert ein, so kommt

$$(19'') \quad k^2 = \sigma^3 \sqrt{\frac{b v}{t}} = \frac{\sigma^3}{t} \cdot b v.$$

k ist also eine Funktion der Geschwindigkeit und eines Längenverhältnisses. Der Ansatz von Reynolds gilt nur für konstante Tiefe. Ist $n_0 = \text{konst}$, so ist lediglich $k = f(v)$, was mit dem k -Gesetz für die Strömung in Rohrleitungen übereinstimmt⁶⁾. Für die freie Strömung in veränderlichen Querschnitten führen wir jetzt in (19) die Normalgleichung der Felddichte gemäß (4) ein und erhalten

$$(20) \quad k^2 = \sigma^3 \left[\frac{a_F}{\sigma(t i)^{1/3}} + \frac{\sigma_F}{\sigma} \right]^3 v.$$

Für die Darstellung des Normalgesetzes wird $\sigma = 2g$ gesetzt; ferner nach dem Befunde für Rhein und Elbe: $\sigma_F = g$, $a_F = 0,245 \approx 1/4$. Mit diesen Werten folgt für $i = 0,00016 = \text{konst}$

$$(20') \quad k^2 = 8g^3 \left[\frac{1}{8g(t i)^{1/3}} + \frac{g}{2} \right]^3 v.$$

Hierin die Potentialgeschwindigkeit des Feldes,

$$\bar{v}_0 = g(t i)^{1/3}$$

eingeführt, gibt

$$(20'') \quad \begin{cases} k^2 = 8g^3 \left[\frac{g}{8\bar{v}_0} + \frac{g}{2} \right]^3 v \\ = g^3 \left[\frac{1}{4\bar{v}_0} + 1 \right]^3 v. \end{cases}$$

Ausmultipliziert, ergibt

$$(21) \quad \begin{cases} k^2 = g^3 \left[\frac{1}{64\bar{v}_0^3} + \frac{3}{16\bar{v}_0} + \frac{3}{4\bar{v}_0} + 1 \right] v \\ = g^3 \Gamma v = k_1^2 + k_2^2 + k_3^2 + k_4^2. \end{cases}$$

Γ ist die Einflußzahl der Felddichte; sie hat die Dimension eins, weil $a = 1/16$ eine Geschwindigkeit ist. g^3 hat die Benennung m/sek^3 , weil g^3 aus der Klammer dimensionslos ist; also muß k^2 eine Beschleunigungszahl mit der Benennung m/sek^2 sein. Wir beachten, daß die Zahlenwerte nur für den Beharrungszustand des Rheins und der Elbe gelten.

Die Bedeutung der Gl. (21) wird durch Abb. 12 veranschaulicht, wo k^2 und k in Funktion v aufgetragen sind. Für $v = \infty$ wird $\Gamma = 1$; k strebt also dem Grenzwerte

$$\lim_{v \rightarrow \infty} k = g^3 v$$

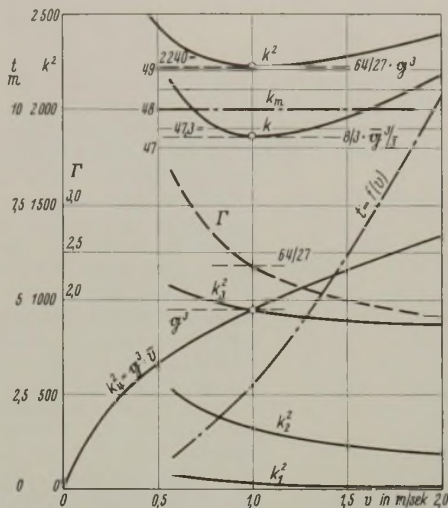


Abb. 12. Gesetz des Chezy-Koeffizienten für Rhein und Elbe.

zu. Für $v = 1 \text{ m/sek}$ wird $f(k) = \text{min}$; die Einflußzahl Γ hat dann den Wert $64/27$, also ist

$$k_{\text{min}} = 64/27 g^3.$$

Für diesen Zustand gilt

$$k_3^2 = k_4^2 = g^3.$$

Die Komponente k_1^2 kann gemeinhin vernachlässigt werden. Die Veränderungen von $f(k)$ sind in dem dargestellten Geschwindigkeitsintervall 0,6 bis 2,0 m/sek so gering, daß es zulässig ist, den Mittelwert $k_m = 48,0 = \text{konst}$ anzunehmen.

Jede Komponente von k^2 kann auf die Weibachsche Widerstandszahl

$$\lambda = \frac{2g}{k^2}$$

gebracht werden; man erhält so den Anschluß an die geläufige Theorie des Oberflächenwiderstandes bzw. an die mechanischen Gesetze des gleitenden Starrkörpers.

Zusammenfassung.

Auf der Grundlage des integralen Gesetzes

$$v^3 = \sigma^3 F i^2 = \sigma^3 n_0^2 (t i)^2$$

wird nachgewiesen, daß es bei natürlichen Wasserläufen für die Geschwindigkeit in Funktion der mittleren Tiefe keine bestimmte und unabänderliche Gesetzmäßigkeit gibt. Jeder anders geformte Querschnitt verlangt eine veränderte Geschwindigkeitsfunktion, die durch das Gesetz der Profilentwicklung in Funktion des Wasserstandes vorgeschrieben wird. Diese Tatsache erklärt zum guten Teil die zahlreichen und sehr verschiedenen, empirischen Geschwindigkeitsformeln.

Für die deutschen Ströme Rhein, Weser und Elbe wird nachgewiesen, daß das durchschnittliche oder normale Abflußprofil des Beharrungszustandes mit sehr großer Annäherung der quadratischen Parabel entspricht; es gilt die Chezy-Formel mit festem Beiwert.

Für dreieckige und trapezförmige Abflußquerschnitte gelten bei konstantem Gefälle alle v -Formeln, die die Geschwindigkeit in Abhängigkeit zur $2/3$ -Potenz der Tiefe stellen. Von diesen Profilformen ist der Querschnitt mit unveränderlicher Felddichte für Regelungsmaßnahmen des Hochwasserbettes von Bedeutung.

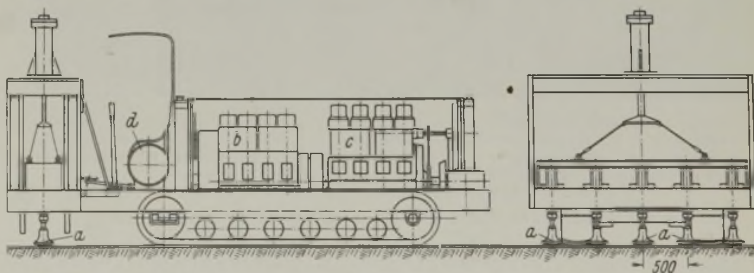
Vom Reynoldsschen Ähnlichkeitsgesetz wird durch Messungsergebnisse nachgewiesen, daß ihm die vermutete, ursprüngliche Gesetzmäßigkeit nicht zukommt.

Vermischtes.

Druckluft-Stoß-Rüttelgeräte für Bodenverdichtungen. Zum Verdichten von Erdmassen kann außer dem Walz-, Stampf-, Spülkippen- und Rüttelverfahren auch eine Vereinigung des Stampf- und Rüttelverfahrens angewendet werden, bei dem die Schüttmassen einem Stoß und einer Erschütterung zugleich ausgesetzt werden. Nach einer gewissen Bearbeitungszeit setzen sich dann die einzelnen Teilchen einer Schüttung überaus eng zusammen. Die Schlagzeiten und die Höhe der Schüttung sind je nach der Bodenart verschieden.

Das größere Gerät (der Frankfurter Maschinenbau AG, vorm. Pokorny & Wittekind) fährt auf Raupen und besitzt einen Luftverdichter mit Dieselmotorantrieb (s. Abb.). Die Druckluft gelangt vom Verdichter zunächst in einen Speicher und dann durch Gummischläuche zu den fünf voneinander unabhängigen Stoß-Rüttlern a , die in einer Reihe nebeneinander vor der Maschine liegen. Jeder 105 kg schwere Stoß-Rüttler (Schlagarbeit 20 kgm/Schlag) trägt an seinem unteren Ende eine Verdichtungsplatte in Form einer Kugelhaube mit 625 cm^2 Fläche. Die Stoß-Rüttler arbeiten mit hoher Schlagzahl ähnlich wie Preßluftschlämmer (Hub 140 mm, Schlagzahl des Kolbens 1300/min) und haben bei 6 atü Druck einen Luftbedarf von 8,5 m^3 min. Das zwischen den einzelnen Stoß-Rüttlern liegende Schüttgut, das von den Stampferflächen nicht getroffen wird, verdichtet sich ebenso wie die senkrecht unter den Stoß-Rüttlern befindliche Schüttung. Wenn das Stoß-Rüttelgerät über eine kurze Strecke nach einer anderen Arbeitsstelle fährt, werden die 5 Stoß-Rüttler gemeinsam durch einen Druckluftzylinder angehoben. Beim Stillsetzen der Druck-

luft-Einrichtung hält eine mechanische Sperrvorrichtung die Stoß-Rüttler in ihren obersten Stellungen fest. Die Leistung des Gerätes beträgt bei einer Schütthöhe von 1 m je nach der Bodenart 75 bis 120 m^2/h . Nach



a Stoß-Rüttler. b Luftverdichter. c Vierzylinder-Dieselmotor (75 PS Leistung bei 1000 Uml./min). d Druckluftspeicher.

Auf Raupen verfahrbares Druckluft-Stoß-Rüttelgerät.

Versuchen durch das Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Stuttgart wurde bei einer 5 m dicken Schüttung aus feinem Sand dieselbe Verdichtung wie bei gleichartigem, gewachsenem Boden festgestellt, wobei die Verdichtungswirkung senkrecht nach unten ging und die benachbarten Erdmengen nicht seitlich aufquollen.

Für Verdichtungen geringeren Ausmaßes dient das Klein-Gerät mit 2, 3 oder 4 Stoß-Rüttlern, das von Hand verfahren wird, sonst aber grundsätzlich ebenso wie das größere Gerät arbeitet. Damit das von einer gewöhnlichen Druckluftanlage gespeiste Gerät nicht kippt, ist am Rahmen eine Stütze angebracht, die beim Fahren hochgezogen wird. Je nach der Bodenart lassen sich bei 1 m Schütthöhe an Leistung mit 2 Stoß-Rüttlern 30 bis 40 m²/h, mit 3 Stoß-Rüttlern 45 bis 70 m²/h und mit 4 Stoß-Rüttlern 60 bis 100 m²/h erreichen.

Unterdruck-Betonmischer. Das Streben nach Verbesserungen der Baustoffeigenschaften hat zum Mischen von Beton bei Unterdruck geführt. In den Trommeln der hierbei verwendeten Freifall-Mischer (von Fried. Krupp-Grusonwerk AG) (Abb. 1 u. 2) herrscht während des Mischvorganges ein Unterdruck.

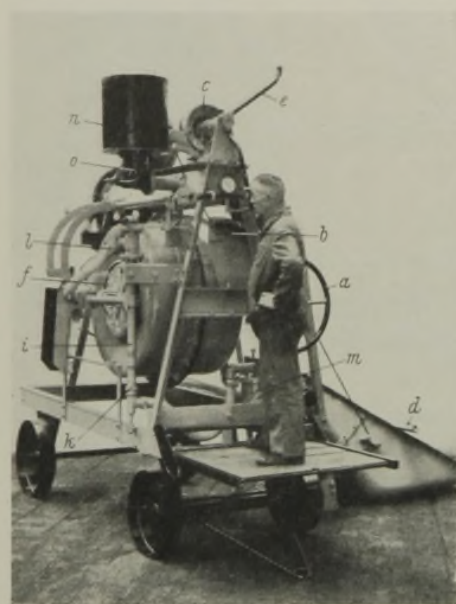
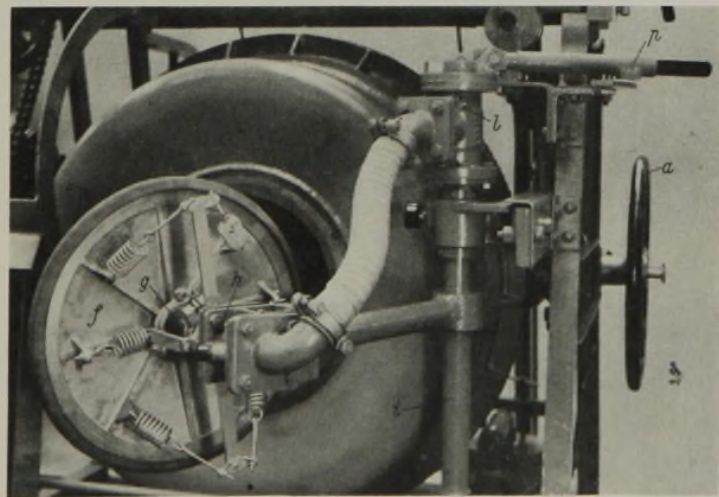


Abb. 1. Unterdruck-Betonmischer während des Mischens.

Im Innern der aus Stahlblech geschweißten Trommel befinden sich lange und kurze Schaufeln, die die Betonbestandteile beim Drehen der Trommel innig mischen. Die Trommel, die am Boden in einem in einer Traverse befestigten Stahlzapfen drehbar gelagert ist, wird durch eine Kippvorrichtung, die aus dem Handrad *a* und dem kreisbogenförmigen Zahnkranz *b* mit Ritzel besteht, in die Füll- oder Mischstellung geschwenkt und durch ein Sperrwerk festgehalten. Die Mischstellung der Trommel ist gleichzeitig Entleerstellung. Den Zement und die Zuschläge bringt man durch die Winde *c* mit zwei Seiltrommeln und einer Mulde in die Trommel. An der Mulde ist ein Anschlag *d* befestigt, der in der höchsten

Stellung gegen den Hebel *e* stößt und die Winde ausschaltet.

Der Hauptteil des Mixers ist die Unterdruckeinrichtung. An dem Deckel *f* aus Leichtmetall ist das kurze Rohrstück *g* angesetzt, das sich in der Stopfbüchse *h* dreht und durch einen Gummischlauch mit dem drehbaren Saugrohr *i* verbunden ist. Das Saugrohr *i* dreht sich unten in der Stopfbüchse *k* und trägt oben das Steuerventil *l*, mit dessen



a Handrad. *b* Zahnkranz zum Kippen der Mischtrommel. *c* Winde zum Beschicken der Trommel. *d* Anschlag. *e* Hebel zum selbsttätigen Abschalten der Winde. *f* Mischtrommeldeckel. *g* Rohrstück. *h, k* Stopfbüchsen. *i* drehbares Saugrohr. *l* Steuerventil für den Deckel und den Unterdruck. *m* Unterdruckbehälter. *n* Meßgefäß für Mischwasser. *o* Ventil zum Abschluß des Meßgefäßes. *p* Handgriff zum Steuerventil (*l*).

Abb. 2. Deckel mit Unterdruckeinrichtung des Mixers.

Handgriff *p* sechs Arbeitsgänge geschaltet werden (Festhalten des Deckels in seiner geöffneten Stellung, Schließen des Deckels, Öffnen des Ventils zur Erzeugung des Unterdruckes in der Trommel, Belüften der Trommel nach einem Mischvorgang, Öffnen und Feststellen des Deckels). Alle Bewegungen folgen einander zwangsläufig. Das Saugrohr *i* steht durch einen Gummischlauch mit dem Behälter *m* in Verbindung. Da in dem Behälter *m* während des Entleerens, Füllens und Mischens der Trommel von einer langsam laufenden Kolbenpumpe mit gewichtslosen Ventilen ein Unterdruck erzeugt wird, kann der Druck in der Mischtrommel unmittelbar nach dem Schließen des Deckels ohne Zeitverlust herabgesetzt

werden. Die Größe des Unterdruckes liest der Bedienungsmann, der auf einer hochklappbaren Plattform steht, an einem Druckmesser ab.

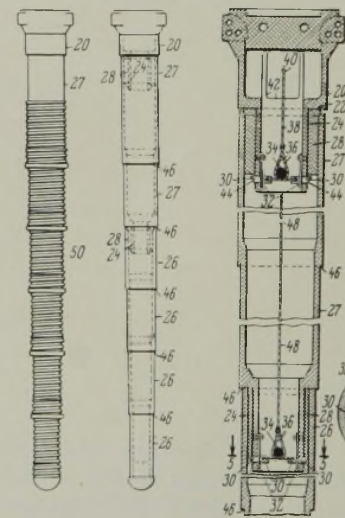
Das Mischwasser wird dem Meßgefäß *n* entnommen. Zwischen der Wasserleitung und dem Meßgefäß befindet sich das Ventil *o*, dessen Kegel durch den Druck des Leitungswassers auf seinen Sitz gepreßt wird, so daß Druckschwankungen in der Wasserleitung ohne Einfluß auf die abgemessene Wassermenge bleiben.

Trotz des Unterdruckverfahrens ist die Leistung des Mixers ebenso groß wie die eines gewöhnlichen, gleich großen Trommelmixers. Angetrieben wird das Gerät von einem angebauten Elektro- oder Verbrennungsmotor oder durch einen Riemen von einer Transmission. Versuche über die Eigenschaften des mit solchen Mixern erzeugten Betons ergaben:

	Gewöhnlicher Beton	Unterdruckbeton
Druckfestigkeit %	100	150
Wasserdurchlässigkeit in 5 h auf 100 cm ² Fläche (Druck bis 14 at) cm ³	287	4
Abschliff nach 48 h in % des Körpergewichts	17,24	3,26
		R. —

Patentschau.

Vorrichtung zur Herstellung von Betonpfählen im Erdboden. (Kl. 84 c, Nr. 587 344 vom 8. 4. 1932 von Raymond Concrete Pile Company in New York.) Die einzelnen Schüsse des im Erdboden verbleibenden, mit Beton gefüllten Blechmantels sind durch eine Gewindehülse miteinander verbunden, die an der Stoßstelle der Mantelschüsse einen als Anlageschulter für den Rammkern dienenden Absatz aufweist. Letzterer ist durch einen auf die Gewindehülse aufgesetzten Ring verstärkt, dessen Außendurchmesser größer ist als der des unmittelbar über ihm liegenden Mantelschusses. Der gehäuseartig ausgebildete Treibkopf *20* ist mit einer ringförmigen Schulter *22* versehen, die in der Betriebslage auf der Stirnfläche des Kernabschnitts *26* oder *27* ruht, der mit einer Buchse *28* ausgekleidet ist. Zum Hochziehen des Kerns bei abgehobenem



Treibkopf sind die Mittel zur Verriegelung des vom Treibkopf nach unten sich erstreckenden Ansatzes *24* mit dem Kernabschnitt lösbar. Diese Verriegelungshaken *30* erstrecken sich durch die Wandung des Ansatzes *24* und werden mittels Blattfedern *32* nach außen gedrückt. Durch das Innere des Ansatzes erstreckt sich ein Rundseil *34*, über das je ein Seil *36* läuft. Die Seile *36* sind an ein Seil *38* angeschlossen, das bei *40* am Treibkopf so befestigt ist, daß es durch eine Öffnung *42* hindurch erreicht werden kann. Die äußeren Enden der Haken *30* sind bei *44* abgeschragt, so daß die Haken selbsttätig zurückgezogen werden, sobald der Ansatz *24* in die Buchse *28* hineingeschoben wird. Der Durchmesser des hohlen Treibkerns nimmt nach dem unteren Ende des

Kerns stufenweise ab, so daß eine Reihe ringförmiger Schultern *26* mit nach unten zeigenden Schulterflächen entsteht. Der Kern ist aus einzelnen Abschnitten zusammengesetzt, z. B. aus einem unteren, aus vier Stufen bestehenden Abschnitt *26* und einem nur zwei Stufen aufweisenden Abschnitt *27*. Zur Verbindung der oberen und unteren Abschnitte trägt der Abschnitt *27* unten den Ansatz *24*, während das obere Ende des Abschnitts *26* mit einer Hülse *28* versehen ist. Zur Trennung der Abschnitte erstreckt sich bis dicht an die Spitze des Abschnitts *27* ein Seil *48* zum Zurückziehen der Haken *30*. Beim Betrieb liegt der Kopf *20* auf dem Abschnitt *26*, der in den Erdboden getrieben wird. Nach Entfernen des Kopfes wird der Abschnitt *27* auf das obere Ende des Abschnitts *26* gesetzt. Anschließend wird der Kopf *20* oben auf den Abschnitt *27* aufgesetzt, worauf mit dem Eintreiben in den Erdboden fortgefahren wird. Der Kern bezweckt, einen Mantel in den Erdboden zu bringen, der mit Beton gefüllt wird, sobald der Kern aus dem Mantel wieder entfernt worden ist. Der Mantel besteht z. B. aus Wellblech und aus einzelnen Abschnitten mit nach unten geringeren Durchmesser als der darüber befindliche Abschnitt. Zur Verhinderung der Abnutzung infolge der Reibung des Erdbodens an den dünnen Mantelabschnitten ist ein starrer Ring vorgesehen, der einen Weg für den zugehörigen, nachfolgenden Mantelabschnitt bahnt. Am Kern vorgesehene Schultern *46* stoßen die Schulterringe nach unten und ziehen die Mantelabschnitte nach unten.

INHALT: Die neue Eisenbeton-Straßenbrücke über die Donau bei Leihelm (Bayr. Schwaben). — In welchen Fällen empfiehlt es sich, einen Werkkanal zu betonieren? — Zur Frage des natürlichen Stromprofils. — Vermischtes: Druckluft-Stoß-Rüttelgeräte für Bodenverdichtungen. — Unterdruck-Betonmischer. — Patentschau.

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