

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 26. März 1937

Heft 13/14

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen mit beweglichen Brücken.

Von Dipl.-Ing. Linstedt, Stettin.

In den letzten zwölf Jahren sind unter der Leitung von Direktor bei der Reichsbahn Koehler (jetzt Vizepräsident der Reichsbahndirektion Mainz) und (seit 1931) Direktor bei der Reichsbahn Krefß im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin eine ganze Anzahl beweglicher Brücken erneuert oder neu gebaut worden, an deren Entwurf, Ausführung und betrieblicher Überwachung ich in großem Umfange beteiligt war. Es sei mir daher gestattet, im folgenden eine Reihe grundsätzlicher und praktischer Erfahrungen zusammenzustellen, die sich bei der langjährigen Arbeit ergeben haben.

A. Allgemeine Anordnung und Entwurf.

1. Entscheidung und Federführung.

Eine bewegliche Brücke ähnelt insofern einem Lebewesen, als sämtliche Glieder und Teile sich gegenseitig beeinflussen und in Wechselwirkung zueinander stehen. Deshalb ist es, wenn eine bewegliche Brücke gut gelingen soll, erstes Erfordernis, daß Entwurf und Federführung für das ganze Bauvorhaben in einer Hand vereinigt sind, bei der Reichsbahn in der des Brückenzernenten, der sich bei jedem Bau auf einen erfahrenen Sachbearbeiter stützt.

Die federführende Stelle muß also in allen Einzelheiten der beweglichen Brücke entscheiden. Ihre Entscheidungen liegen

bei dem Bauteil	auf dem Gebiete
Pfeiler und Widerlager	Baugrundforschung, Tief- und Grundbau, Beton- und Eisenbeton
stählerner Überbau	Festigkeitslehre, Stahlbau
mechanische Antriebe	allgemeiner Maschinenbau
elektrische Antriebe und Stromversorgung	Elektrotechnik
angetriebene Schienenübergänge	Eisenbahnoberbau
Fahrbahnabdeckung von Straßenbrücken	Straßenbau und Straßenbefestigung
Sicherung, namentlich von Eisenbahnbrücken	Eisenbahnsicherungswesen
Brückenbedienungs- und Maschinenhaus	Hochbau

Wenn die federführende Stelle auch häufig zum Nutzen des Bauwerks den Rat der Sonderfachleute einholen wird, so wird sie doch die letzte Entscheidung immer sich selbst vorbehalten.

Ihre Hauptaufgabe liegt in der Erzielung und ständigen Überwachung reibungsloser Zusammenarbeit zwischen den ausführenden Unternehmungen einerseits, den am Bau beteiligten Stellen des eigenen Betriebes andererseits, worunter bei der Reichsbahn die betreffenden Dezernate der Direktion sowie Betriebsamt und Maschinenamt mit den örtlichen Dienststellen zu verstehen sind.

Die federführende Stelle muß den Rahmen ihrer Arbeit möglichst weit spannen und alle Dinge prüfen und erörtern, die auf Bau und Betrieb der beweglichen Brücke Einfluß haben können.

2. Notwendigkeit der Beweglichkeit der Brücke.

Ehe man an die Erneuerung oder an den Neubau einer beweglichen Brücke geht, muß man prüfen, ob feste Überbrückungen möglich sind, und ob sich bei neuen größeren Bauvorhaben die Zahl der beweglichen Brücken einschränken läßt. In drei Fällen ist es uns bei Erneuerungen gelungen, bewegliche Brücken mit Zustimmung der Wasserbauverwaltung durch feste Brücken zu ersetzen, weil die Erfordernisse der Wasserstraße jetzt anders beurteilt wurden als vor Jahrzehnten. In einem weiteren Falle gelang es, durch Änderungen im Rahmenentwurf von zwei ursprünglich geforderten beweglichen Brücken eine zu ersparen¹⁾.

Sowohl für die Eisenbahn als auch für die Straße ist der beweglichen die feste Brücke unter allen Umständen vorzuziehen, wenn sie geldlich erschwinglich ist.

3. Wahl des Systems. Doppelbrücke.

Die Wahl des Systems für die bewegliche Brücke kann von geldlichen, schönheitlichen oder technisch-betrieblichen Rücksichten abhängig gemacht werden. Wenn die schönste Brücke grundsätzlich diejenige ist, deren äußere Form den inneren Inhalt am klarsten und sinnfälligsten ausdrückt, so gebührt der Waagebalken-Klappbrücke der Vorzug²⁾. Die Drehbrücke wird — namentlich bei kleinen und mittleren Stützweiten — am billigsten. In technischer und betrieblicher Hinsicht sind aber Klapp- und Hubbrücken den Drehbrücken, wenigstens als Eisenbahnbrücken, unbedingt überlegen. Denn einmal ermöglichen Klapp- und Hubbrücken auch bei kleineren Stützweiten die Gestaltung von angetriebenen Schienenübergängen mit abklappenden Schienenzungen bewährter Bauart spiegelgleich zur Gleisachse³⁾, während man bei Drehbrücken zu Doppelbewegungen der Zungen⁴⁾ oder zu verwickelten Staffelungen der Schrägschnitte kommt⁵⁾, wenn man nicht die Bauart Kober⁶⁾ mit längsfahrenden Zungen vorzieht. Der Hauptvorteil liegt aber darin, daß zwei eingleisige Klapp- oder Hubbrücken, ohne einen größeren Gleisabstand als etwa 6,5 m zu erfordern, sich gut zu einer Doppelbrücke vereinigen lassen.

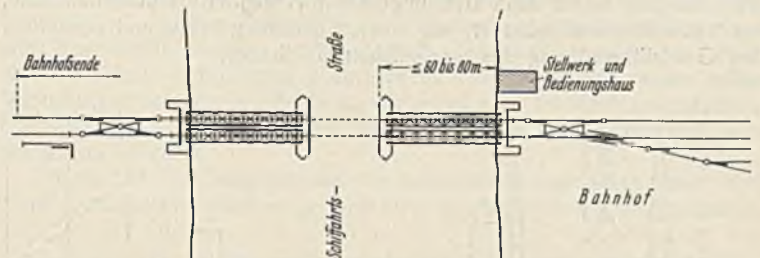


Abb. 1. Erwünschte Doppelbrückenanordnung.

Wenn Strecke und Brücke zuerst nur eingleisig gebaut werden, macht also der spätere zweigleisige Ausbau keine Schwierigkeiten und ergibt eine baulich einwandfreie Lösung, während die frühere vergleichbare Anordnung zweier eingleisiger Drehbrücken (zwei Drehmittelpunkte, eiförmiger Drehpfeiler, Überbauten durch Drahtseile gekuppelt) heute wohl keinen Verteidiger mehr finden wird.

Zwei eingleisige Klapp- oder Hubbrücken in zweigleisiger Strecke ermöglichen ferner die Erneuerung oder Ausbesserung von Überbauten und Triebwerken unter Aufrechterhaltung von Eisenbahnbetrieb und Schiffahrt: Der eine Überbau trägt den eingleisigen Eisenbahnbetrieb und läßt in den Zugpausen die Schiffahrt durch, während der andere Überbau in einer Lage, die die Schiffahrt nicht stört — also z. B. bei einer Hubbrücke hoch über der Schiffahrtstraße⁷⁾, bei einer Klappbrücke in hochgeklappter Stellung oder landeinwärts —, zusammengebaut oder ausgebessert werden kann. Bei der Erprobung der Antriebe ist dann die schiffahrtfreie Lage die Grundstellung, in die bis zur Erzielung völliger Betriebsicherheit immer wieder zurückgekehrt wird.

Nur zwei eingleisige Klapp- oder Hubbrücken ermöglichen die eisenbahnbetrieblich ideale Lösung, die in Abb. 1 angedeutet ist: Die bewegliche Brücke gehört zum benachbarten Bahnhof; wird ein Überbau in schiffahrtfreier Lage ausgebessert, dann bedeutet der eingleisige Betrieb über die andere, unversehrt gebliebene Brücke — vorausgesetzt, daß die nötigen Fahrstraßen vorhanden sind — nur eine Abweichung von der Bahnhofs-Fahrdordnung, ohne daß Eingriffe oder besondere Maßnahmen erforderlich werden.

Wegen der verschiedenen Betriebsformen der (gekuppelten) Doppelbrücke verweise ich auf meinen früheren Aufsatz⁸⁾.

²⁾ Verkehrstechnische Woche 1936, Heft 41, S. 566.

³⁾ Ztbl. d. Bauv. 1926, S. 540, Abb. 20 bis 22, sowie Bautechn. 1930, Heft 35, S. 532, Abb. 12.

⁴⁾ Bautechn. 1935, Heft 28, S. 385 u. 386.

⁵⁾ Bautechn. 1934, Heft 38, S. 487 ff.

⁶⁾ Bautechn. 1934, Heft 41, S. 552.

⁷⁾ Org. Eisenbahn 1929, S. 63 u. 64.

⁸⁾ Bautechn. 1936, Heft 39, S. 557 ff.

¹⁾ R.-Bahn 1936, S. 829.

4. Gegenseitige Lage von Bedienungshaus, Triebwerken und Überbau.

Folgende Anordnungen sind möglich:

- a) Triebwerke und Bedienungshaus liegen auf dem bewegten Überbau.
- b) Triebwerke liegen auf dem bewegten Überbau, Bedienungshaus liegt auf dem festen Land, einem benachbarten festen Überbau oder einem Brückenpfeiler.
- c) Der bewegte Überbau bleibt frei von Triebwerken und Bedienungshaus.

Nach unseren Erfahrungen verdient die letztgenannte Anordnung c) den Vorzug. Wir bewegen Überbau, Brückenregel und Schienenübergänge möglichst nur durch mechanische, von außen kommende Kräfte und setzen die Triebwerke, wenn irgend zugänglich, nur auf Pfeiler; denn dort lassen sie sich übersichtlich, geräumig und gut zugänglich anordnen und leiden nicht unter den Erschütterungen und Schwingungen, denen feste und bewegliche Überbauten von Eisenbahnbrücken durch die Einwirkungen der Verkehrslast ausgesetzt sind und die leicht zur Lockerung von Schrauben- und Keilverbindungen, sowie zu Schäden an elektrischen Apparaten und Kabelendverschlüssen führen. Für Triebwerke auf festen Pfeilern genügen feste Stromzuführungsleitungen, was als großer Vorzug anzusehen ist; denn die Anordnungen a) und b) erfordern entweder gefährliche blanke Leitungen oder bewegliche isolierte Schleppkabel, die leicht zur Störungsquelle werden. Namentlich die große Zahl von Gummischlauchleitungen, die im Falle b) bei Drehbrücken erforderlich sind und bei jeder Brückenöffnung hin und her bewegt werden, lassen sich nur schwer unterbringen und führen leicht zu Störungen, wenn man sie nicht sorgfältig gegen Beschädigungen durch Scheuern am Pfeilermauerwerk usw. schützt.

Das Bedienungshaus setzen wir möglichst auf das feste Land; wenn die Entfernung größer als etwa 60 bis 80 m wird, auf einen festen Pfeiler oder eine besondere Gründung (vgl. Bautechn. 1936, Heft 39, S. 556). Der Brückenwärter bleibt dann stets ungefähr in Höhe der Eisenbahnfahrbahn, was betrieblich erwünscht ist; wir können geräumig bauen und vermeiden eine Gewichtserhöhung des beweglichen Überbaues.

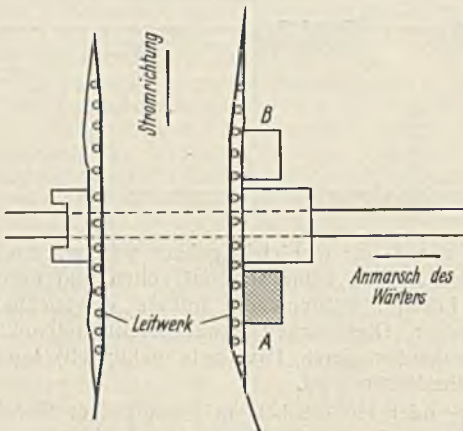


Abb. 2. Lage des Bedienungshauses (eine Durchfahrt).

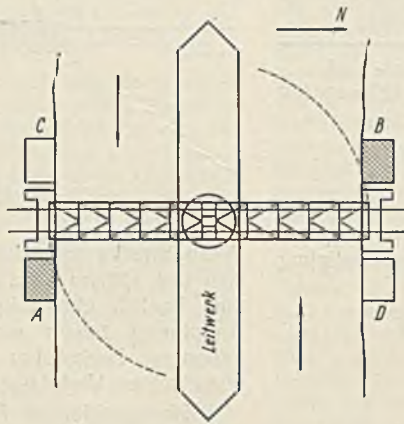


Abb. 3. Lage des Bedienungshauses (zwei Durchfahrten).

5. Gegenseitige Lage von Bedienungshaus, Bahnhof und Schiffsahrtstraße(n).

Wenn eine Gesamtanordnung ähnlich Abb. 1 vorliegt, sind bei Öffnung der beweglichen Brücke nur vorsichtige Rangierfahrten im Bahnhof zulässig. Wir haben daher in solchen Fällen mehrfach Brückenbedienungshaus und Stellwerk vereinigt. Der Stellwerksmeister ist dann zugleich Brückenwärter und kann beide Tätigkeiten leicht vereinigen, weil Zugfahrten und Brückenbewegungen sich gegenseitig ausschließen.

Das aus dem Schiffsdurchlaß ausfahrende Schiff liegt besser und ist sicherer geführt als das einfahrende. Daher ist bei nur einer Schiffsahrtöffnung und starker Strömung die Lage A (Abb. 2) besser als B, denn Schiffe steuern auf der Talfahrt schlechter als auf der Bergfahrt. Wenn für jede Fahrtrichtung ein besonderer Schiffsdurchlaß vorhanden ist und beide durch einen Mittelpfeiler oder ein Leitwerk getrennt sind (Abb. 3), so sind A und B die richtigen Stellen für das Bedienungshaus. Liegen sonst weiter keine Rücksichten vor — z. B. auf den Anmarschweg der Brückenwärter, auf die Zuführung des elektrischen Stromes —, so ist (Abb. 3) A wieder besser als B, weil der in A stehende Brückenwärter die Schiffsahrt im Norden hat, also zu keiner Tageszeit bei der Beobachtung der Wasserstraße von der Sonne geblendet wird.

Vor einigen Jahren ist uns ein leerer Segler, der hoch aus dem Wasser ragte und deswegen schlecht steuerte, an einer Drehbrücke, die das Bedienungshaus noch an der falschen Stelle C hatte, mit dem Klüverbaum in das leicht gebaute Holzhaus gestoßen, hat das Schaltpult zerstört und eine längere Schließung der beweglichen Brücke für die Schiffsahrt verursacht.

6. Freihaltung des lichten Raumes.

An einer unserer Drehbrücken wurde ein seitlicher Fußweg nötig, der bei geöffneter Brücke mehr als 1 m in den Lichtraum der Wasserstraße hineingeragt hätte. Um dies zu vermeiden, wurde er relativ zur Brücke klappbar eingerichtet, sperrte nun aber im zurückgeklappten Zustande das benachbarte Gleis. Diese Anordnung war falsch; denn als eines Tages das Triebwerk jenes Steges beim Schließen der Brücke versagte, während die Brücke im übrigen richtig geschlossen und verriegelt war, war eine längere Betriebsstörung der Eisenbahn nur wegen jenes Klappsteges die Folge. Der Steg wird demnächst so umgebaut, daß er in keiner Stellung mehr in den Lichtraum des benachbarten Gleises hineinragt.

Nicht nur für die Eisenbahngleise muß der erforderliche lichte Raum freigehalten werden, sondern auch für die Schiffsahrt. Wenn man eine Hubbrücke in gehobener Lage zusammenbaut oder ausbessert, muß der höchste schiffbare Wasserstand, die für die Schiffe erforderliche Lichthöhe sowie Rüstung und Stapel für den Überbau berücksichtigt werden (Abb. 4). Bei einer geöffneten Klapp- oder Drehbrücke muß der ungünstigste Punkt außerhalb Innenkante Leitwerk liegen, am besten mit 0,50 bis 1,0 m Spiel (Abb. 5). Ragt eine geöffnete Drehbrücke auch nur wenig oder nur teilweise in den lichten Raum der Schiffsahrtstraße hinein, so sind Beschädigungen von Brücke und Schiffen zu erwarten, und zwar um so eher, je breiter das Schiff im Verhältnis zur lichten Durchfahrtsweite ist. Leider gibt es noch keine anerkannte Norm für das Maß $(D-B)$ (vgl. Abb. 5); wenn eine Brücke regelmäßig, wie es hier vorkommt, ein — womöglich leeres — Schiff mit $(D-B) < 1$ m durchlassen soll, so ist es jedesmal Glücksache, ob es ohne Beschädigungen von Brücke oder Schiff abgeht.

7. Vergebung und Ausführung im allgemeinen.

Die Vergebung der betriebsfertigen Brücke an eine Arbeitsgemeinschaft, deren Federführung der Stahlbauanstalt obliegt, hat manches für sich, vor allem, daß dann dem Auftraggeber nur eine Stelle verantwortlich ist. Sie wird aber unwirtschaftlich, weil der Hauptlieferer nach den Grundsätzen der Wirtschaft fühlbare Aufschläge auf die Preise der Unterlieferer nehmen muß, und weil er, falls seine eigenen Preise knapp sind, in Ver-

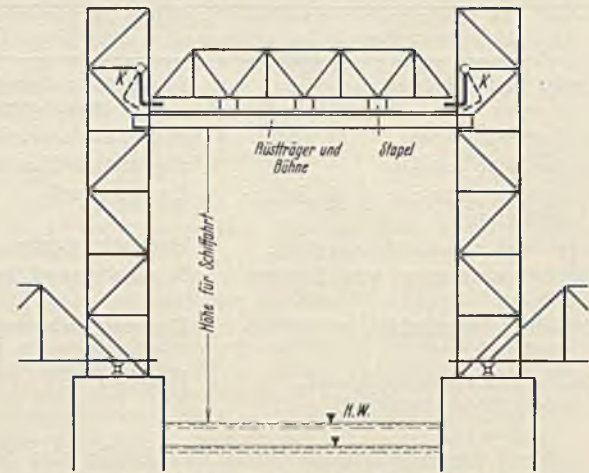


Abb. 4. Lichtraum für Schiffsahrt (Hubbrücke).

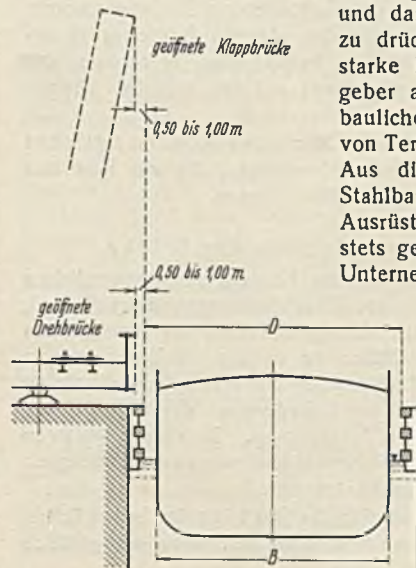


Abb. 5. Lichtraum für Schiffsahrt (Klappbrücke und Drehbrücke).

suchung kommt, den Unterlieferer im Preise und damit in der Güte der Unterlieferung zu drücken. Ferner treten leicht dadurch starke Hemmungen ein, daß der Auftraggeber auf den Unterlieferer in bezug auf bauliche Einzelausbildung und Einhaltung von Terminen nur mittelbar einwirken kann. Aus diesen Gründen haben wir Pfeiler, Stahlbau, mechanische Antriebe, elektrische Ausrüstung und Sicherungseinrichtungen stets getrennt an die wirklich ausführenden Unternehmungen vergeben.

Eine große Erleichterung bedeutet für den Auftraggeber die Vergebung an Unternehmungen, die zugleich gute Stahlbauanstalten und leistungsfähige Maschinenfabriken sind und daher Überbau und mechanische Ausrüstung im eigenen Betriebe selbst herstellen, weil dann die gute Zusammenarbeit zwischen Stahlbauanstalt und Maschinenfabrik nur noch innere Angelegenheit eines Werkes ist.

Zu begrüßen wäre ein freiwilliges Übereinkommen innerhalb der deutschen Industrie des Inhalts, daß sich nur ganz wenige bestimmte Stahlbauanstalten — sechs wären reichlich genug — mit dem Bau beweglicher Brücken einschließlich der mechanischen Antriebe abgeben, wobei diejenigen zu bevorzugen wären, die auch als Maschinenfabriken hervorragende Leistungen und langjährige Erfahrungen aufzuweisen haben. Beim jetzigen Zustande verteilen sich die wenigen Bauvorhaben beweglicher Brücken auf zu viele Unternehmungen, die technischen Erfahrungen werden zu sehr zersplittert, und häufig treten wirtschaftliche Verluste ein, die bei einer guten Regelung zu vermeiden wären. So manche Brückenbauanstalt glaubt, der Ausführung eines beweglichen Überbaues mit seinem bescheidenen Stahlgewicht gewachsen zu sein, und muß später erkennen, daß sie in Verkennung der Schwierigkeiten einen zu niedrigen Preis abgegeben hat.

Als ganz rohen Anhalt für den Geldbedarf kann der Auftraggeber annehmen, daß die Kosten für die Lieferung und Aufstellung des stählernen Überbaues nur etwa 15 bis 20% des erforderlichen Gesamtaufwandes betragen, vorausgesetzt, daß keine kostspieligen Gründungsarbeiten nötig sind.

Beim Überschlag der Ausführungszeiten ist zu berücksichtigen, daß das Bedienungs-, Maschinen- und Schalthaus sehr viel Zeit erfordert. Denn erst nachdem Gründung, Rohbau und Innerer Ausbau dieses Gebäudes einschließlich der Sammelheizung fertiggestellt ist, wird man zweckmäßig mit dem Einbau der dort unterzubringenden Kabel, der elektrischen und Sicherungseinrichtungen (vgl. G 2a) beginnen, über den nochmals Wochen, wenn nicht Monate vergehen. Es wird sich daher häufig empfehlen, beim Entwurf und bei der Ausführung mit dem Maschinen- und Bedienungshaus anzufangen.

B. Stählerner Überbau und Gegengewichte.

1. Gewichtserparnis.

Bei Hub-, Lande- und Klappbrücken darf man nie vergessen, daß jedes überflüssig in den Überbau hineingebaute Kilogramm Stahlgewicht eine Vergrößerung des Gegengewichts, eine Verteuerung des Antriebs und eine Erhöhung der laufenden Stromkosten nach sich zieht. Darum: leicht bauen, wo es irgend zulässig ist! Bei aufmerksamer Prüfung gibt es genug Möglichkeiten, Gewicht zu sparen. Am wichtigsten sind: Bedienungshaus und Triebwerke nicht auf dem Überbau anordnen (vgl. A 3);

Ausführung des Überbaues in St 52;

Ausbildung des Überbaues in geschweißter Bauweise;

Anordnung eines Mittellagers bei Hub- und Klappbrücken, falls im Rahmen des Gesamtentwurfs zweckmäßig⁹⁾;

Vermeidung unnötiger Stöße, Verwendung der Walzstähle in möglichst großen Längen;

offene Fahrbahnausbildung ohne Kiesbett;

Beschränkung der Schwellenzahl, Ausnutzung des größten zulässigen Schwellenabstandes bei Eisenbahnbrücken;

Wahl einer möglichst leichten Fahrbahndecke bei Straßenbrücken.

Auch bei unscheinbaren baulichen Einzelheiten ist ohne Schaden Gewicht zu sparen:

Ein Geländer aus Rohren wird leichter als eins aus Winkeleisen. Eine Abdeckung der Fahrbahn von Eisenbahnbrücken mit Gitterrosten (Wema, Tezett, Edwe usw.) wird leichter als eine mit Waffelblechen oder mit Holzbelag. Mit der Dicke von Knotenblechen (bei Fachwerken) und Stehblechen (bei Blechträgern) soll man an die unterste Grenze gehen, die baulich und rechnerisch zu vertreten ist. Bei Trogbriicken können die großen Eckbleche zwischen Querträger und Hauptträgersteife innen ausgeschnitten oder durch Eckstreben ersetzt werden. Futter sollte man, wo es baulich zugänglich ist, vermeiden. Eine Absteifung der Längsträger gegen den Windverband wird gewöhnlich leichter als ein besonderer Schlingerverband. Die Unterstüztung der Fahrbahnabdeckung seitlich vom Gleis (außerhalb des Fahrbereichs entgleister Räder) durch besondere Träger wird leichter als die Durchführung der tragenden Schwellen. Kurz, an vielen Einzelteilen läßt sich bei sorgfältiger Prüfung Gewicht sparen, ohne daß die Güte und die Tragfähigkeit des Überbaues dabei leidet.

2. Vermeidung der Wechselstüztung.

Die typische alte Schwedler-Drehbrücke hatte zwei Wechselstüztungen: in der Mitte sollten die Verkehrslager bei befahrbarer, der Königstuhl bei schwenkender Brücke tragen; am Ende waren Pendel für die Aufnahme der Verkehrslast, Exzenter- oder Schraubenhubwerke zum Absenken und Anheben vor und nach dem Ausschwenken bestimmt.

Rechnerisch wurden durch die Kippbewegungen am entlasteten Verkehrslager bzw. am entlasteten Königstuhl Spielräume von 1 bis 2 mm erzielt. Praktisch war und ist es gewöhnlich so, daß sich diese alten Drehbrücken nur bei hoch eingestelltem Königstuhl drehen lassen; der Königstuhl muß trotz der angeblichen Entlastung Verkehrslast aufnehmen, für die er nicht gerechnet und gebaut ist.

⁹⁾ Vgl. Bautechn. 1936, Heft 39, S. 555.

Abb. 6a u. b zeigt den Königstuhl einer 1865 erbauten Schwedler-Drehbrücke mit gebrochener Grundplatte, wie er Anfang 1928 ausgebaut ist. Ein abgebrochener Teil der Grundplatte ist lose wieder angelegt, während ein weiterer, über 40 cm breiter, ebenfalls abgebrochener Teil vor Aufnahme des Lichtbildes in Verlust geraten war. Zeit und Ursache der schweren Beschädigung haben sich nicht ermitteln lassen. Auch die Königstuhlquerträger der betreffenden Brücke waren — wohl infolge der Bremskräfte — stark beschädigt und verbogen.

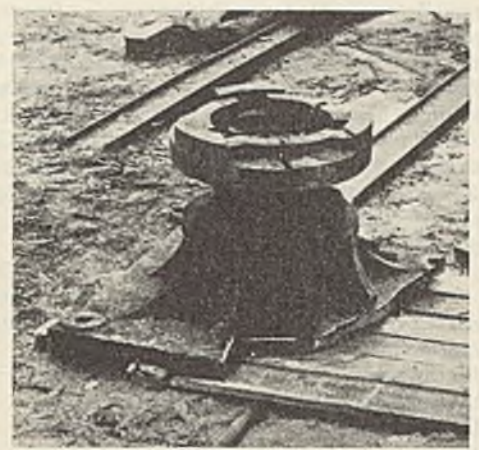


Abb. 6a.
Ausgebauter Königstuhl mit gebrochener Grundplatte. Vorderansicht.

Wechselstüztungen nach der Art Königstuhl/Verkehrslager oder Hubwerk/Pendel bei der Schwedlerbrücke sind u. E. nur geschichtlich zu begreifen und zu vertreten: Vor fünf bis sieben Jahrzehnten war die Technik der Gießerei, der Stahlherstellung, des Maschinenbaues noch nicht so weit, um die Maschinenteile für die Brückenbewegung so widerstandsfähig auszubilden, daß sie auch den Lasten und Stößen des Eisenbahnverkehrs gewachsen waren. Heute dagegen lassen sich Stahlguß und Stahl so fest und dabei gleichzeitig so zäh und so gleichmäßig herstellen, daß man bei beweglichen Brücken grundsätzlich wohl ohne Wechselstüztung auskommen kann. Deswegen, wenn man schon eine Drehbrücke baut: den Königstuhl ohne Wechselstüztung für die Aufnahme aller Bremskräfte und des größten Teils der Verkehrslast bemessen! Hubwerke als Exzenterhubwerke ausbilden und für die Aufnahme der vollen Verkehrslast berechnen! Beide Anordnungen sind bei drei unserer Drehbrücken in den Jahren 1926 bis 1928 ausgeführt und haben sich ausgezeichnet bewährt.

Auch bei drei ausgeführten Waagebalken-Klappbrücken sind wir¹⁰⁾ ohne zusätzliches Verkehrslager und ohne Wechselstüztung ausgekommen.

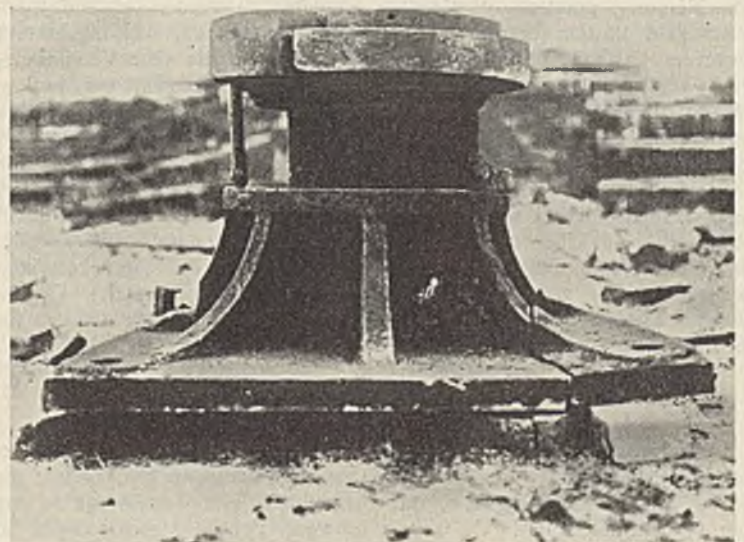


Abb. 6b. Ausgebauter Königstuhl mit gebrochener Grundplatte. Seitenansicht.

Die Mittellagerung bei Hub- oder Klappbrücken¹¹⁾ fassen wir dagegen nicht als Wechselstüztung auf, weil sie nicht der Entlastung von Maschinenteilen dient und weil der dabei auftretende Spielraum seiner Größe nach sich leicht einhalten und überwachen läßt.

3. Vermeidung von Unsymmetrie.

In drei Fällen hatten wir Anlaß, Überbau oder Gegengewicht unsymmetrisch zur Längs-Mittelachse auszubilden. Bei einer Hub- und einer Klappbrücke waren Fußwege nur einseitig möglich, während im dritten Falle bei einer Doppelklappbrücke die Gegengewichte wegen Platzmangels einseitig nach außen verlängert wurden. In allen Fällen ist entsprechend der Theorie versucht worden, durch entsprechende Anordnung von Schrott

¹⁰⁾ Entgegen dem Aufsatz von Heidger, Stahlbau 1936, Heft 1, S. 7.

¹¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 39, S. 555.

und Beton im Gegengewichtkasten den Gegengewicht- und den Überbau-
schwerpunkt in dieselbe senkrechte Längsebene zu bekommen. Trotzdem
neigten die beiden unsymmetrischen Klappbrücken zum ungleichmäßigen
Aufsetzen der Spitzen, sozusagen zum Rollen um die Längs-Mittelachse,
während sich an der betreffenden Hubbrücke nichts zeigte.

Wir halten es für richtig, Überbau und Gegengewichte, wenn irgend
angängig, zur Längsachse symmetrisch anzuordnen. Auch für die Antrieb-
teile, namentlich von Klappbrücken, bevorzugen wir gefühlsmäßig einen
streng symmetrischen Aufbau.

4. Feinbemessung der Gegengewichte, Reservehöhlräume.

Bei Hub-, Lande- und Klappbrücken muß eine genaue Berechnung
des Überbaugewichts und des Überbauswerpunktes die Grundlage für
die Bemessung des Gegengewichts bilden. Bei symmetrischen Hub- und Landebrücken
kann man die Schwerpunktberechnung sparen. Die Rechnung allein genügt jedoch nicht;
um volle Klarheit über die Beanspruchung der Antriebe zu gewinnen, sind Versuche
am Bauwerk selbst unentbehrlich. Das ist besonders wichtig dann, wenn die ge-
schlossene Hub- oder Klappbrücke mit einem bestimmten, geringen Auflagerdruck auf dem
Widerlager aufrufen soll. Landebrücken müssen dem wegrtrimmenden Schiff, auch
wenn keine Verkehrslast auf der Brücke steht, mit Sicherheit infolge Übergewichts
am wasserseitigen Ende folgen¹²⁾; auch hier entscheidet nur der praktische Versuch.

Bei einer Hubbrücke, die in ihrem Mennige-Grundanstrich gut aus-
gewogen war, war das vermehrte Übergewicht des Überbaues, das er
durch dreimaligen Anstrich mit Ölfarbe erhalten hatte, am Aufsetzen auf
die Lager sowie an der Stromaufnahme deutlich zu spüren.

Bei einer älteren Rollklappbrücke waren Gußkörper des Gegengewichts
nur mit Bolzen befestigt, die auf Biegung beansprucht waren (Abb. 7).
Infolgedessen lockerten sich die Gegengewichte im Betriebe und bewegten
sich hin und her, so daß hohe Ausbesserungskosten entstanden.

Wenn der im Gegengewichtkasten oder am Gegengewichtstragseil
vorhandene Raum rechnerisch gerade für die Unterbringung des erforder-
lichen Gegengewichts genügt und vollständig gefüllt werden muß, so
ist die Anordnung falsch. Bewegliche Überbauten haben die verhängnis-
volle Neigung, praktisch gewöhnlich schwerer zu werden, als sie theo-
retisch sein dürften. Ferner muß man damit rechnen, daß in Zukunft
schwerere Lastenzüge eingeführt werden können, die eine Verstärkung
der beweglichen Überbauten nach sich ziehen. Ebenso kann bei Straßen-
brücken der spätere Einbau einer Straßen- oder Stadtschnellbahn eine
Verstärkung des Überbaues und damit Mehrgewicht des Überbaues mit
sich bringen. Schließlich kann in Zukunft bei Brücken, die bisher reine
Eisenbahnbrücken waren, die Mitbenutzung durch Straßenfahrzeuge gefordert
werden; das bedeutet aber eine schwerere Fahrabdeckung und damit
Mehrgewicht des Überbaues. Aus allen diesen Gründen ist es zweckmäßig,
von vornherein im Gegengewichtkasten einen reichlichen Reservehohlraum
vorzusehen, der zur Erzielung des rechnerisch erforderlichen Gegen-
gewichts nicht in Anspruch genommen wird. Man hält sich dadurch für
die Zukunft viele Möglichkeiten offen.

C. Mechanische Antriebe.

1. Zugänglichkeit und Übersichtlichkeit.

Das Haupterfordernis, das ebenso auch für die elektrischen Antriebe,
die Schienenübergänge und die Sicherungseinrichtungen gilt, lautet: die
Triebwerke gut zugänglich, gut übersichtlich und keineswegs zu eng
oder verbaut anordnen! Es ist ein schwerer Fehler, Maschinentelle so
in die Stahlkonstruktion oder den Pfeiler hineinzuquetschen, daß man
zur Unterhaltung, womöglich gar zur Bedienung lästige Körperstellungen
einnehmen oder sich mit der Geschicklichkeit eines Schlangenhändlers
heranquälen muß. Vorzusehen sind reichlich Bedienungs- und Besichti-
gungsstege, die durch Geländer zu sichern sind; ferner Einstiegluken,
Steigeleitern (bei größeren Höhenunterschieden mit unfallsicheren Rücken-
körben) oder — bei häufigen Gängen — bequeme Treppen und schließ-
lich geländergeschützte Umgänge um Pfeiler und Maschinenanlagen von
etwa 600 mm l. Breite.

In einem Sonderfalle gelang das Unterbringen der Vielzahl von Auf-
lagersockeln, der Treppe, des Umganges und eines Antriebes auf einem
schmalen Strompfeiler nur durch Zwischenschaltung eines (überflüssigen)
dritten Rades in einem Stirnradvorgelege, so daß das erwähnte Triebwerk
450 mm seitlich verschoben werden konnte.

Zur guten Übersichtlichkeit gehört auch die reichliche künstliche
Beleuchtung der Triebwerke, Gänge, Stege und Treppen sowie der

Schienenübergänge, die die Auffindung und Beseitigung plötzlicher Störungen
sehr erleichtert. Die Beleuchtung des Schiffahrtweges, auch wenn keine
rechtliche Verpflichtung besteht, macht sich übrigens bezahlt durch eine
geringere Zahl der durch Schiffe verursachten Beschädigungen an Brücke
und Leitwerk. Für die Schiffahrt am angenehmsten ist ein Anstrahlen der
Leitwerke durch seitliche, in der Fahrtrichtung des Schiffers abgeschirmte
Lampen, so daß das Wasser dunkel bleibt.

2. Handwerkliche Einzelheiten.

Für die Betriebsicherheit sind sehr oft scheinbar unbedeutende
Kleinigkeiten der handwerklichen Ausführung einfach entscheidend. Dazu
gehören z. B.:

a) Keilverbindungen (z. B. zwischen Wellen und Zahn- oder
Kegelrädern, oder zwischen Motorwelle und Schleifring) lockern sich leicht,
die Keile sind durch eine durchgezogene Schraube oder eine leichte
Schweißnaht zu sichern;

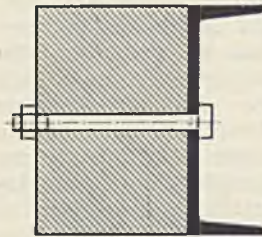


Abb. 7.
Schlechte Befestigung
von Gegengewichtsblöcken.
(Einspannmoment im Steg
des C-Eisens!)

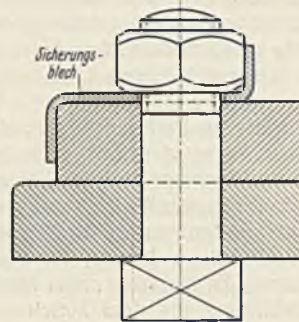


Abb. 8.
Einfache Muttersicherung.

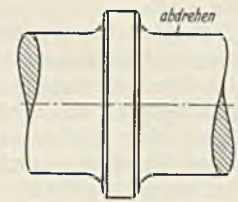


Abb. 9.
Fester Bund
(statt Stellring).

b) bei Schraubenverbindungen lockern sich durch Erschütterungen
die Muttern, wenn sie nicht besonders geschützt sind. Die einfachste,
billigste und jedem freistehende Muttersicherung ist das doppelt um-
geschlagene Blech (Abb. 8).

c) Stiftschrauben und Stifte unter 20 mm Durchm. am besten
ganz vermeiden, die kleineren Durchmesser sind wegen Ungenauigkeit
und Kerbwirkung nicht zuverlässig. Als an einem Stellring zufällige
waagerechte Kräfte auftraten, die rechnerisch nicht zu erwarten waren,
wurden die beiden zur Befestigung dienenden Stiftschrauben von
14 mm Durchm. abgeschoren, und der Stellring kam ins Wandern.

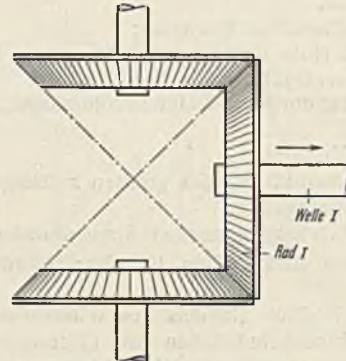


Abb. 10. Verbindung dreier
Kegelräder (Vorsicht!).

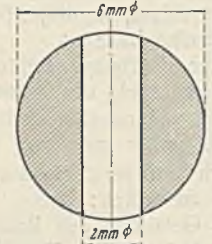


Abb. 11. Schlechte
Wellensicherung (zu
großes Splintloch).

d) Man soll die Maschinenbauer — und erst recht die Stahlbauer! —
zwingen, auf der Baustelle möglichst viel zu nieten oder zu schweißen,
aber möglichst wenig zu schrauben. Unter jeder Stahlschraube zeichnet
das herablaufende Wasser in kurzer Zeit eine Rostbahn, die schlecht aus-
sieht. Muß bei Verbindungen Wert auf dauernde leichte Lösbarkeit ge-
legt werden (z. B. bei Gehäusen und Blechverkleidungen, die öfter ab-
genommen werden müssen), dann sind Stahlschrauben und -muttern zweck-
los, weil sie festfrieren; man muß dann zu Messingschrauben und -muttern grei-
fen, die natürlich wegen des weichen Baustoffs keine erheblichen Kräfte über-
tragen können. Auch Nieten lassen sich ohne allzu große Mühe wieder lösen und
neu schlagen!

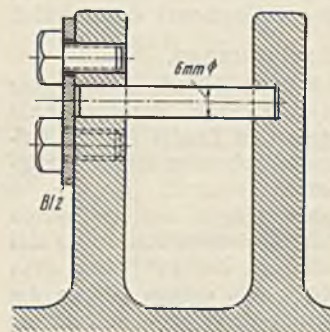


Abb. 12.
Bessere Wellensicherung.

e) An der Welle feste Bunde (Abb. 9)
sind weit besser als Stellringe, die mit
Stiftschrauben gehalten sind.

f) Geschlossene Lager (Augenlager)
sollten nur verwendet werden, wo sich
die ganze Welle leicht herausziehen läßt.
Sonst sind überall geteilte Lager mit
abnehmbarer oberer Lagerschale vorzu-
ziehen. Tonnen-, Pendelrollen- und Walz-
lager sind zu empfehlen, namentlich für
hohe Drücke.

¹²⁾ Vgl. Bauing. 1926, S. 841.

g) Die gewöhnlichen Gelenkketten (Kettentriebe) neigen dazu, namentlich wenn sie schnell und häufig laufen, sich zu längen und schlaff zu werden. Verbindungen mit starren Wellen und Zahn- oder Kegelradantrieben sind vorzuziehen.

h) Die Verbindung dreier Kegelräder nach Abb. 10 ist schlecht, weil man das Kegelrad / nicht für sich allein abnehmen kann. Sie wird erträglich, wenn sich die Welle / in der Pfeilrichtung weit genug zurückziehen läßt, so daß man das Kegelrad / frei bekommt, oder wenn Rad / geteilt wird.

i) Bei einer Brückenstörung stellte sich als letzte Ursache heraus, daß durch eine kleine, stark dynamisch beanspruchte Welle eines elektrischen Endschalters von 6 mm Durchm. (Abb. 11) ein Splintloch von 2 mm Durchm. gebohrt war. Solche dünnen Wellen werden besser durch Anschläge vor Kopf gegen Längsverschiebung gesichert (Abb. 12).

3. Massenkräfte, Triebwerkzusammenhang.

Der geläufige Aufbau von Triebwerken:

Motor — elastische Kupplung, deren eine Hälfte als Bremsscheibe für eine magnetgelüftete Backenbremse dient — übersetzende Vorgelege — Wirkung auf den bewegten Überbau

kann in doppelter Hinsicht unangenehme und gefährliche Wirkungen nach sich ziehen, wenn man ihn für ein Haupt-Dreh-, -Klapp- oder -Hubwerk anwendet.

a) Auch wenn der Motor über Widerstandstufen langsam eingeschaltet wird, auch wenn der Anker des Bremsluftmagneten vermöge seiner Luftdämpfung ganz langsam abfallen und die Bremse daher ganz weich einsetzen soll, kann man sich nicht darauf verlassen, daß die Beschleunigung oder Bremsverzögerung, für die die Massenkräfte ermittelt sind, wirklich eingehalten wird, sondern man muß auf bedeutende Überschreitungen gefaßt sein.

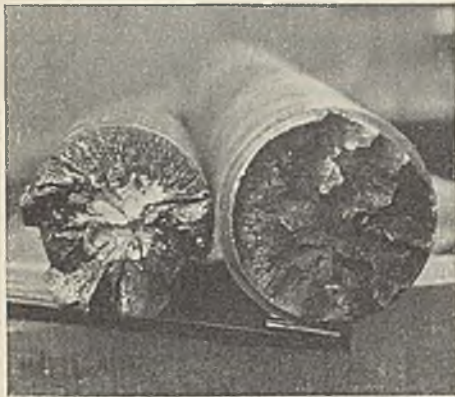


Abb. 13. Gebrochene Drehritzelwelle, 80 mm Durchmesser.

Bei einer mittleren Drehbrücke brach eine Drehritzelwelle von 80 mm Durchmesser im Betriebe (Abb. 13). Es handelte sich um einen Dauerbruch an einer schlecht durchgewalzten Stelle, der den Querschnitt allmählich zerstört hatte; unmittelbar vor dem vollständigen Bruch hatte nur noch ein Innenliegender Querschnittbruchteil, etwa 10% der Gesamtfläche, getragen. Die Massenkräfte waren unter der Annahme einer Verzögerungszeit von 10 sek ermittelt, die Schubspannung aus Reibung, Wind- und Massenkräften betrug rechnerisch etwa 600 kg/cm². Rechnete man ohne Wind, aber mit kürzeren Verzögerungszeiten, so wurde die Schubspannung

bei 2,5 sek Bremszeit 1340 kg/cm²,
bei 1,5 sek Bremszeit 2130 kg/cm².

Da das Triebwerk keine Gewähr für Innehaltung einer längeren Bremszeit bietet und die Wechselwirkung der beim Öffnen und Schließen entgegengesetzt gerichteten Spannungen hinzukommt, ist der Bruch der aus St 50.11 bestehenden Welle an der Stelle des Walzfehlers erklärlich. Bei der Wiederherstellung haben wir für diese Welle St 52 wegen seiner günstigeren Streckgrenze (36 kg/mm² gegen 27 kg/mm²) verwendet.

Der Vorfall zeigt deutlich, wie wichtig die genaue Beherrschung der Beschleunigung und der Verzögerung, d. h. der Massenkräfte für die Schonung und damit die Lebensdauer der Triebwerke ist, wenn bei der betreffenden Bewegung große lebendige Kräfte entwickelt werden. Besonders bei Hubbrücken mit Seilaufhängungen ist ganz sanftes Beschleunigen und Verzögern entscheidend für die Lebensdauer der Seile. Die rein elektrische Beschleunigung und Verzögerung mittels Leonardantrieb und stufenloser Regelung durch Dämpfungsmaschine¹³⁾, bei der erst, wenn der Überbau stillsteht, der Bremslüfter ab- und die Bremse einfällt, hat sich bei einer Hubbrücke sehr gut bewährt und ist jetzt auch für eine Rollklappbrücke vorgesehen. Bei einer älteren Rollklappbrücke hat sich hydraulischer Antrieb mit Drehstrommotor zur Druck-erzeugung gut bewährt, bis auf die Frostgefahr und die ständigen Ölverluste an den Manschetten der Druckzylinder. Für eine vergleichbare moderne Bauweise — Drehstrommotor und Zahnradgetriebe, dazwischen

geschlossene Flüssigkeitskupplung oder geschlossenes Flüssigkeitsgetriebe — fehlen uns noch die Betriebserfahrungen.

Man muß sich bei der Beurteilung der Massenkräfte vor allem vor dem (gefühlsmäßigen) Irrtum hüten, daß bei geringen Geschwindigkeiten (etwa in der Nähe von Totlagen des Getriebes) auch die Beschleunigung und die Verzögerung (und damit die Massenkräfte) klein sein müßten. Bei einem Schließvorgang nach Abb. 14 ist nicht p_1 , sondern p_2 maßgebend. Die Bauart des Getriebes ist auf die Massenkräfte ohne Einfluß.

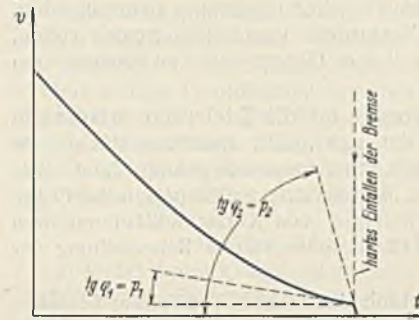


Abb. 14. Verzögerung und Stillsetzung.

Maßgebend für die Massenkräfte aus der Beschleunigung ist lediglich der Anlaufvorgang des Motors, d. h. die Kurve, nach der sein Drehmoment in Abhängigkeit von der Zeit zunimmt. Maßgebend für die Massenkräfte aus der Verzögerung ist beim eingangs beschriebenen einfachen Aufbau des Triebwerks lediglich die allmähliche oder plötzliche Wirkung der Bremse.

b) Die zweite Gefahr kann in der Aufhebung des Triebwerkzusammenhangs bestehen.

Geht z. B. durch Bruch einer Welle oder mehrerer Zähne eines Ritzels der mechanische Zusammenhang zwischen Motor- bzw. Bremswelle und Brücke verloren, so ist eine Bremswirkung nicht mehr möglich. Das hat nicht viel zu bedeuten, wenn keine großen lebendigen Kräfte auftreten (z. B. bei einem Riegelantrieb oder beim Hubwerk einer Drehbrücke); es wird aber gefährlich, wenn das bewegte System nicht genau ausgeglichen, sondern, wie häufig bei Hub- und Klappbrücken, ein beschleunigendes Übergewicht vorhanden ist. Daher greifen bei der Hubbrücke Rotterdam die Betriebs- und die Notbremse, bei unserer Hubbrücke wenigstens die Notbremse unmittelbar an der Seiltrommel an.

4. Zusammenhang zwischen Überbau und Gegengewicht. Verschärfte Werkstoffprüfung.

Wenn der Gewichtsausgleich zwischen Überbau und Gegengewicht durch Seile bewirkt und daher bei Seilbruch gestört wird, empfehlen sich Fangvorrichtungen für den Überbau ähnlich den Bauweisen im Fahrstuhl¹⁴⁾. Wir haben eine solche Fangvorrichtung an einer Landebrücke praktisch erprobt, sie hat den abstürzenden Überbau nach kurzem Fallweg festgehalten. Bei Hubbrücken ist das Vorrecken der dicken Tragselle zu empfehlen, das die einzelnen Litzen und Drähte gleichmäßig zum Tragen bringt und damit die Sicherheit des Bauwerks erhöht.

Bei Waagebalken-Klappbrücken sind Überbau und Gegengewicht durch starre Bauglieder verbunden. Die Zug- und Druckstangen, die von der Spitze des Waagebalkens nach dem Überbau gehen, müssen oben und unten mit Bolzen angeschlossen werden. Es leuchtet ein, daß ein Bruch dieser Bolzen das ganze Bauwerk schwer gefährden würde. Daher empfiehlt sich für diese Teile eine besondere, verschärfte Werkstoffprüfung am fertigen Bauteil, damit verborgene Fehlerstellen (vgl. Abb. 13) vor dem Einbau entdeckt werden, z. B. Durchbohren und Ausspiegeln, oder Untersuchung nach dem Magnetpulververfahren¹⁵⁾.

Auch bei anderen Bauweisen unterwerfen wir einzelne Bauteile (namentlich Ankerbolzen und Achsen) verschärfte Abnahmeprüfungen, wenn durch das Versagen nur eines Bauteils die Sicherheit des ganzen Bauwerks merklich gefährdet wird.

D. Elektrische Ausrüstung und Stromversorgung.

1. Maschinelles und elektrisches Gesamtprogramm.

Die maschinell-mechanische Seite des Gesamtprogramms schwankt in ihrem Umfang nur wenig.

Grundsätzlich ist eine bewegliche Brücke um so besser, je weniger Triebwerke sie aufweist. Wir haben daher mehrfach mit gutem Erfolg die Antriebe von Brückenriegel und abklappenden Schienenzungen zu einem gemeinsamen Riegel- und Schienenübergangs-Antriebswerk vereinigt. Dabei ist wesentlich, daß

- beim Öffnen der Brücke erst die Schienenzungen abklappen, dann der Riegel zurückgezogen wird, und umgekehrt
- beim Schließen der Brücke erst der Riegel eingeschoben wird und dann die Zungen angedrückt werden.

Da an der Klappenwurzel angetriebene Schienenübergänge im allgemeinen entbehrlich sind (vgl. unter E 1), kommen wir bei Klappbrücken mit zwei, bei Hubbrücken mit drei Haupttriebwerken aus.

Für Doppelbrücken, bei denen man mit Ausbesserung in geöffneter, schiffahrtfreier Stellung rechnen muß (vgl. unter A 3), bewähren sich ständige Vorrichtungen einfachster Art (z. B. Klinken K in Abb. 4 oder

¹⁴⁾ Baulng. 1926, S. 841.

¹⁵⁾ Zeitschrift Der Maschinenschaden 1935, S. 139 ff.; Z. d. V d I 1935, S. 477, u. 1936, S. 871.

¹³⁾ Z. d. V d I 1936, S. 18.

Knaggen), mit denen man den Überbau in geöffneter Lage bei Hubbrücken abstützen, bei Klappbrücken gegen Zudrehen sichern kann. Derartige Vorrichtungen werden schon den ersten Zusammenbau erleichtern, und bei Ausbesserungen oder Auswechslungen der Seile, der Gegengewichte, der Triebwerke ist man die Sorge um den Überbau los. Andererseits können solche Knaggen, Klinken usw. beim Schließen der Brücke, wenn sie den Weg nicht vollständig freigeben, leicht zu Beschädigungen führen; man muß sie daher in die Brückensicherung (vgl. unter F 1) einbeziehen.

Schließlich ist im Rahmen des maschinellen Programms zu entscheiden, ob Vorsatzgeräte¹⁶⁾ oder sonstige Notantriebe vorgesehen werden sollen.

Größerer Spielraum besteht auf dem Gebiete der elektrischen Ausrüstung und der Stromversorgung.

Die Frage der günstigsten Stromart für die Triebwerke beantwortet sich zugunsten des Gleichstroms, der sich leicht speichern läßt und in Form der Leonardschaltung eine sehr schmiegsame Regelung, damit aber auch eine sichere Beherrschung der Massenkräfte zuläßt (vgl. unter C 3a). Bei Drehstromantrieb ist vor Verwendung von Kurzschlußläufermotoren zu warnen, solange nicht anderweit für eine sichere Beherrschung der Massenkräfte gesorgt ist.

Die Frage, ob man für den Betrieb der Brücke Fremdstrom beziehen oder Eigenstrom in einem angegliederten kleinen Kraftwerk erzeugen soll, erfordert in jedem Einzelfalle eingehendes Studium und läßt sich nicht allgemein beantworten. Die rechnerisch erforderlichen Strommengen werden gewöhnlich zu klein sein, um von der Wirtschaftlichkeit der Eigenstromerzeugung zu überzeugen; wir haben es aber erlebt, daß bei einer größeren Brücke mehr als das Dreifache unserer vorherigen Schätzung an Strom verbraucht wurde. Jedenfalls ist es falsch, sich nur auf die Stromlieferung von anderer Seite (Elektrizitätswerk, Überlandzentrale) zu verlassen. Bei der eben erwähnten Brücke, die von zwei Seiten Netzanschlüsse hat, kam es schon im zweiten Betriebsjahre vor, daß beide Netzanschlüsse infolge Gewitterstörung ausfielen. Deswegen bei Fremdstrombezug unbedingt eine kleine Stromerzeugungsanlage (Notstromanlage) vorsehen, die wenigstens einen eingeschränkten oder behelfmäßigen Betrieb ermöglicht.

Je nachdem, wie man sich im einzelnen entscheidet, kommen also folgende Teile für das elektrische Programm in Frage:

a) Abspannstation zum Abspannen des hochgespannten Überlandfremdstroms in Niederspannung (falls wegen der Lage der Brücke der Anschluß an ein bestehendes Niederspannungsnetz zu große Verluste mit sich bringt; zur Verringerung der Transformator-Leerlaufverluste empfiehlt es sich, den großen Haupttransformator nur zur Speisung der Hauptantriebsmotoren mit Fernsteuerung ein- und wieder auszurücken, daneben aber einen ständig eingeschalteten kleinen Transformator für Licht usw. vorzusehen);

b) Notstromanlage (Dieselaggregat);

c) Eigenstromzentrale (Gaserzeuger, Gasmaschine, Dieselmotor oder Gleichstromdynamo); a) und b) einerseits, c) andererseits schließen sich aus;

d) Leonard-Umformer mit Drehstrom- oder mit unmittelbarem Dieselantrieb. — Die Anlagen a) bis d) werden zur Vermeidung von Geräuschbelästigung zweckmäßig in einem besonderen Gebäude untergebracht;

e) Stromspeicher (Batterie) am besten mit selbsttätigem Zellschalter; ein Gleichstrom-Vorsatzgerät mit Speicherspeisung ergibt eine billige und sichere Betriebsreserve; vielleicht besondere Sicherheitsbatterie (vgl. F 2);

f) die eigentlichen Brückenantriebe (Motoren, Bremslüfter, Endscharter, Verzögerungsscharter);

g) Schalt- und Steuereinrichtung, im Bedienungsraum unterzubringen (Schaltpult, Schalttafel, Schützenschrank oder Schützensgerüst; einzubauen Anlasser, Strom- und Spannungszelger, Rückmeldeleuchten, die nötigen Ausschalter und Umschalter, Höchststromauslöser, Schütze, Widerstände usw.);

h) Betriebsstofflager (für Kohlen, Koks, Dieselöl; gegebenenfalls Unterbringung im Freien); tiefe Lage der Behälter erleichtert das Entladen der Eisenbahnwagen;

i) Ersatzteillager (kleine Schrauben, Muttern, Keile, Splinte, Federn, Glühbirnen, Kontaktfinger, Abschmelzsicherungen usw., möglichst im Bedienungsraum);

k) ganz kleine Werkstatt mit Schraubstock, Wand- oder Tischbohrmaschine, Amboß, Schmirgelscheibe usw. für Ausführung kleinster Arbeiten, gegebenenfalls mit dem Ersatzteillager zu vereinigen.

2. Schutzhäuser. Verkleidungen.

Alle Teile der elektrischen Ausrüstung arbeiten mit der größten Betriebsicherheit, wenn sie in wettersicheren, geschlossenen Schutzhäusern untergebracht sind und der Raum im Winter durch Heizung auf einer Mindestwärme von $+10^{\circ}$ gehalten wird. Auch den mechanischen Antrieben ist eine derartige geschützte Unterbringung sehr zuträglich; Zahn-

räder, die in großer Kälte schnell laufen müssen, nutzen infolge Steifwerdens der Schmierung stark ab. Durch Heizung kann man auch die lästige Schwitzwasserbildung an Maschinen und elektrischen Geräten besser verhindern. Endlich wird auch die Unterhaltung sorgfältiger ausgeführt, wenn die örtlichen Arbeitsbedingungen freundlich sind.

Ist die Einrichtung geschlossener, heizbarer Schutzhäuser untunlich, dann muß man mindestens die elektrischen und mechanischen Teile durch abnehmbare, mit Türen versehene Blechverkleidungen schützen. Blechdicke nicht unter 3 mm, da sonst das Blech dem Rostangriff zu schnell erliegt.

3. Leitungen. Kabel.

Alle Klemmen, Verbindungsleitungen und Kabel sind auf den Schaltbildern und in der Wirklichkeit nach besonderem System mit Buchstaben und Nummern zu bezeichnen. Die Übereinstimmung der Bezeichnungen auf dem Schaltbilde und in der Wirklichkeit muß von der Bauaufsicht besonders abgenommen werden. Bei Klemmen- und Verteilkasten empfehlen sich Handskizzen, die Unterhaltung und Überwachung erleichtern.

Flußkabel bedürfen besonderer Vorsicht. Nur dann, wenn man als System eine Hubbrücke mit hohem, die Hubtürme verbindendem Längsriegel wählt, kommt man ohne Flußkabel aus, was sehr erwünscht ist. In allen anderen Fällen muß man Flußkabel durch die Schiffahrtsrinne verlegen, und zwar zum Schutze gegen schleppende Anker von Schiffen etwa 2 m unter Sohle. Dazu hebt man gewöhnlich mit einem kleinen schwimmenden Greifbagger einen Kabelgraben aus, verlegt darin die gebündelten Flußkabel unter Leitung eines Tauchers und verfüllt zum Schluß den Kabelgraben wieder. Wollte man in der Nähe bereits verlegter Flußkabel zum zweiten Male baggern, um neue Kabel zu verlegen, so läuft man Gefahr, die alten Kabel zu beschädigen. Ferner verursacht jede neue Baggerung wegen An- und Abmarsches des Geräts und wegen der Taucherarbeit sehr hohe Kosten. Es ist daher technisch und wirtschaftlich richtig, als Flußkabel von vornherein nicht nur eine rechnerisch gerade ausreichende Zahl von Adern zu verlegen, sondern mindestens das Doppelte dessen, was man nach dem elektrischen und sicherungstechnischen Programm braucht. Da im Laufe des Betriebes ab und zu Kabeladern durch Nachlassen der Isolation unbrauchbar werden, kommt jene Reserveader später der Betriebsicherheit zugute.

Neuerdings hat sich ein Verfahren der Firma Alnwick-Harmstorf in Hamburg gut bewährt, bei dem die Kabel nicht eingebaggert, sondern eingespült werden. Mit diesem Verfahren kann man neue Flußkabel ohne Gefahr in unmittelbarer Nähe alter Kabel verlegen; es ist bei ungünstiger enger Örtlichkeit teurer als das Einbaggern, ist aber bei größeren Entfernungen vorteilhaft¹⁷⁾.

4. Technische Einzelheiten.

a) Isolation. Störschutz. Es empfiehlt sich, an die Isolation aller elektrischen Teile — auch wenn sie in geschützten Räumen eingebaut werden, (vgl. D 2) — grundsätzlich die erhöhten Anforderungen zu stellen, die nach VDE-Vorschrift für chemisch benutzte oder feuchte Räume zugrunde gelegt werden. Der Mehraufwand kommt der Betriebsicherheit zugute.

Nach dem heutigen Stande ist es geraten, alle elektrischen Geräte in störungsfreier Ausführung zu verlangen und die Abnahmebedingung zu stellen, daß Rundfunkstörungen durch das elektrische Gerät nicht verursacht werden dürfen.

b) Derbe Bauart. Alle Handgriffe für die Bedienung und Schaltung müssen in möglichst derber Bauart ausgeführt werden und der Bewegung einen kräftig fühlbaren Widerstand entgegensetzen. Besonders die Rasten der Nullstellungen müssen durch kräftige Federn gesichert sein. Die bei jeder Brückenöffnung gebrauchten Handräder sollen wenigstens 300 mm Durchm. erhalten.

c) Magnetbremslüfter. Bremslüfter sind empfindlich für Spannungsschwankungen. Wenn die Spannung rd. 20% sinkt, kann es vorkommen, daß der Anker nicht mehr angezogen wird. In einem Falle hat ein Brückenschlosser wegen häufig auftretenden Spannungsabfalls das Gewicht am zugehörigen Bremshebel verkleinert; die Folge war, daß der Anker, als später einmal das Schmierfett im Luftzylinder des Bremslüfters durch Kälte sehr steif wurde, nicht abfiel, so daß durch die ausbleibende Bremswirkung eine Betriebsstörung eintrat. — Bremslüftermagnete sind auch bei einfachen Verhältnissen als antreibende Teile nicht zu empfehlen, weil sie nicht überlastbar sind. In einem Falle mußten wir die Hubarbeit antreibender Bremsmagnete verdoppeln, weil die neuen, noch nicht eingelaufenen Lager höhere Reibungswiderstände hatten, als gerechnet. Ein Motor hätte in diesem Falle mit 100% Überlastung die Bewegung durchgezogen, was bei der kurzen, nur sekundenlangen Einschaltung nicht geschadet hätte.

d) Endscharter. Der allgemeine Satz, daß nur höchste Güte der elektrischen Ausrüstung einen störungsfreien, sicheren Betrieb verbürgt, gilt besonders für die Endscharter. Bei ihnen muß der Auftraggeber besonders auf recht übersichtliche und geräumige Bauweise achten. Bei guten, neueren Bauweisen läßt sich entweder die ganze Schaltwalze mit

¹⁶⁾ Bautechn. 1936, Heft 39, S. 559.

¹⁷⁾ R.-Bahn 1936, S. 844 f., Abb. 17 u. 18.

Segmenten nach oben herausziehen oder der ganze Kasten mit dem Ölbad nach unten wegnehmen, so daß die Schaltwelle freiliegt. Die beste mir bekannte Ausführung besteht aus drei Teilen:

- dem nach oben abnehmbaren Deckel,
- dem nach unten wegnehmbaren Ölkasten,
- dem die Schaltwelle und die Kabelanschlüsse tragenden Mittelkörper;

sie bietet die Möglichkeit, nach Abnahme von Oberteil und Unterteil den ganzen Schaltvorgang im Betriebe genau von oben und unten zu beobachten.

Wichtig ist es, bei Endschaltern durch geeignete Bauweise, durch Lüftung oder durch Aufstellung im geheizten Raum die Bildung von Schwitzwasser zu verhindern, da dieses unter das Öl kriechen und Kurzschluß verursachen kann.

E. Angetriebene Schienenübergänge.

1. Schwierigkeit. Bauweisen. Fahrgeschwindigkeit.

a) Ich halte die angetriebenen Schienenübergänge für einen der schwierigsten Teile beweglicher Eisenbahnbrücken: weil bei ihnen ein besonders enges Zusammenwirken von fünf verschiedenen Fachingenieuren (für Stahlbau, mechanische Antriebe, Elektrotechnik, Eisenbahnoberbau und Eisenbahn-Sicherungswesen) und damit auch von bis zu fünf verschiedenen Unternehmungen erforderlich ist; weil dieses Zusammenwirken wegen des geldlich bescheidenen Umfangs der Einzellieferungen besonders schwer zu erreichen ist; weil bei jeder Brückenöffnung der Schienenübergang mindestens oberbaulich, oft auch maschinenbaulich sich trennt in Teile, die die Bewegung des bewegten Überbaues mitmachen, und in solche, die auf dem angrenzenden festen Überbau oder auf dem Festlande liegenbleiben; weil aus letzterem Grunde jeder Konstruktionsfehler leicht zu einer Störung des Eisenbahnbetriebs führt.

b) Über die Bauweisen von Schienenübergängen vgl. die Aufsätze von Kober¹⁸⁾ und von Kaiser¹⁹⁾. Schienenübergänge mit Doppelbewegungen, wie von letzterem beschrieben, haben wir bisher noch nicht gebaut. Seine Ausführungen a. a. O. über die Notwendigkeit von Wärmeauszügen zur Entlastung der angetriebenen Übergänge von waagerechten Bewegungen möchte ich unterstreichen.

An mehreren Stellen haben wir beobachtet, daß das beiderseits angrenzende Oberbaugestänge — auch wenn es durch wanderlaschenähnliche Vorrichtungen gegen den festen Überbau festgelegt ist, was sich stets empfiehlt — auf die durch den Schiffsdurchlaß gebildete Lücke zu schiebt. Man ordnet ja von alters her die festen Lager angrenzender fester Überbauten unmittelbar neben dem Schiffsdurchlaß an in der Hoffnung, daß dann die Wärmeschlebung von der beweglichen Brücke weg verlaufen solle. Bei unserem norddeutschen Baugrund nützt das aber oft nichts. Das feste Gestänge schiebt trotzdem in der Richtung des geringsten Widerstandes, d. h. auf die Schiffahrtöffnung zu, und nimmt zuweilen sogar den angrenzenden festen Überbau samt festen Lagern und Pfeilern mit, weil der Baugrund kleine Kippbewegungen des Pfeilers nicht hindert.

Bei Rollklappen mit tiefer Rollbahn bleibt, wenn man an der Klappenwurzel schräge Schienenschnitte vermeiden will, nichts anderes übrig, als auch an der Klappenwurzel angetriebene Schienenübergänge anzuordnen, so daß diese Klappbrückenart mindestens drei Triebwerke erfordert (vgl. D1). Bei allen anderen Klappenarten kommt man an der Klappenwurzel ohne angetriebene Schienenübergänge aus²⁰⁾, indem man den Stumpstoß möglichst starr unterstützt und das anschließende normale Gleis mit vermehrter Widerstandsfähigkeit ausbildet.

c) An beweglichen Brücken mit einwandfreien Schienenübergängen halten wir, falls nicht ganz besondere Gründe vorliegen, eine Beschränkung der Streckengeschwindigkeit nicht für erforderlich.

2. Schwellen. Ebenheitsbedingung. Schienen.

Wir haben anfangs die angetriebenen Schienenübergänge auf Hartholzschwellen gelagert, sind aber bald davon abgekommen. Holzschwellen sind schon in der Anfertigung viel zu ungenau — ein Zimmermannshaar ist bekanntlich daumendick — und arbeiten unter dem Einfluß von Belastung und Entlastung, Nässe und Trockenheit, Wärme und Kälte viel zu stark, um auf die Dauer eine genaue Oberkante zu gewährleisten. Das ist aber gerade der springende Punkt, auf den es für die Betriebssicherheit und Bewährung aller Arten angetriebener Schienenübergänge ankommt: daß im ganzen Bereich der angetriebenen Übergänge die Oberflächen aller Schwellen unveränderlich in genau derselben waagerechten Ebene liegen (Ebenheitsbedingung).

Wir verwenden daher auf beweglichen Brücken mindestens im Bereich der angetriebenen Übergänge, oft auch auf dem ganzen bewegten Überbau Stahlschwellen (Peiner Träger oder Bauart Kaiser²¹⁾), ohne jede Pappelholz- oder Hartfilzzwischenlage, die nur wieder neue Quellen der Ungenauigkeit sind. Das hat sich gut bewährt, das früher befürchtete harte Fahren ist nicht eingetreten. Die Ebenheitsbedingung wird im Laufe des Zusammenbaues am Bauwerk besonders abgenommen; daher zwischen

Stahlschwelle und Längsträger besondere Ausgleichstücke, im Mittel 25 mm dick, die unvermeidliche Ungenauigkeiten von ± 15 mm zu beseitigen gestatten.

Die Schienen stellen wir im Bereich der Übergänge — und damit oft auch des ganzen beweglichen Überbaues — senkrecht, wie bei Weichen, also ohne die sonst übliche Neigung. Als Backenschiene dient am besten eine Normalschiene, die gegen Seitenstöße seitlich gut abzusteuern ist. Das zugehörige Zungenprofil ist für die beweglichen Zungen der beste Baustoff, weil es sich leicht zum Übergang auf die Normalschiene ausschmieden läßt. Schienen- und Zungenbefestigung am besten mit normalen Oberbau-Kleinselenteilen. Im Bereich der Schrägschnitte ist ohne kräftige Grundplatten von etwa 20 mm Dicke nicht auszukommen. Bei abklappenden Zungen ist auf kräftige waagerechte Einspannung, auf eine gut unterstützte Aussparung im Zungenfuß (zur Kleinhaltung der abziehenden Kraft) und auf die Niederhaltung der Zungenspitze (wegen negativen Auflagerdrucks) zu achten.

3. Konstruktionsbedingungen.

a) Kraftbedingung. Die Endschalter, über deren Kontakte das Triebwerk des Schienenübergangs mit der nächstfolgenden Schließungshandlung blockiert wird, können gewöhnlich nicht von den klappenden oder fahrenden Zungen selbst, sondern nur mittelbar von einer Triebwerkswelle aus bewegt werden. Wenn nun durch irgendeinen Umstand — z. B. durch einen zwischen Klappzunge und Backenschiene geratenen Fremdkörper oder durch einen ungewollten mechanischen Anschlag, vgl. im folgenden — die beweglichen Zungen in ihrer normalen Bewegung gehindert werden, so besteht bei ungeeigneter baulicher Ausbildung die Gefahr, daß Motor, Endschalter und Triebwerk unter Verwürgung von Wellen und Verbiegung von Einzelteilen in ihre Endlage laufen und damit die nächstfolgende Schließungshandlung freigeben, ohne daß die Zungen die genaue, befahrbare Endlage erreicht haben. Alle Teile des mechanischen Antriebes müssen daher so kräftig gemacht werden, daß bei gehinderter Zungenbewegung entweder die Motorsicherung, als schwächstes Glied der Kette zuerst nachgebend, den Strom unterbricht oder die vorzusehende Überlastungskupplung (Rutschkupplung) zum Gleiten kommt.

b) Trennstellenbedingung. An den Trennstellen (vgl. E1a) ist größte bauliche Vorsicht notwendig, damit die während der Brückenöffnung getrennt gewesenen Teile beim Schließen wieder in die richtige Lage zueinander kommen, die für die Befahrbarkeit notwendig ist. Deswegen, wenn zwei Winkelhebel wieder zusammenfinden sollen, einen Teil als weit geöffnetes Maul (Abb. 15) mit reichlichen Schrägfürungen ausbilden, das sich dem Bolzen des anderen Teils entgegenstreckt. Bei Druck- und Riegelstangen, die zugleich der Niederhaltung der Zungenspitze dienen, eine reichliche Schrägfläche Sf (Abb. 16) vorsehen, damit bei kleinen Fehlern in der Höhenlage oder kleinen Verbiegungen die feste Schiene nicht mit der Fläche $\{x-x$ zum ungewollten Anschlag für das Andrücken der Zunge werden kann! Besser als Niederhaltung nur Knaggen benutzen, die nicht unter den Schienenfuß, sondern nur in die seitliche Kammer der Schiene fassen (Abb. 17). In einem Falle, der Ztrbl.

d. Bauv. 1926, S. 540, Abb. 22, etwa entsprach, ist der antreibende Flachschieber infolge kleiner Verbiegungen außermittig vor der auf dem festen Teil befindlichen Falle angekommen, die ebenfalls als unbeabsichtigter Anschlag wirkte und das Triebwerk zur Verwürgung brachte.

Wir lassen daher jene Falle für den Flachschieber lieber weg

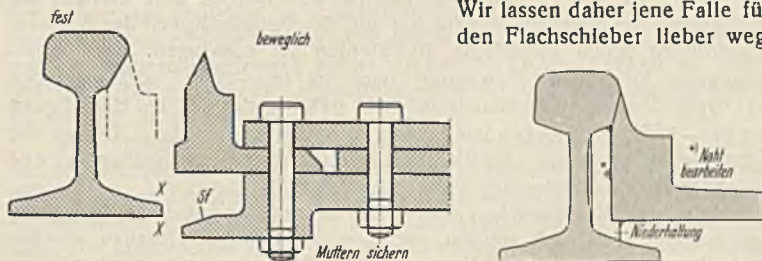


Abb. 15. Trennstelle.

Abb. 17. Empfehlenswerte Niederhaltung.

c) Sperrbedingung. Wir fordern, daß die beiden Abschnitte, in die sich das Triebwerk beim Öffnen der Brücke trennt, während der Trennung jeder für sich gegen zufällige oder böswillige Bewegung gesichert sind. Das läßt sich leicht durch Federsperrn erreichen, die der Klappbrücken- oder Hubbrücken-Überbau erst auf den letzten 20 oder 30 mm seines Schließungsweges durch einen Auflagerdruck von etwa 200 kg je Sperre wieder aufhebt. Wenn der eine der Triebwerkabschnitte — wie z. B. bei der Bauart Kober — nur aus festen Backenschienen besteht und keine beweglichen Teile aufweist, ist die Federsperre nur für den anderen Abschnitt nötig.

¹⁸⁾ Bautechn. 1934, Heft 38 u. 41, S. 487 u. 552.

¹⁹⁾ Bautechn. 1935, Heft 28, S. 385 ff.

²⁰⁾ Bautechn. 1930, Heft 35, S. 532, Abb. 11; Z. d. Vdl 1937, S. 74.

²¹⁾ Stahlbau 1934, Heft 13, S. 103 u. 104.

d) Sicherungsbedingungen. Sicherungstechnisch ist zu fordern, daß die richtige, befahrbare Lage der bewegten Schlenenzungen, die denjenigen einer Weiche vergleichbar sind, durch irgendwelche Vorkehrungen, die vom Triebwerk und der vom Triebwerk bewirkten Verriegelung ganz unabhängig sind, nochmals überwacht wird²²⁾, und daß die Überwachungseinrichtung nicht an antreibenden Teilen, sondern unmittelbar an der bewegten Zunge selbst angreift.

F. Sicherungseinrichtung und Schiffahrtsignale.

1. Streckensicherung und Brückensicherung.

Die Streckensicherung, die hier nicht behandelt wird, dient unmittelbar der Sicherung der Zugfahrten. Die Brückensicherung dient mittelbar demselben Zweck, indem sie durch mechanische oder elektrische Abhängigkeiten sicherstellt, daß Zugfahrten erst zugelassen werden können, nachdem alle Teile die für die Befahrbarkeit der Brücke nötige Lage erreicht haben. Die Brückensicherung hat aber den weiteren Zweck, den Brückenwärter möglichst an Bedienungsfehlern zu hindern, indem sie auf elektrischem oder mechanischem Wege Bewegungen unmöglich macht, wenn sie überhaupt oder zeitweilig nicht zulässig sind.

Der Sicherungstechniker hält es für richtig, dem Brückenwärter alle Denkvorgänge abzunehmen, die sich durch mechanische oder elektrische Abhängigkeiten ersetzen lassen. Der Maschinenbetriebsmann dagegen läßt dem Maschinisten lieber die volle Verantwortung, statt ihn durch Abhängigkeiten einzuengen. Wie man im Einzelfall bei beweglichen Brücken hier die Grenzen ziehen, wie weit man mit der Brückensicherung gehen soll, ist grobenteils Personalfrage (vgl. H 2).

2. Sicherungstechnisches Gesamtprogramm.

Für die Zwecke der Brückensicherung kommen die folgenden Einrichtungen in Frage:

a) Blockapparat, mit dem der Brückenwärter die Zustimmung zu Zugfahrten abgibt; hier liegt der Schnittpunkt zwischen Brücken- und Streckensicherung;

b) Deckungssignale, die bei nichtgeschlossener Brücke in Fahrverbot-Stellung stehen; gegebenenfalls können die Hauptsignale der Streckensicherung auch als Deckungssignale mitwirken, für die Linksfahrt in zweigleisigen Strecken sind unbedingt besondere Deckungssignale nötig;

c) Schienenprüfeinrichtungen, die den befahrbaren Zustand angetriebener Schienenübergänge unabhängig vom Triebwerk überwachen (vgl. E 3);

d) Fußweg- oder Straßenschranken, falls mit der beweglichen Brücke ein Fußweg oder eine Straßenfahrbahn verbunden ist;

e) Schiffahrtsignale (vgl. F 5);

f) elektrische gegenseitige Blockierung der Triebwerke über Endschalterkontakte (vgl. F 3);

g) Sicherung der Handbetriebe, gegebenenfalls Sicherung vorhandener Krane, Vermeidung von Luftriegelungen (vgl. F 4);

h) elektrisches oder mechanisches Stellwerk, falls der Brückenwärter zugleich Stellwerkposten ist (vgl. A 5);

i) Schaltkasten mit Abhängigkeiten, zur Bedienung von b), c), d), e);

k) Sicherungsschalttafeln für die Absicherung der Stromkreise für b), c), d), e), h), i); sowie für die Beleuchtungsstromkreise der Weichen und Signale nebst den zugehörigen Rückmeldelampen;

l) Sicherungsbatterie (vgl. F 3); mit geeigneter Ladevorrichtung.

3. Mithilfe anderer Bereiche.

Zwecke der weitgehenden Brückensicherung kann man auch mit Mitteln der mechanischen Antriebe oder der elektrischen Ausrüstung erreichen.

So ist es bei elektrischem Betrieb der Brücke sehr einfach, die Innehaltung der richtigen Reihenfolge und der Vollständigkeit der Brückenbewegungen durch elektrische Blockierung zu erzwingen. Der Motorstromkreis für die n^{te} Bewegung wird im $(n-1)^{\text{ten}}$, vorangehenden Triebwerk über einen Endschalterkontakt geführt, der erst bei Beendigung der $(n-1)^{\text{ten}}$, vorangehenden Bewegung geschlossen wird. Ähnlich die Abhängigkeit zwischen Schiffahrtsignal einerseits, vorangehender und folgender Brückenbewegung andererseits (vgl. F 5).

Hub- und Klappbrücken dürfen zur Vermeidung von Luftriegelung (vgl. F 4) erst verriegelt werden, nachdem der bewegte Überbau wirklich die Auflager erreicht hat. Das kann man durch Federsperren im mechanischen Antrieb des Riegels erreichen, die der Überbau am Schluß der Brückenschließung durch einen kleinen Auflagerdruck aufhebt (vgl. E 3c); bei verriegelten Riegel- und Schienenübergangsantrieben dient dieselbe Federsperre beiden Zwecken.

Wenn man dagegen für Sicherungszwecke eine geringere Spannung braucht, als sie die Hauptbatterie aufweist — z. B. werden im Sicherungswesen Kupplungs- und Überwachungsströme in Dauereinschaltung für nur 30 V bemessen —, so ist es falsch, einen Teil der Hauptbatterie zu einer Sonderbatterie mit ermäßigter Spannung zusammenzufassen: Diejenigen Zellen, die beiden Batterien angehören, werden stets viel früher erschöpft als die übrigen, die man dann künstlich entladen muß. Wenn man also

sicherungstechnisch eine niedrigere Spannung braucht, als sie die Hauptbatterie aufweist, muß man eine besondere Sicherungsbatterie mit ermäßigter Spannung anordnen.

Ich halte es auch nicht für richtig, wenn man versucht, mit sicherungstechnischen Bauteilen wesentliche Kräfte (z. B. Bremskräfte des Oberbaues) aufzunehmen. Die Sicherungstechnik ist nicht gewöhnt, mit nennenswerten Kräften zu rechnen und dafür zu bauen, da ihr wesentlicher Zweck stets die Überwachung der Sicherheit ist.

4. Brückensicherung bei Handbetrieb. Vermeidung von Luftriegelungen.

Abgesehen von ganz kleinen beweglichen Brücken, hat heute der Handantrieb stets nur noch die Bedeutung einer alleräußersten Notreserve²³⁾. Man braucht daher bei der sicherungstechnischen Bearbeitung des Handantriebs etwas Zeitverlust (z. B. durch Laufwege) nicht zu scheuen; für den seltenen Notfall des Handantriebes kommt es auf einige Minuten nicht an. Hauptsache ist, daß die Sicherung des Handbetriebes in keiner Weise den normalen elektrischen Betrieb aufhält; das läßt sich z. B. durch Schlüsselabhängigkeiten (Wechselschlüssel) erreichen, die bei elektrischem Betrieb nicht bedient werden und in Ruhe bleiben.

Zur Brücke gehörige, mit ihr verbundene Krane müssen, wenn sie mit irgendeinem Teil in irgendeiner Stellung in den lichten Raum der Gleise hineinragen, in die Brückensicherung einbezogen werden. Hierzu sind ebenfalls Schlüsselsicherungen zu empfehlen, die bei Nichtbenutzung des Kranes in Ruhe bleiben.

Wichtig ist, bei allen mechanischen (Riegel- oder Schlüssel-) Sicherungen sogenannte Luftriegelungen zu verhindern. Bei einer Luftriegelung ist es möglich, einen Riegel, der zwei Teile miteinander verriegeln soll,

schon vorzuschleiben, ehe die richtige gegenseitige Lage der beiden Teile zueinander erreicht ist, so daß also der Riegel nicht in die zugehörige Riegelfalle, sondern in die freie Luft hineinschiebt. Ein Beispiel enthält bereits F 3. Ein weiteres Beispiel zeigt Abb. 18. Wenn eine Drehbrücke vom Überbau aus verriegelt werden soll, wird zweckmäßig mit dem Hauptriegelgestänge ein besonderer, senkrecht auf und nieder verschieblicher Stempel verbunden, der gegen einen besonderen, auf dem Drehpfeiler befestigten Riegelkranz arbeitet. Der Riegelkranz hat nur an einer einzigen Stelle ein Loch, das der Grundrißstellung

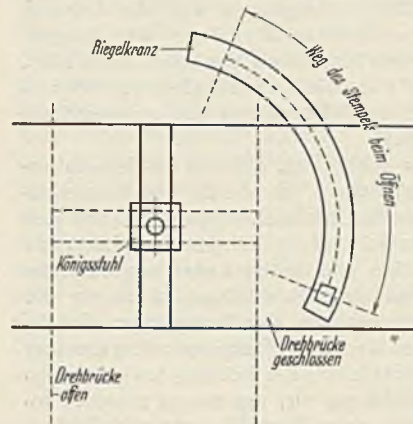


Abb. 18.
Vermeidung der Luftriegelung.

des Stempels bei befahrbarer Brücke entspricht. Nur wenn der Überbau in die genaue Endlage eingeschwenkt ist, kann der Stempel durch das Loch durchtreten und mithin das Hauptriegelgestänge die Stellung „verriegelt“ erreichen. Bleibt dagegen der Überbau in der ausgedrehten oder in einer Zwischenlage, so trifft der Stempel gegen das Fleisch des Riegelkranzes, und das Hauptriegelgestänge läßt sich nicht verriegeln.

5. Schiffahrtsignale.

Die Schiffahrtsignale können ausgebildet werden

- als Lichtsignale für Signalgebung bei Tage und bei Nacht;
- als Formsignale für Signalgebung bei Tage und als Lichtsignale für Signalgebung bei Nacht.

Die erste Möglichkeit, Tages- und Nacht-Licht-Signale, besteht insofern, als keine mechanisch bewegten Teile (Flügel) erforderlich sind, kostet aber mehr elektrischen Strom. Formsignale dagegen lassen sich bei Tage auf weitere Entfernung erkennen und scheinen bei der Schiffahrt beliebter zu sein als reine Lichtsignale. Zum Bewegen der Flügel verwendet man zweckmäßig geschlossene Weichen- oder Signalantriebe normaler Bauart, wie im Sicherungswesen üblich.

Der wichtigste Grundsatz für Entwurf und Ausführung ist, bei Tage und bei Nacht jede Verwechslungsmöglichkeit zwischen den für die Schiffahrt und den für den Eisenbahnbetrieb gültigen Form- und Lichtsignalen zu verhindern.

Schaltungstechnisch müssen die Schiffahrtsignale ähnlich wie ein Triebwerk sowohl gegen die vorhergehende als auch gegen die folgende Bedienungshandlung blockiert werden.

Man muß also erzwingen,

daß es erst bei vollständig geöffneter Brücke bzw. erst dann, wenn beide Überbauten einer Doppelbrücke die schiffahrtfreie Lage erreicht haben, möglich ist, ein Schiffahrtsignal auf Fahrerlaubnis zu bringen,

²²⁾ Bautechn. 1936, Heft 39, S. 560.

²³⁾ Bautechn. 1936, Heft 39, S. 559.

und anderseits,

daß es erst, nachdem die Schiffahrtssignale für beide Fahrtrichtungen auf Fahrtverbot stehen, möglich ist, mit der Schließung der Brücke, bei Doppelbrücken mit der Schließung auch nur eines Überbaues zu beginnen.

Bei geschlossener Brücke muß stets durch Signal ein Fahrtverbot für die Schiffahrt gezeigelt werden.

Die vorstehenden Bedingungen führen zu einer Schützenschaltung, mit der sie sich leicht erreichen lassen.

G. Bedienungshaus.

1. Lage des Bedienungshauses.

Über die Lage des Bedienungshauses zum bewegten Überbau, zu den Triebwerken, zur Schiffahrtstraße und zum Bahnhof vgl. unter A 4 und 5.

2. Raumbedarf im Bedienungshaus.

Im Bedienungshaus sind folgende Räume vorzusehen:

a) Bedienungs- und Schaltraum, der Dienstraum des Brückenwärters, Höhenlage etwas über S.-O., mit möglichst guter Sicht auf die Gleise, die Schiffahrtstraße und benachbarte Überwege. Hier unterzubringen sind

Schaltpult (vgl. E 3 f), das an allen Seiten wegen guter Zugänglichkeit mindestens 500 bis 600 mm von den Wänden entfernt sein muß; Länge kann 4 m erreichen und überschreiten;

Schalttafel, zwischen ihr und der Wand etwa 1,45 bis 1,60 m Abstand zur besseren Ausführung von Unterhaltungsarbeiten;

Schützenschrank, ebenfalls bis zu 4 m lang; bei Unterbringung in einem anderen Raum auf gute Verbindung zu Schaltpult und Schalttafel achten;

Blockapparat, Stellwerk, Schaltkasten, Sicherungsschalttafel (vgl. F 3), Schlüsselbrett für Ersatzschlüssel; Tisch, Stuhl, Fernsprecher, Anschreibtafel.

b) Kabelboden. Gut bewährt hat sich die Anordnung eines besonderen, nur der Kabelverlegung dienenden Hohlraumes, des Kabelbodens, unter dem ganzen Bedienungsraum. Bauliche Ausbildung entweder als von oben aufnehmbarer Hohlfußboden von 20 cm Lichthöhe oder als bekriechbares Zwischengeschoß von etwa 1,20 m Lichthöhe. Weitere Möglichkeit Anordnung eines Kabelgangs mit voller Geschoßhöhe, Lichthöhe etwa 2,20 m, unter einem Teil des Bedienungsraumes, derart, daß alle elektrischen und sicherungstechnischen Schalteinrichtungen vom Kabelgang mit senkrechten Deckendurchbrüchen zu erreichen sind; dann ist man aber an die einmal geplante Aufstellung der Steuergeräte mehr oder weniger gebunden.

c) Unterbringungsräume für Teile des maschinell-elektrischen und sicherungstechnischen Gesamtprogramms; in Frage kommen

Abspannstation, Notstromanlage, Leonard-Umformer, Stromspeicher, Betriebsstofflager, Ersatzteillager, Werkstatt (vgl. D. 1);

Spannerkeller bei mechanischem Stellwerk, Sicherungsbatterie mit Ladevorrichtung.

d) Heizraum mit Kohlenkeller (Sammelheizung).

e) Abort mit Waschgelegenheit.

f) Schrank-, Lampenputz- und Geräteraum. Dieser Raum wird sehr leicht entweder ganz vergessen oder im Platzbedarf unterschätzt; erforderlich sind mindestens 12 m². Unterzubringen sind

für jeden ständigen Brückenwärter je ein Kleiderschrank zum Wechsel der Straßen- und Dienstkleidung;

Ölzeug, Filzstiefel, Wintermäntel;

tragbare Haltsignale, Signallaternen;

kleine Leiter, Schneeschuppe, verschiedene Besen, Scheuereimer, Scheuerlappen; sonstiges Putzzeug;

einfachstes Handwerkszeug (Beil, Hammer, Zange, Nägel, Brechstange, Holzäge, verschiedene Schraubenschlüssel usw.).

3. Bauliche Einzelheiten.

In den Wänden und Decken sind bei der Planung ausreichende Durchbrüche zur Durch- und Einführung von Kabeln und Leitungen vorzusehen. Trotzdem werden sich Stemmarbeiten für diese Zwecke praktisch nie ganz vermeiden lassen.

Zum Einbringen von Schaltpult, Schützenschrank usw., die gegebenenfalls zu unterteilen sind, müssen Türen, Fenster oder Luken von genügender Größe vorgesehen werden.

Batterieräume sind zum Schutze gegen Säuredämpfe vom übrigen Teil des Hauses durch dichte Wände abzuschließen, sie erhalten ihren Zugang durch Türen, die unmittelbar ins Freie führen.

Umlaufende Maschinen (Notaggregat, Leonard-Umformer usw.) sind, wenn überhaupt im Bedienungshaus, auf schall- und schwingungsdämpfender Unterlage aufzustellen. Eine Abspannstation (vgl. D. 1) muß unter besonderem Verschuß des Hochspannungslieferers (Überlandzentrale) gehalten werden.

Die sonstige bauliche Ausbildung entspricht etwa der von Stellwerkgebäuden.

H. Betriebsführung.

1. Betriebsführung und Entwurf. Grundsätzliches.

Die Forderung, man müsse schon beim Entwurf Rücksicht auf den späteren Betrieb der beweglichen Brücke nehmen, geht nicht weit genug. Die federführende Stelle (vgl. A. 1) muß sich zuerst eine scharfe Vorstellung der späteren Betriebsführung der beweglichen Brücke in allen ihren vorstehend behandelten einzelnen Teilen und im Zusammenhang mit der Arbeit der Bahnmeisterei, des Bahnbetriebswerks, der benachbarten Bahnhöfe und Stellwerke machen, und aus dieser Vorstellung heraus muß der ganze Entwurf gestaltet werden.

Die Betriebsführung zerfällt in Bedienung und Unterhaltung der Brücke. Beiden Aufgaben entsprechen Personen verschiedener Vorbildung, sie obliegen bei der Reichsbahn verschiedenen aufsichtführenden Ämtern und örtlichen Dienststellen. Es empfiehlt sich auch, entsprechend dieser Teilung im Bedienungshaus getrennte Räume zur Ausführung laufender Arbeiten vorzusehen, und zwar für die bedienenden Brückenwärter den Schrank-, Lampenputz- und Geräteraum (vgl. G. 2f), für die unterhaltenden Maschinen- oder Elektroschlosser die kleine Werkstatt (vgl. D. 1k).

2. Bedienung und Bedienungspersonal (Brückenwärter).

Die Brückenwärter, die die beweglichen Brücken öffnen und schließen, sind bei der Reichsbahn Stellwerkmeister oder Weichenwärter, also Betriebsbeamte. Das ist wegen des engen Zusammenhanges zwischen Brückensicherung und Streckensicherung aus Gründen der Betriebssicherheit unerlässlich; es hat aber den Nachteil, daß die Brückenwärter, die aus der Oberbauarbeit der Bahnmeisterei hervorgehen und für die Bedienung der Brücken nur angelernt werden, beim besten Willen aus Mangel an maschinellen und elektrischen Vorkenntnissen bei der Bedienung, beim Beobachten der Triebwerke, der Strom- und Spannungsmesser usw. nicht die Feinfühligkeit und Sachkenntnis aufbringen können, die man vom gelernten Maschinisten verlangt. Wenn nun auch die ständig an einer Brücke tätigen Brückenwärter sich oft recht gut einarbeiten, so müssen Sonntags, bei Urlaub und bei Krankheit häufig Vertreter (Ablöser) eingesetzt werden, die sonst andere Arbeiten ausführen. Es empfiehlt sich, genau wie im Stellwerkdienst, solche Ablöser nur dann im Brückenwärterdienst einzusetzen, wenn ihre Ausbildung und Prüfung oder ihre letzte Tätigkeit in der Brückenbedienung nicht länger als vier Wochen zurückliegt, und andernfalls die Ausbildung und Prüfung zu wiederholen.

Die Maschinenbau- und Elektrizität-Unternehmungen neigen oft dazu, so zu entwerfen, als ob ein sachkundiger Maschinist — wenn nicht gar Ingenieur! — die Brücken zu bedienen hätte. Mit was für Zwischenfällen man in Wirklichkeit rechnen muß, zeigt folgender Sonderfall.

Auf einer Straßen-Klappbrücke, die nicht von der Reichsbahn betrieben wird, hält ein Kraftwagen, aus dem eine Frau aussteigt, um einen auf die Brücke zukommenden Segler zu photographieren. Ihr Begleiter bleibt im Kraftwagen. Der Brückenwärter sieht den Segler ebenfalls. Seiner Dienstanweisung entsprechend geht er aus dem Bedienungsraum hinaus auf die Klappbrücke — 4 m vor ihm steht der Kraftwagen! —, dreht sich um, geht wieder in den Bedienungsraum hinein, schließt die Straßenschranken, so daß der Wagen gefangen ist, und öffnet die Klappbrücke! Da es eine Scherzerklappe mit tiefliegendem Rollkranz war, rollte der Wagen rückwärts in den Klappenspalt und wurde zerstört, während die beiden Insassen nur geringe Verletzungen erlitten. Auch das Schreien dieser beiden Menschen konnte den Brückenwärter nicht veranlassen, die Klappbrücke zum Stillstande zu bringen. Der Brückenwärter wurde nach öffentlicher Gerichtsverhandlung fristlos entlassen.

Aus solchen Vorkommnissen ergibt sich die Lehre: Jede Dummheit, die irgendwie vorstellbar ist, wird im Betrieb über kurz oder lang wahrscheinlich einmal gemacht, vielleicht aus Flüchtigkeit, vielleicht in der Aufregung, vielleicht in entschuldbarem Irrtum. Deshalb und wegen der erwähnten geringen Sachkunde ist es m. E. richtig, die Triebwerke und Sicherungseinrichtungen selbst für den Menschen denken zu lassen und möglichst „foolproof“ auszubilden, mit der Brückensicherung soweit als möglich zu gehen (vgl. F 1).

Man erleichtert dem Brückenwärter die Arbeit und spart viel Zeit bei der Brückenbewegung, wenn man alle Handlungen zur Bedienung der Brücke im Bedienungs- und Schaltraum vereinigt, so daß der Wärter bei normalen Brückenöffnungen möglichst keine Laufwege zurückzulegen hat. Von dieser Regel sollte man nur aus zwingenden Gründen abweichen.

3. Öffnungs- oder Schließungsplan. Zeitbedarf.

Zum Wesen der beweglichen Brücke gehört, daß bei geschlossener Brücke die Schiffahrt, bei geöffneter Brücke Eisenbahn- oder Straßenverkehr ruhen muß. Bei beweglichen Straßenbrücken wird man mit dem Begriff des Vorfahrtrechtes auskommen, das gewöhnlich der Schiffahrt als dem älteren Verkehr zugebilligt wird. Die Eisenbahn dagegen kann sich auf ein Vorfahrtrecht der Schiffahrt nicht einlassen, da die genaue Innehaltung eines auf die Minute abgestellten Fahrplans vom Wesen der Eisenbahn unzertrennlich ist.

Um der Schiffahrt lange Wartezeiten zu ersparen und eine zeitliche Planung zu ermöglichen, empfiehlt sich die Aufstellung und öffentliche Bekanntmachung eines Brückenöffnungs- oder -schließungsplans.

Der Brückenöffnungsplan gibt eine obere Grenze für die Zeiten, in denen die Brücke höchstens für die Schifffahrt geöffnet werden kann; bei Sonderfahrten und Verspätungen müssen einzelne Öffnungszeiten ausfallen.

Der Brückenschließungsplan gibt eine untere Grenze für die Zeiten, in denen die Brücke für den Zug- oder Straßenverkehr mindestens geschlossen sein muß; bei Sonderfahrten und Verspätungen müssen Schließungszeiten verlängert werden, oder es kommen neue Schließungen hinzu.

Um einen dieser Pläne aufstellen und beurteilen zu können, ob eine bestimmte Fahrplanlücke (Zugpause) zum Öffnen der Brücke ausreicht, muß man sich ein genaues Bild des Zeitbedarfs einer Brückenöffnung machen. Die Fahrplanlücke muß mindestens gleich sein der Summe der Einzelzeiten für

- die Zugfahrt von der Brücke bis zur nächstfolgenden Blockstelle, die nach Anordnung der Streckensicherung den Brückenwärter die Zustimmung zur Zugfahrt zurückgeben und damit die Brückenöffnung einleiten kann;
- das eigentliche Brückenspiel (Öffnen, Schiffsdurchfahrt, Schließen);
- die Zugfahrt von der vorliegenden Blockstelle, die je nach Anordnung der Streckensicherung die Zustimmung des Brückenwärters zur Zugfahrt erhält, bis zur Brücke, da die Brücke schon vollständig geschlossen sein muß, wenn der Zug an dieser Blockstelle vorbeifährt.

Die Zeit b) für das eigentliche Brückenspiel setzt sich zusammen aus den Teilzeiten für

A. Öffnen der Brücke:

- Entriegeln (Bedienen der sicherungstechnischen Einrichtungen); gegebenenfalls Abschränken von Fußwegen oder Straßenfahrbahnen, die mit der Brücke verbunden sind;
- Schienenübergänge öffnen;
- Nebetriebwerke bedienen (z. B. bei Drehbrücken Hubwerke absenken);
- Haupttriebwerk bedienen (Drehbrücke ausschwenken, Klappbrücke aufklappen usw.);
- Schiffahrtsignale auf Fahrt bringen;

B. Durchfahrt des Schiffes (dabei sehr große Zeitunterschiede zwischen z. B. einem leerfahrenden Motorschiff und mehreren auf Gegenfahrt durch dieselbe Öffnung befindlichen Schleppzügen);

C. Schließen der Brücke:

- Schiffahrtsignale auf Fahrtverbot bringen;
- Haupttriebwerk bedienen (Drehbrücke einschwenken usw.);
- Nebetriebwerke bedienen;
- Schienenübergänge schließen;
- Verriegeln (Sicherungseinrichtungen bedienen; gegebenenfalls Fußweg- oder Straßenschränken öffnen);
- Zustimmung zur Zugfahrt abgeben (Blockbedienung).

Häufig wird bei der Zeitschätzung nur an den Hauptvorgang gedacht, also an das Schwenken der Drehbrücke oder das Klappen der Klappbrücke. In Wirklichkeit überwiegen in der Regel die Nebenvorgänge und Nebenzeiten in der Summe, besonders wenn Laufwege zurückzulegen sind. Dauert z. B. der Hauptvorgang beim Öffnen und Schließen je eine Minute, so müssen alle übrigen Verhältnisse schon sehr günstig liegen, wenn Zugpausen unter acht Minuten für eine Brückenöffnung genügen sollen.

4. Normaler Betrieb und Winterbetrieb.

Einer beweglichen Brücke geht es am besten, wenn sie recht viel Schifffahrt, vielleicht 20 bis 30 Öffnungen am Tage, und recht wenig Eisenbahnbetrieb, vielleicht acht bis zwölf Züge am Tage, zu bewältigen hat. Bei normalem Wetter soll man täglich, auch wenn keine Schifffahrt vorliegt, die Brücke mit allen Triebwerken mindestens einmal vollständig durchbewegen.

Für die Winterzeit, wenn strenger Frost und Eis herrschen, ist zu unterscheiden zwischen

a) Brücken im Bereich eines Hafens oder einer durch Eisbrecher offengehaltenen Schifffahrtstraße, wo täglich, auch bei Kälte bis zu 30°, Schiffe fahren und verholten. Solche Brücken auch bei schwerstem Frost täglich in Bewegung halten! Die Erfahrungen, die wir mit diesem Grundsatz bei unseren Drehbrücken im Stettiner Hafen in dem sehr strengen Winter 1928/29 gemacht haben, sind durchaus gut;

b) Brücken im Bereich einer Schifffahrtstraße, auf der bei strengem Frost mangels Eisbrechertätigkeit im Winter eine natürliche Schifffahrtspause von einigen Wochen eintritt. Bei solchen Brücken wird man in der natürlichen Schifffahrtspause größere Unterhaltungsarbeiten vornehmen, die sich nicht mit täglichen Brückenöffnungen vertragen. Bei Eintritt milder Witterung dauert es in solchen Fällen 8 bis 14 Tage, ehe die Schifffahrt wieder durchkommt; in dieser Zeit ist aber auch die bewegliche Brücke, auch wenn einzelne Teile zur Überholung ausgebaut oder vereist waren, wieder betriebsklar gemacht.

5. Unterhaltung und Unterhaltungspersonal (Brückenschlosser, Maschinisten, Werkführer).

Die Unterhaltung des Stahlbaues beweglicher Brücken bietet nichts Besonderes; höchstens, daß man z. B. bei Landebrücken, die dem Angriff

durch Wasser, Eis und Schiffsstöße besonders ausgesetzt sind, die Hauptprüfungen in kürzeren Zwischenräumen wiederholt, als sonst üblich.

Anders dagegen die Unterhaltung der maschinellen und elektrischen Einrichtungen, die im folgenden ausschließlich unter Unterhaltung verstanden wird.

Alle Unterhaltung ist sozusagen eine verlängerte, über lange Zeit erstreckte Montage mit betriebseigenen Mitteln und Behelfen, ohne die Mithilfe von Privatunternehmern. Es ist deshalb durchaus zu empfehlen, Montagekrane und Flaschenzüge, die man zum Anheben von Maschinen und sonstigen Teilen braucht, dauernd am Bauwerk zu belassen, genau wie das heute z. B. bei elektrischen Kraftwerken üblich ist.

Die Betriebsicherheit einer beweglichen Brücke ist zu 90% nur eine Frage der Güte und des Umfangs der Unterhaltung. Es ist viel schwerer, eine bewegliche Brücke in guter Betriebsicherheit zu erhalten, als sie zu erbauen. Folgende Punkte sind zu beachten:

a) Bauaufsicht. Der Beamte (Inspektor, Ingenieur) des Bahnbetriebswerks, der später die maschinelle Unterhaltung überwachen soll, muß den ganzen Bau in allen Einzelheiten von vornherein als maschinentechnischer Bauaufsichtsbeamter beaufsichtigen. Er weiß dann von vornherein, daß jede Nachlässigkeit, die er beim Bau durchgehen läßt, ihm später bei der Unterhaltung doppelte und dreifache Mühe machen wird.

Ebenso ist es zu empfehlen, daß die Maschinen- oder Elektroschlosser oder Werkführer, die später die Unterhaltungsarbeiten ausführen sollen, während der ganzen Bauzeit praktisch mitarbeiten, damit sie die Gesamtanlage von Grund auf kennenlernen.

Es ist ein Fehler, wenn Maschinenamt und Bahnbetriebswerk erst die fertige Anlage übernehmen.

b) Unterhaltungsplan. Die Unterhaltung muß vorbeugend und planmäßig sein. Aus dem Unterhaltungsplan müssen die Handwerker den Umfang der Arbeiten und die Zeitabstände, in denen sie zu wiederholen sind, ersehen können. Auch für die federführende Stelle (vgl. A 1) ist die Kenntnis des Umfangs der Unterhaltungsarbeiten sehr ausschlaggebend, namentlich mit Rücksicht auf die Personalbemessung. Bei einer einzigen größeren Brücke unseres Bezirks sind z. B. unter anderem

an Teilen der mechanischen Ausrüstung

813 Staufferbuchsen und Schmiernippel, 51 Ringschmierlager, 3463 Schraubenverbindungen, 389 Keilverbindungen, 200 Zahn- und Kegelräder,

an Teilen der elektrischen Ausrüstung

20 Motoren, 19 Bremslüfter, 22 Endschalter, 28 Abzweigkasten, 534 Kontaktfinger, 44 Stromauslöser und Schütze und 4283 Anschlußklemmen

zu unterhalten, wobei diese Zahlen aber nur einen Bruchteil der zu leistenden Unterhaltungsarbeit widerspiegeln.

Wenn die Unterhaltung nachhinkt, wenn man — statt nach festem Plan alle Teile regelmäßig nachzusehen — nur immer zu tun hat, dort zu flicken, wo sich ein Schaden zeigt, darf man sich über mangelhafte Betriebsicherheit nicht beklagen.

c) Arbeitspause. Bei stark belegten Strecken mit kurzen Zugpausen muß der Betrieb für die Ausführung von Unterhaltungsarbeiten eine tägliche Zugpause (Fahrplanlücke) von mindestens 30 min innerhalb guter Arbeitszeit zugestehen. Die Nachbarbahnhöfe müssen diese Pause streng einhalten und dürfen sie keinesfalls zu Leer- und Sonderfahrten benutzen. Von jeder Maschine kann man auf die Dauer nur gute Leistungen erwarten, wenn Zeit zum Probieren, Beobachten, Pflegen und Ausbessern da ist. Wer für die Betriebsicherheit und Zuverlässigkeit einer beweglichen Brücke gerade stehen soll, muß die beschriebene Arbeitspause unbedingt täglich zur Verfügung haben.

d) Reserveteile. Schon beim Entwurf achte man darauf, daß das Ausfallen eines Motors, eines Leonard-Umformers, einer Dieselmachine nicht zum Erliegen des ganzen elektrischen Brückenbetriebes führen darf. Doppelbrücke und Vorsatzgerät bieten viele Möglichkeiten, sich bei Schadenfällen oder beim Aussetzen des elektrischen Stromes immer wieder anders zu helfen.

Von allen Teilen, die erfahrungsgemäß stärkerem Verschleiß unterliegen, z. B. Sellen oder Federn in elektrischen Anlassern und Schaltern, sind Ersatzteile vorrätig zu halten, die möglichst in der Nähe und unter Schutz gegen die Witterung zu lagern sind.

e) Doppelbesetzung. In personeller Hinsicht besteht für bewegliche Brücken mit starkem Zugverkehr und kurzen Zugpausen, ferner für Brücken mit verwickelten und umfangreichen elektrischen Einrichtungen, erst recht in den Fällen, wo beide Voraussetzungen zutreffen, die beste Lösung darin, während der Stunden von etwa 5 bis 21 Uhr die Brücke doppelt zu besetzen: mit einem bedienenden Brückenwärter und mit einem für die Unterhaltung verantwortlichen Brückenschlosser oder Werkführer, der im Störfalle aus eigener Sachkunde sofort eingreift und den Schaden abstellt. Mit dieser Regelung haben wir die besten Erfahrungen gemacht.

Alle Rechte vorbehalten.

Betonbereitung und -verarbeitung bei deutschen Talsperrenbauten.

Von Dr. Georg Garbotz VDI, o. Professor a. d. Technischen Hochschule Berlin,
unter Mitwirkung von Dr.-Ing. A. Bonwetsch VDI, Dipl.-Ing. T. v. Rothe und Dipl.-Ing. E. Meißner VDI¹⁾.

Geschichtlicher Rückblick.

Die ersten größeren Talsperren von mehr als 15 m Höhe (s. Zusammenstellung 1) wurden in Deutschland in den 90er Jahren gebaut, wenn man von dem historisch ältesten, bis in das Jahr 1765 zurückreichenden Oderteichstaudamm im Harz absieht. Sie waren durchweg

lagerbachsperre, und zwar vom Landkreis Aachen erbaut; sie kann mit einem Betoninhalt von 72000 m³ allerdings im Vergleich zu ihren Mauerwerkswebern der gleichen Zeit oder gar den Nachkriegs-Betonsperrern nicht als übermäßig groß angesprochen werden. Der Krieg auf der einen Seite, mehr wohl aber noch die betriebstechnisch ungünstige Verarbeitbarkeit des damals allein bekannten Stampfbetons dürften eine Entwicklung hinten gehalten haben, die angesichts der sonstigen Erfolge des Betonbaues und der wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Rührigkeit seiner Anhänger nahegelegen hätte.

So beginnt erst mit der wirtschaftlichen Wiedererholung nach dem Kriege, d. h. mit der Scheinkonjunktur in den 20er Jahren, eigentlich zum zweiten Male der Bau von Betonsperrern in Deutschland, als in den Jahren 1920 bis 1922 gleich drei derartige Bauwerke, die Linach-, Brändbach- und Pfreimdsperrre mit 11500, 9000 und 4000 m³ Betoninhalt vergeben wurden. Ihnen folgen, nach den Fertigstellungsjahren geordnet:

1926 die Regensperre am Höllenstein . . .	mit 16600 m ³
1926 die Schwarzenbachtalsperre	290000 "
1928 die Aggertalsperre	92000 "
1930 die Kriebsteintalsperre	55000 "
1931 die Schwarzatalsperre	44000 "
1932 die Schluchsectalsperre	124000 "
1932 die Bleilochtalsperre	180000 "
1935 die Zillierbachsperre	58000 "
1936 die in Angriff genommene Hohenwartetalsperre mit etwa	480000 "

Betoninhalt, d. h. 13 Betonsperrern, von denen allerdings der größte Teil in den Jahren 1923 bis 1930 angefangen wurde, während in der gleichen Zeit 8 Sperrern in Mauerwerk und 3 Sperrern als Erddämme erstellt wurden (vgl. Zusammenstellung 1). Der Bau der letzteren wurde im übrigen in der Zeit der wirtschaftlichen Depression nach 1930 wohl vornehmlich zur Beschäftigung von Arbeitslosen in verstärktem Maße wieder aufgenommen.

Wodurch erklärt sich, abgesehen von den rein wirtschaftlichen Zeitumständen, diese Entwicklung des Betonsperrernbaues nach einer so offensichtlichen Zurückhaltung bis zum Jahre 1920?

Die Verarbeitbarkeit des Betons.

Die Verarbeitungsmöglichkeit des Betons dürfte die ausschlaggebende Rolle hierbei gespielt haben. Sperrmauern aus Bruchsteinen erforderten eine große Anzahl von Steinsetzern²⁾, die meist sehr schwer zu bekommen waren und deren Tagesleistung durch die beschränkte Möglichkeit ihres räumlichen Einsatzes stark begrenzt war. Dadurch wurden lange Bauzeiten, d. h. erhebliche Verluste aus den damals sehr hohen Bauzinsen

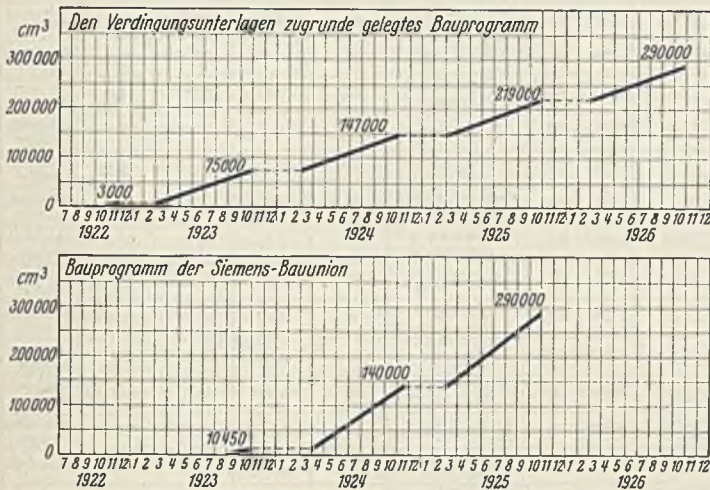


Abb. 1. Schwarzenbachtalsperre. Vergleich der Bauzeiten bei Herstellung in Mauerwerk und in Gußbeton.

als Schwerkriegtsmauern in Mauerwerk ausgeführt und standen bis 1911 nur in Wettbewerb zu Erddämmen, die gerade in neuester Zeit bei geeigneten örtlichen Verhältnissen immer wieder erfolgreich verwendet werden. Erst in den Jahren 1909 bis 1912 wurde die erste Betonsperrre, die Drei-

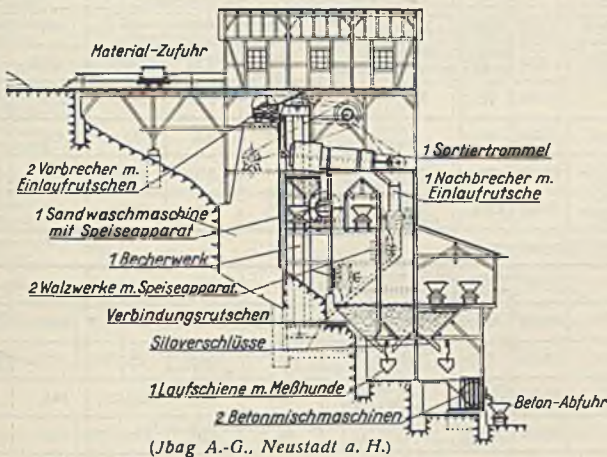


Abb. 2. Talsperre Bagni della Porretta. Zusammenfassung der Aufbereitungs-, Silo- und Mischanlage am Hang bei günstiger Geländegestaltung.

¹⁾ Der Aufsatz wird demnächst in dem offiziellen Berichtswerk des Talsperrenkongresses Washington 1936 erscheinen, das als Buch gemeinsam mit dem gesamten Berichtswerk der Weltkraftkonferenz 1936 herausgegeben werden soll. — Die Unterlagen sind zur Verfügung gestellt worden von den Bauherren: Aggertalsperren - Genossenschaft, Derschlag i. Rhld.; Badische Landesenergieversorgung AG, Karlsruhe; Kraftwerk am Höllenstein AG, Straubing; Provinzial-Talsperrenbauamt, Wernigerode; Schluchseewerk AG, Freiburg i. Br.; Stadt Bräunlingen a. Donau; Wasserwerk des Landkreises Aachen, Aachen; Oberpfalzwerke AG, Regensburg, und von den Baufirmen: Dyckerhoff & Widmann AG, Berlin; Grün & Bilfinger AG, Mannheim; Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag, Frankfurt a. M.; Philipp Holzmann AG, Frankfurt a. M.; Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt, sowie vom Reichsverband der deutschen Wasser-



Abb. 3. Regensperre. Baustelleneinrichtung. Lageplan.

wirtschaft e. V., Berlin. Einen Teil der Umzeichnungen hat entgegenkommenderweise der Verein deutscher Ingenieure geliefert.

²⁾ Mombert, Zur Ausführung massiver Staumauern. Bautechn. 1925, Heft 29 u. 31, S. 402 u. 427.

bis zur Inbetriebnahme bedingt. Wirtschaftlich nicht viel besser lagen die Verhältnisse beim Stampfbeton. Auch hier war die an und für sich schwierige Einbringungsmöglichkeit begrenzt durch die Einsatzmöglichkeit der Arbeiter und die Leistungsfähigkeit beim Stampfen des Betons, wobei 1 bis 1,5 m³/Arbeitsstunde kaum überschritten wurden³⁾. An eine Mitverarbeitung von Einlagesteinen zur Zementersparnis war hierbei nicht zu denken. Im übrigen hängt die Güte des Stampfbetons bzw. die Auswirkung des niedrigen Wasserzusatzes auf die Eigenschaften des erzeugten Betons in hohem Maße von der Wirkung der Stampfarbeit ab. Diese wird aber nur in engen und sehr festen Schalungen und bei geringer Schichthöhe wirklich erfolgreich sein, während sie bei großen Massenkörpern naturgemäß nicht zu einer gleichmäßigen Verdichtung der Masse und zum restlosen Ausfüllen der Hohlräume führt. Besondere Schwierigkeiten bietet dabei erfahrungsgemäß die einwandfreie Verbindung der nacheinander eingebrachten Stampflagen.

Es mußte daher eine Umwälzung in der Betonverarbeitung bedeuten, als um die Jahrhundertwende die Amerikaner feststellten, daß durch einen Wasserzusatz von etwa 140 l/m³ und mehr Beton so flüssig wurde, daß er in Rinnen mit einem Gefälle von 1:2 bis 1:3 lief⁴⁾, ohne jede weitere Nacharbeit Eiseneinlagen und naturgemäß auch Einlagesteine umhüllte und die Schalungen einwandfrei ausfüllte. In dem so durch die Erhöhung des Wasserzusatzes entstandenen Gußbeton wird der bindende Zementleim weich-flüssig und somit das Mischgut fließfähig, so daß dessen einzelne Kornbestandteile unter Wirkung der eigenen Schwere ineinandergleiten und selbsttätig eine möglichst dichte Lagerung zu erreichen suchen. So ist beim Gußbeton im allgemeinen keine mechanische Verdichtungsarbeit erforderlich; er kann mithin auch in mehrere Meter hohen Schichten eingebracht und in völlig gleichmäßiger Güte erstellt werden.

Es ist müßig, den Streit um die Festigkeitseigenschaften dieses an und für sich durch den vermehrten Wasserzusatz in seinen Festigkeitseigenschaften verschlechterten Betons an dieser Stelle neu aufzuwärmen; insbesondere im Talsperrenbau mit seinen meist als Schwergewichtsmauern ausgebildeten Staukörpern spielt die Würfel- gegenüber der Mauerwerksfestigkeit nur eine untergeordnete Rolle. Entscheidend sind vielmehr die wirtschaftlichen Vorteile, d. h. die Verbilligung der Herstellung, die mit der leichteren Verarbeitbarkeit verbunden ist, wie ja die Erfahrungen der letzten 20 Jahre schlagend bewiesen haben. Auch die anfänglich auftretenden Entmischungerscheinungen bei längeren Förderwegen konnten bald überwunden werden, nachdem man in einem sachgemäßen Kornaufbau und in möglichst stoßfreier Förderung den geeigneten Weg zu ihrer Vermeidung erkannt hatte. Förderwege von mehr als 200 bis 300 m zwischen Mischmaschine und Verwendungsstelle und Förderzeiten des Betons bis zu 20 min und mehr konnten daher ohne Einbuße an Güte in Kauf genommen werden, so daß also das ursprüngliche Bestreben, Herstellung und Verarbeitung des

Zusammenstellung 1.

Gesamtübersicht über die deutschen Talsperren von mehr als 15m Höhe												
Lfd. Nr.	Name der Talsperre	Fertigstellg. Jahr	Bauherr	Baufirma	Fassgs. Raum d. Staubeck in 1000m ³	Sperrmauerinhalt in 1000m ³	Baustoff der Sperrmauer	Größe Höhe der Sperrmauer h in m	Größe an der Krone b _k in m	Breite an der Sohle b _s in m	Größe Länge der Sperrmauer l in m	Form der Sperrmauer
Rheingebiet												
1	Eschbach	1891	Stadt Remscheid	Wolf & Verina Düsseldorf	1100	17	Bruchstein (Lenneschiefer)	25	4,00	14,50	160	gekrümmt R=125m
2	Fuelbecke	1896	Talsperrenengessensch. Alfena	Feldmann & Co Lüdenscheid	700	18	(Grauwacke)	27	3,50	16,00	145	gekrümmt R=150m
3	Heilenbecks	1897	Volmetalsperrenengessensch. Milspe	H. Schütte Barmen	450	9	(Grauwacke u. Lenneschiefer)	20	2,80	11,70	162	gekrümmt R=125m
4	Bever	1898	Wupperverband Wuppertal	" "	3 300	32	Bruchstein (Lenneschiefer)	25	4,00	17,00	235	gekrümmt R=250m
5	Lingese	1899	" "	H. Schütte Barmen	2 600	29,3	(Grauwacke)	25	4,50	16,70	183	gekrümmt R=200m
6	Salbach	1899	Stadt Ronsdorf	K. Ernst Lange Ronsdorf	300	18,2	(Grauwacke u. Lenneschiefer)	24	4,00	15,35	170	gekrümmt R=125m
7	Herbringhausen Obere Sperre	1900	Stadt Barmen	Rothstein & Sohn	2 500	42	(Grauwacke)	33	4,50	23,70	205	gekrümmt R=150m
8	Sengbach	1902	Stadt Solingen	C. Vehring Hamburg	3 000	65	(Lenneschiefer u. Grauwacke)	43	4,45	36,50	180	gekrümmt R=125m
9	Ennepe	1904/12	Ennepe-Talsperrenengessensch. Schwelm	Diß & Co Düsseldorf	12 600	108	(Grauwacke)	50	4,00	33,00	320	gekrümmt R=250m
10	Glör	1904	Volmetalsperrenengessensch. Milspe	H. Küster Hannover	2 100	34	" "	32	4,50	23,00	167,5	gekrümmt R=125m
11	Hasperbach	1904	Stadt Hasper	C. Menninger Weimar	2 000	57	(Grauwacke u. Lenneschiefer)	34	4,00	23,60	260	gekrümmt R=225m
12	Urft	1904	Ruhr-Talsperrenengesellschaft G. m. b. H. Aachen	Ph. Holzmann-A.G. Frankfurt	45 500	147	(Grauwacke u. Schiefer)	58	5,50	55,00	226	gekrümmt R=200m
13	Verse	1904	Talsperrenengessensch. Förlwigge	H. Schütte Barmen	1 650	24	(Grauwacke)	29	4,00	18,60	180	gekrümmt R=125m
14	Henne	1905	Talsperrenengessensch. der oberen Ruhr, Meschede	D. Liesenhoff Dortmund	11 000	107	" "	38	5,00	28,00	369	gekrümmt R=350m
15	Jubach	1906	Volmetalsperrenengessensch. Milspe	H. Küster Hannover	1 000	27,9	" "	28	4,50	19,20	152	gekrümmt R=125m
16	Oester	1906	Talsperrenengessensch. Oesterau	Eigenbetrieb	3 100	52	" "	36	4,50	26,50	231	gekrümmt R=150m
17	Neye	1908	Stadt Remscheid	Ernst Jüngst Hagen Westf.	6 000	55	(Lenneschiefer)	34	4,45	22,70	260	gekrümmt R=250m
18	Dreilägerbach	1911	Landkreis Aachen	Diß & Co, Düsseldorf	4 300	72	Beton nur im oberen Teil	37	3,00	28,00	300	gekrümmt
19	Kerspe	1912	Stadt Barmen	D. Liesenhoff, Dortmund Dyckerhoff & Widmann	15 500	70	Bruchstein (Grauwacke)	33	4,50	24,15	350	gekrümmt R=300m
20	Lister	1912	Talsperrenengessensch. Werdahl	Eigenbetrieb	22 000	114	" "	40	6,00	32,00	265	gekrümmt R=250m
21	Möhne	1912	Ruhr-Talsperrenverein Essen	Ü. Liesenhoff Dortmund	134 000	267	Bruchstein	40	6,25	34,20	650	gekrümmt Parabel-R=1000m
22	Dhron	1913	Stadt Trier	Ph. Holzmann A.-G.	500	9	Bruchstein (Grauwacke)	22	4,00	14,43	95	gekrümmt R=90m
23	Brucherbach	1914	Wupperverband Wuppertal	Peter Büscher, Sohn Nünster	3 300	28	" "	25	4,50	18,50	200	gekrümmt R=150m
24	Heimbach	1923	Bezirksverband Freudenstadt	C. Kübler Göppingen	133	53	(Buntsandstein)	15	2,50	10,00	53,5	gekrümmt R=68m
25	Schwanzenbach	1926	Bad Landeslekt.-Vers. A.-G. (Badenwerk), Karlsruhe	Siemens-Bauunion	15 000	290	Gußbeton mit Felsblockeinlage	65	6,20	48	390	gekrümmt
26	Herbringhausen untere Sperre	1827	Stadt Barmen	Köster & Adolph Barmen	300	2 1/2 Baden 2 Beton	Betonkern mit Erdansch auf beiden Seit.	19	3,50	57,00	103,50	gerade
27	Agger	1928/29	Aggertalsperrenengessensch. Dortmund	D. Liesenhoff Dortmund	20 000	82	Gußbeton	45	6,20	31,60	226	gekrümmt
28	Schwarza	1931	Schluchseewerk A.-G. Freiburg i. Br.	Siemens-Bauunion	1 700	44	Beton mit Blockeinlage	42,5	3,70	32	158	" "
29	Schluchsee	1932	" "	Grün & Billinger A.-G. AG. für Hoch- u. Tiefbauten Ph. Holzmann A.-G.	108 000	124	Prast Beton mit Blockeinlage	63	3,70	47,50	295	geknickt
30	Sorpe	1934	Ruhr-Talsperrenverein Essen	Deutsche Tiefbau G. m. b. H. Carl Hoesbeck, Dortmund Lenz & Co. Berlin	71 000	3 250	Bruchsteinmauerwerk mit Betonkern	68	10,00	308	700	gerade
Wesergebiet												
31	Oderteich	1765	Bergbauverwaltung St. Andreasberg (Harz)	unbekannt	1 700	unbekannt	Granitfindlinge Kern Granitgruß	18	16,00	44,00	150	—
32	Eder	1914	Reichswasserstraßenverwaltung	Ph. Holzmann A.-G. Frankfurt	202 000	296	Bruchstein (Grauwacke)	50	5,70	36,55	399	gekrümmt R=205m
33	Diemel	1923	" "	D. Liesenhoff Dortmund	20 000	72	Bruchstein (Diabas)	41	7,00	31,00	202	gekrümmt R=250m
34	Söse	1932	Harzwasserwerke, Osterode a. Harz	Beton-Manierbau Büscher, Bauwens	25 000	1900 Baden 75 Betonkern	Erdamm mit Betonkern	56	8,00	260,00	485	gerade
35	Oder	1934	" "	" "	25 000	1400 Baden 70 Betonkern	" "	58	8,00	285	310	" "

Betons örtlich besonders eng zusammenzulegen⁵⁾, bald aufgegeben werden durfte. Manche Baustelleneinrichtung konnte auf Grund dieser Erfahrungen natürlicher und billiger in das Gelände eingefügt werden.

Wie groß die geldlichen und zeitlichen Vorteile bei dieser durch die amerikanische Entwicklung ausgelösten Herstellungsart des Betons im Talsperrenbau sind, geht am besten aus dem Beispiel der Schwarzenbachtalsperre hervor. Hier hatte der Bauherr nach seinem eigenen Vorschlag die Erstellung der Sperre aus Bruchsteinmauerwerk mit einer Bauzeit von 48 Monaten⁶⁾ in Aussicht genommen (Abb. 1). Der Unternehmer, die Siemens-Bauunion, konnte durch die Verwendung von Gußbeton die Bauzeit um 22 Monate abkürzen, wobei als höchste Monatsleistung in 20 Arbeitstagen mit zwei zehnstündigen Schichten 24 800 m³ erreicht

⁵⁾ G. Garbotz, Förder- und Energiewirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnützung der Shannonwasserkraft in Irland. Bauwelt 1927, Heft 14 u. 18, S. 367 u. 455. — Bock, Der Bau des Schiffahrtskanals von Wesel nach Datteln. D. W. W. 1931, Heft 2 bis 5. — G. Garbotz, Maschinelle Hilfsmittel zum Fördern und Einbringen von Beton. Deutsches Bauwesen 1933, S. 111.

⁶⁾ Enzweller, Der Bau der Schwarzenbachtalsperre. Bauing. 1925, Heft 11.

³⁾ Agatz, Das Gußbetonverfahren. Bauing. 1923, Heft 9.

⁴⁾ Gaye, Der Gußbeton, S. 5. Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

Zusammenstellung 1. (Fortsetzung.)

Gesamtübersicht über die deutschen Talsperren von mehr als 15m Höhe												
Lfd. Nr.	Name der Talsperre	Fertigstellung Jahr	Bauherr	Baufirma	Fassungs-Raum d. Staubeck in 1000m ³	Sperrmauer-inhalt in 1000m ³	Baustoff der Sperrmauer	Größe Höhe der Sperrmauer in m	Größe an der Krone b _k in m	Breite an der Sohle b _s in m	Größe Länge der Sperrmauer in m	Form der Sperrmauer
Elbegebiet												
36	Dörnthalter Teich (Erzgebirge)	1844	Oberbergamt, Freiberg i. Sa.	Ehemal. Sachs. Bergbau	1 200	76,5	Erde	16	13,4	49,6	300	gerade
37	Einsiedel (Zwönitz)	1894	Stadt Chemnitz	Liebold & Co Holzminden	400	23,6	Bruchstein	28	4	20	180	gekrümmt R=400m
38	Apfelstädt	1905	Stadt Gotha	Windschild & Langenloth	775	35	" "	27	4	19,30	130	gekrümmt R=150m
39	Krebsbach	1906/23	Stadt Nordhausen	Adolf Kattentadt Hameln	1 200	35	Bruchstein u. Eisenbeton	34	4,25	21	134,6	gekrümmt
40	Neunzehnhain I (Lauterbach)	1908	Stadt Chemnitz	Baumgartner Chemnitz	750	19,4	Gneis u. Glimmerschiefer	25	4	17,5	151	gekrümmt R=200m
41	Bergen i.V. (Geigenbachtal)	1910	Stadt Plauen	Liebold & Co Langebrück	3 300	116	Bruchstein (Schiefer)	42	4,8	35	275	gekrümmt R=300m
42	Molten (Rote Weißenitz)	1913	Sachs. Staat	Dickerhoff & Widmann Dresden	8 750	60	(Gneis)	34	5,5	30,10	193	gekrümmt R=250m
43	Klingenberg	1914	" "	Sächsische Tiefbauges. Dresden	16 400	118	" "	40	5,5	34,70	310	gekrümmt R=250m
44	Neunzehnhain II	1914	Stadt Chemnitz	Regiebau	3 800	51,6	Bruchstein	38	4	25	280	gekrümmt R=225m
45	Muldenberg (Zwickauer Mulde)	1925	Sachs. Staat	Ph. Holzmann A-G Frankfurt a/M.	5 800	75,1	" "	26	4	19,35	470	gekrümmt R=400m
46	Koberbach	1930	Talsperren A-G Grimmitschau	Robert Berndt, Söhne Dresden	2 800	200	Erde	20	6	14,0	330	gerade
47	Kriebstein	1930	Sächs. Staat	Wayß & Freytag Niederl. Dresden	11 500	55	Gußbeton	33	4	22	240	gekrümmt
48	Weiterswiese (Witzsch)	1930	" "	Eduard Steyer Leipzig	3 000	30	Bruchstein	32	4,5	21	200	gekrümmt R=160m
49	Lehnmühle	1931	" "	Dyckerhoff & Widmann Tiefbauges. m. b. H. Dresden	21 850	110	Bruchstein (Gneis)	50	4,00	37,5	434	gerade
50	Bleiloch	1932	Oberer Saale A-G Weimar	Siemens-Bauunion Ph. Holzmann A-G Grün & Bittinger A-G	21 500	180	Gußbeton	65	6,70	46	210	gekrümmt
51	Burgkammer (Saale)	1933	" "	Süddeutsche Baugesellsch. Gebr. Eras, Fürth	2 900	35	Erddamm und Betonmauer	23	4	60	197	gerade
52	Saidenbach	1933	Stadt Chemnitz	Beton-Monierbau, Berlin R. Walle u. E. Steyer, Leipzig	22 400	203	Bruchstein	58,5	4	45,5	334	gekrümmt R=400m
53	Zillierbach	1935	Provincial Talsperren-Baumf. Wernigerode	C. Baresel A-G Grün & Bittinger A-G	2 800	58	Gußbeton	46	2	31	178	gerade
54	Hahenwarte	1939	Oberer Saale A-G Weimar	Beton-Monierbau Polensky & Zöllner Altg. Bauges. Lenz & Co	20 000	450	Beton	74	7,20	55	412	gekrümmt
Odergebiet												
55	Buchwald (Baber)	1907	Provincialverband von Niederschlesien, Hirschberg, Rsgb.	R. Schneider Berlin	2 100	32,1	Bruchstein u. Beton	27	3,5	16,5	225	gekrümmt R=250m
56	Marklissa	1907	" "	Liebold & Co Holzminden	15 000	12	Bruchstein (Gneis)	45	6	38	145	gekrümmt R=125m
57	Seifenberg (Möhre)	1908	" "	Regiebau	1 300	80	Erddamm	18	4	91	540	geradlin. überbauten Stumpf Weik
58	Goldbach (Arnoldsdorf)	1909	Provincialverband von Oberschlesien, Ratibor	C. Unvericht Deutsch Lissa	2 250	5,17	Erde	16	4	85	630	gerade
59	Warmbrunn (Zacken)	1909	Provincialverband von Niederschlesien, Hirschberg, Rsgb.	Tiefbauges. m. b. H. Berlin	6 700	391	Erddamm mit Tandichtung	18	4	54	3000	dem Gelände angepaßt
60	Wölfelsgrund	1909	Provincialverband von Niederschlesien, Hirschberg, Rsgb.	A. Ernst, Glatz	800	20,3	Bruchstein (Gneis)	30	1,5	18,9	110	gekrümmt R=250m
61	Friedeberg (Langwasser)	1910	" "	J. W. Roth Neugersdorf	3 300	128	" "	16	4	60	585	gerade
62	Schönau (Steinbach)	1911	" "	Regiebau	1 600	76	Erddamm	21	6	90	127	" "
63	Mauer	1912	" "	Liebold & Co Holzminden	50 000	254	Bruchstein (Gneis)	69	7,5	50	270	gekrümmt R=250m
64	Breitenhain (Weistritz)	1917	" "	Simon & Guido Breslau	8 000	83	Bruchstein	44	3,5	29	230	gekrümmt R=125m
65	Goldentraum (Queis)	1924	" "	Regiebau	11 000	39	Bruchstein (Gneis)	36	5	28	170	gekrümmt R=158m
66	Boberröhrsdorf	1925	" "	" "	500	15	" "	20	5,00	17,00	110	gerade
67	Boberullersdorf	1928	" "	Provincial Elektrizitätswerke Niederschl. Hirschberg	1 750	8,76	" "	18	2,5	14	60	" "
68	Ottmachau	1933	Reichswasserstraßenverwaltung	J. Bergen, Berlin Polensky & Zöllner, Breslau	143 000	4 200	Erddamm	18	5	120	6 500	" "
Pregelgebiet												
69	Friedland (Alle)	1923	Ostpreußenwerk A-G Königsberg i. Pr.	Ph. Holzmann A-G Frankfurt a/M.	20 200	150	Erde mit Mergelkern	18	5	93	850	gerade
Donaugebiet												
70	Linach	1925	Stadtgemeinde Vöhrenbach (bod. Schwarzwald)	Dyckerhoff & Widmann A-G	1 100	11,5	Eisenbeton in aufgelöster Bauweise	33	—	—	140	gerade als Gewölbe-Reihenmauer
71	Brändbach	1922	Stadt Bräunlingen	Leer & Mofsch Freiburg/Br.	1 250	9	Stampfbeton	23	2	11	130	gerade
72	Pfeimd	1924	Oberpfalzwerke A-G Regensburg	Eigenbetrieb u. Rank & Hüser	250	4	Gußbeton	16	3	11	102	" "
73	Regensperre am Höllenstein	1926	Kraftwerk am Höllenstein A-G	Wayß & Freytag A-G	3 000	16,6	2/3 Beton 1/3 Bruchstein	18,4	1,7	15	103	" "

Sperren ist man bereits von rund 300 l/m³ auf rd. 160 l/m³ gekommen. Man verarbeitet jetzt meist weichen oder Teigbeton. Er läßt sich zwar nicht mehr in Rinnen unter der üblichen Neigung vergießen, aber er füllt die Schalungen noch, ohne gestampft zu werden, zuverlässig aus.

Betonsteife, örtliche Verhältnisse und Baustelleneinrichtung.

Drei Dinge sind es, die das Gesicht und das Ausmaß der Baustelleneinrichtung einer Betontalsperre bestimmen: die geforderte Leistung, die Gewinnung der Zuschlagstoffe und die Betonsteife. Ob auch die Querprofile des abzusperrenden Tales gewisse typische Formen wenigstens der Transporteinrichtungen zur Folge haben, muß vorerst auf Grund der deutschen Ausführungen bezweifelt werden.

Die Betonherstellung.

Bei der Betonherstellung ist es vor allem die Gewinnung der Zuschlagstoffe und ihre Lagerung, die den Aufbau der Materialaufbereitungsanlage bedingen. Fast immer sind in Deutschland beim Talsperrenbau die Zuschlagstoffe in einem Steinbruch im Bereich der Baustelle gewonnen worden (s. Zusammenstellung 2). So wünschenswert vom technisch-wirtschaftlichen Standpunkte aus die Zusammenfassung der gesamten Aufbereitung des Materials, wie es aus dem Bruch kommt, bis zum fertigen Beton an einer Stelle ist, so selten läßt sie sich aus örtlichen Gründen praktisch verwirklichen. Es würde das ja bedingen, daß man die Vorzerkleinerung, das Nachbrechen, Sandmahlen, Sortieren und etwaiges Waschen, die Gesteinsmehlherstellung, die Siloanlagen, die Abmessung und das Mischen zusammenfaßt.

Auch die Größe der Silos für die Zuschlagstoffe und den Zement, die zwischen einem Bedarf für 5 bis zu 18 Stunden bei den Zuschlagstoffen und für 10 bis zu 350 Stunden (Schwarzenbach) bei den Bindemitteln schwanken, kann die Zusammenfassung unmöglich machen. So war die außerordentlich große Vorratshaltung für 350 Betriebsstunden in Schwarzenbach bedingt durch die ungünstige geographische Höhenlage der Baustelle, die nur über einen Schrägaufzug mit einer wenig leistungsfähigen, eingleisigen Bahnstrecke verbunden war. Es mußte daher

wurden. Die durchschnittliche Tagesleistung stellte sich im Baujahr 1924 auf 830 m³, die höchste Tagesleistung auf 1302 m³, so daß eine mittlere Betonleistung von etwa 125 000 m³/Jahr gegenüber einer vorgesehenen Mauerwerkleistung von rd. 72 500 m³/Jahr erreicht wurde. Auch beim Bau der Möhne-Talsperre wurden demgegenüber jährlich nur 84 000 m³ und beim Bau der Saidenbach-Talsperre jährlich nur 75 000 m³ vermauert. Ähnlich dürften die Leistungsverhältnisse auch bei anderen Mauerwerksperren gelegen haben.

Trotz aller dieser Vorzüge des Gußbetons darf aber nicht verkannt werden, daß die Frage des Wasserzusatzes in den letzten Jahren offenbar eine rückläufige Entwicklung durchzumachen scheint. Bei deutschen

mit der Gefahr einer mangelhaften Materialzufuhr bzw. mit Stockungen gerechnet werden (s. Abb. 7).

Noch schwieriger ist es, die für die Erzielung einer entsprechenden Leistung so notwendige Fließarbeit, die Ausnutzung des freien Gefälles für den Weg des Materials vom Bruch bis zum Beton, die Vermeidung zu Betriebsstörungen Anlaß gebender Zwischenfördereinrichtungen oder gegenläufiger Bewegungen zu erreichen. Idealanlagen, wie die der italienischen Sperre Bagni della Poretta (Abb. 2), bedingen große natürliche Höhenunterschiede zwischen Materialzufuhr und -abfuhr; sie stehen nur selten zur Verfügung. So müssen oft Becherwerke oder in neuerer Zeit Förderbänder das erforderliche, aber meist fehlende große Gefälle ersetzen, während die Unmöglichkeit, alle Silos über einer Mischmaschine anzuordnen, zu waagerechten Transporten zwingt, bei denen etwa nacheinander

) Gaye, Gußbeton, S. 186 bis 189.

die einzelnen Bestandteile einer Mischung gesammelt und dem Mischer zugeführt werden (s. Abb. 8, 9, 11, 15 u. 19). Die Abmessung geschieht durchweg raummengenmäßig für die Zuschlagstoffe, wenn auch neuere Bestrebungen auf eine Änderung hinführen, die eine gewichtsmäßige Zuteilung, gegebenenfalls mit selbsttätigen Waagen, wie dies für die Bindemittel heute schon die Regel ist, auch für die Zuschlagstoffe zu erreichen sucht (s. Zusammenstellung 3). Die Verwendung mehrerer Bindemittel bzw. der Zusatz von Traß, Kalk, Thurament u. a. m. zum Zement erschwert

naturgemäß den räumlichen Aufbau einer zentralen Mischanlage erheblich, zumal heute noch eine gesonderte Trockenvormischung solcher Bindemittel mit dem Zement meist gefordert wird (s. Zusammenstellung 2 und Abb. 11 und 13).

Besonders die Verarbeitung des im Bruch gewonnenen Materials in den gewünschten, nach gewissen Mengenverhältnissen abgestuften Korngrößen sowie die großen stündlichen Betonleistungen stellen außergewöhnlich hohe Anforderungen an die Zerkleinerungsanlagen, die vielfach orts-

Zusammenstellung 2.
Baustoffe

Nr. in der Tab. I	Name der Sperre	Betonzusammensetzung Bindemittel	Zuschlagstoffe in Gewicht oder Volumen	Wasserzusatz u. Wasserzementfaktor	Gewinnung der Zuschlagstoffe	Beton R-Gewicht 1/m ³
1	Dreilägerbach	1/2 Zement 2 1/2 Traß 1 1/2 Kalk	7 Sand 9 Schotter	Beton erdfeucht ein-gebracht	Teils im eigenen Bruch, teils angeliefert	—
2	Brändbach	1/2 Zement 1/2 Kalk 1/2 Traß	8 Zuschlagstoffe	—	Im eigenen Bruch	—
3	Pfreimd	1 Zement	9 Zuschlagstoffe	—	Im eigenen Bruch	2,2
4	Linach	1 Zement 1/2 Traß	5 Äneissplitt	—	Im eigenen Bruch	rd 2,3
5	Regensperre am Hällenstein	1 Zement u. Traß	10 Zuschlagstoffe	—	Im eigenen Bruch	2,33
6	Schwarzenbach	1,1 Zement 0,6 Traß 0,3 Kalk	4 Sand 6 Schotter	rd. 250 l/m ³ $\frac{W}{Z+T+Ca} = 0,65$	Im eigenen Bruch	2,25
7	Agger	200 kg Zement 60 kg Traß	1850 kg	rd. 212 l/m ³ $\frac{W}{Z+T} = 0,85$	Im eigenen Bruch	2,33
8	Kriebstein	Zuerst 200 kg Portlandzement 75 kg Traß Dann: 180 kg Portlandzement 65 kg Traß	1680 kg 1680 kg	$\frac{W}{Z+T} \approx 1,2$	Im eigenen Steinbruch	2,3
9	Schwarza	220 kg Zement	1920 kg	rd 160+180 l/m ³ $\frac{W}{Z} = 0,73 \div 0,78$	Im eigenen Steinbruch	2,31
10	Schluchsee	unt. Teil: 200 kg ob. Teil: 175 kg Zement	2040 kg	rd 160+180 l/m ³ $\frac{W}{Z}$ unterer Teil 0,88 oberer Teil 1,05	Im eigenen Steinbruch	2,4
11	Bleiloch	811 Zement 164 l Thura-ment	520 l Sand 505 l Splitt 330 l Schotter	$\frac{W}{Z+T} = 0,74$	aus Umleitungsstellen, Hochwasserrinne und Steinbruch	2,45
12	Zillierbach	—	—	$\frac{W}{Z} = 0,6 \div 0,7$	Im eigenen Bruch	2,4

Zusammenstellung 3.
Betonherstellung

Nr. in der Tab. I	Name der Sperre	Stunden oder Tages-Vorrat der Silos	Abmeßgerät für Bindemittel	Abmeßgerät für Zuschlagstoffe	Betonmischer	Wasserabmeßapparat	Mischer in Min.	Beginn des Wasserzusatzes	Leistung der Mischanlage m ³ /h
1	Dreilägerbach	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Brändbach	—	Meßgefäße	Seichte Werkzeuge	2-250 l Gackel & Cie. Freifallmischer	—	4	nach Trockenformmischung	6 m ³
3	Pfreimd	—	Meßgefäße	—	1-750 l Kaiser Freifallmischer	—	—	—	5
4	Linach	für 3 Wochen-Lagerung	400 m ³	—	1-750 l Santhofen Zwangsmischer	Santhofen	2	—	10-15
5	Regensperre am Hällenstein	Schuppen	Aufstapelung im Freien	—	2-750 l Kaiser Freifallmischer	—	—	—	20
6	Schwarzenbach	Zement 350 Std 18 Std	rund	Meßgefäße	6-1000 l Santhofen Zwangsmischer	Santhofen	2-3	Sofort nach Einfüllen des Mischgutes	35-55
7	Agger	—	—	Waage	2-1000 l Ibag	—	1-2	nach Trockenformmischung	50-65
8	Kriebstein	für 10 Std außerdem Schuppen-Lager für 27 Tage, 6 Tage	—	—	4-750 l Kaiser Freifallmischer	Kaiser	2	nach ganz kurzer Trockenmischung	40-50
9	Schwarza	—	—	Waage (System Libra)	3-1000 l Santhofen Zwangsmischer	Santhofen	2-3	nach Trockenformmischung	30-50
10	Schluchsee	500 m ³	Säcke	Meßgefäße	3-1500 l Ibag Freifallmischer	keine	2	nach Trockenformmischung	50-80
11	Bleiloch	für 10 Tage	für 1 Tag	Auto-matische Waagen (System Libra)	5-1500 l Ibag Freifallmischer	„Ibag“	2	gleichzeitig mit den Zuschlagstoffen	60-85
12	Zillierbach	Vorrat für 7 Tage	—	Meßgefäße	1-1500 l Ibag Reserve-mischer 750 l Freifallmischer	„Ibag“	2-3	mit den Zuschlagstoffen bzw. vorab	20-30

Zusammenstellung 4.

Übersicht über die deutschen Betonsperrenbauten							
Nr. in der Tab. I	Bauzeit	Name der Sperre	inhalt der Staumauer m ³	Betonart	Einbringungsgerät	Stundenleistung f. d. Betoneinbringung m ³ /h	
1	18	1909-12	Dreilägerbach	72 000	Beton nur im oberen Teil	—	
2	71	1921-22	Brändbach	9 000	Stamfbeton	6	
3	72	1920-24	Pfreimd	4 000	Gußbeton	Betonierbrücke	
4	70	1922-25	Linach	11 500	Eisenbeton in aufgelöster Bauweise	—	
5	73	1923-26	Regensperre am Hällenstein	16 600	3/4 Gußbeton 1/4 Bruchstein	Betonierbrücke und Gießturm 4,5 m hoch	
6	25	1922-26	Schwarzenbach	290 000	Gußbeton mit Felsblock-einlage	4 Kabelkrane bestehend aus 2 Doppelkranen mit je 1 fest. und 2 radial verfahrbaren Stützen	
7	27	1921-28	Agger	92 000	Gußbeton	2 stationäre Gießtürme 7,3 m hoch	
8	47	1927-30	Kriebstein	55 000	—	3 Gießtürme 50-60 m hoch	
9	28	1928-31	Schwarza	44 000	Plast. Beton mit Blockeinlage	2 Kabelkrane radial verfahrbar	
10	29	1929-32	Schluchsee	124 000	—	Bandturm und 3 Turmdrehkrane	
11	50	1930-32	Bleiloch	180 000	Gußbeton	Gießbrinnen-Anlage Betonierbrücke mit Abfallrohren u. Gießblegern	
12	53	1934-35	Zillierbach	58 000	—	Turmdrehkran und Betonierbrücke	
13	54	1936-39	Hohenwarte	480 000	—	—	

Zusammenstellung 5.
Betoneinbringung

Nr. in der Tab. I	Name der Sperre	Betontransport vom Mischer zum Fördergerät (Zubringer)	Fördergefäße Art u. Größe	Haupteinbringungsgerät Art	Spielzahl je Std	eingebaute Motorleistung in KW	Leistung normal/maximum m ³ /Tag/m ³ /Tag
1	Dreilägerbach	—	—	—	—	—	—
2	Brändbach	Muldenkipper 600 mm Spur	0,75 m ³	—	—	Alle 6 Min. 2 Wägen	60 in 10 Std
3	Pfreimd	Bauaufzug	—	Betonierbrücke	—	—	80 in 16 Std
4	Linach	Muldenkipper	—	Betonierbrücke	—	—	—
5	Regensperre am Hällenstein	—	—	Betonierbrücke und Gießturm 4,5 m hoch	—	—	200 in 16 Std
6	Schwarzenbach	750 mm Plattformwagen mit Kübel auf Kettenbahn	2-2 1/2 m ³ Kübel m. allmählicher Seitenentleerung	4 Kabelkrane bestehend aus 2 Doppelkranen mit je 1 fest u. 2 radial verfahrbaren Stützen	2 Bleichert, 2 ATG, Leipzig	8-13	1 Motor 62,5 (Bleichert) 2 Motoren 42,5 (ATG)
7	Agger	—	—	2 stationäre Gießtürme 7,3 m hoch	—	—	110,5 je Turm in Doppelschicht
8	Kriebstein	—	—	3 Gießtürme 50-60 m hoch	—	—	420 780 Doppel-schicht
9	Schwarza	Plattformwagen mit Kübel 600 mm Spur	2 m ³ Kübel	2 Kabelkrane radial verfahrbar	Bleichert, Leipzig	10-15	62,5 300 600
10	Schluchsee	Plattformwagen mit Kübel und Rollakomative Transportbänder	1 m ³ Kübel u. Förderband 80 mm breit	Bandturm und 3 Turmdrehkrane	Wolff, Heilbronn	20 je Turm u. Kran	50/Std 80/Std
11	Bleiloch	—	—	Gießbrinnen-anlage und Betonierbrücke mit Abfallrohr u. Gießblegern	Siemens-Bauartian	—	1000 1400
12	Zillierbach	Spezialwagen 600 mm Spur Diesel-lokomotive	1 m ³	Turmdrehkran und Betonierbrücke	Wolff, Heilbronn	20-25 für Turm-einbringung	440 550 in Doppelschicht

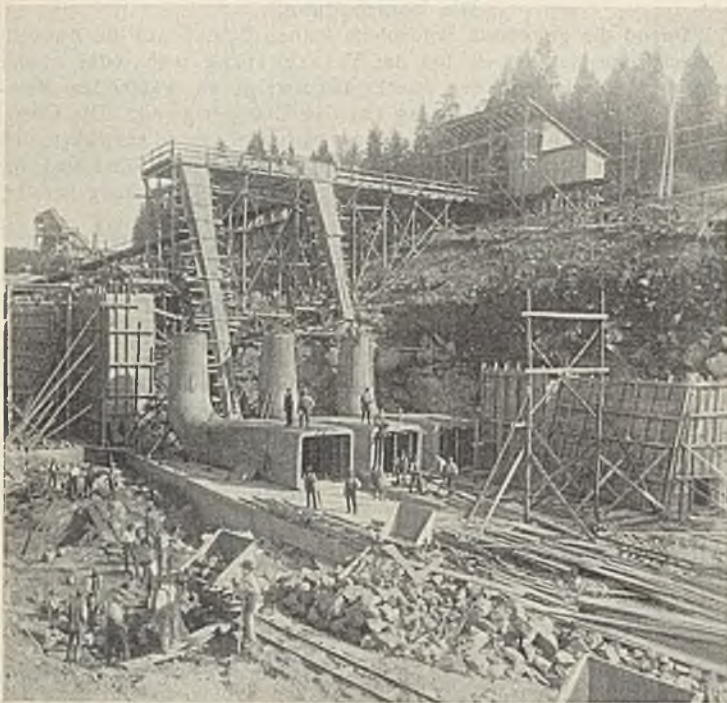


Abb. 4. Regensperre. Betoneinbringung im Bauabschnitt I mit Brücke.

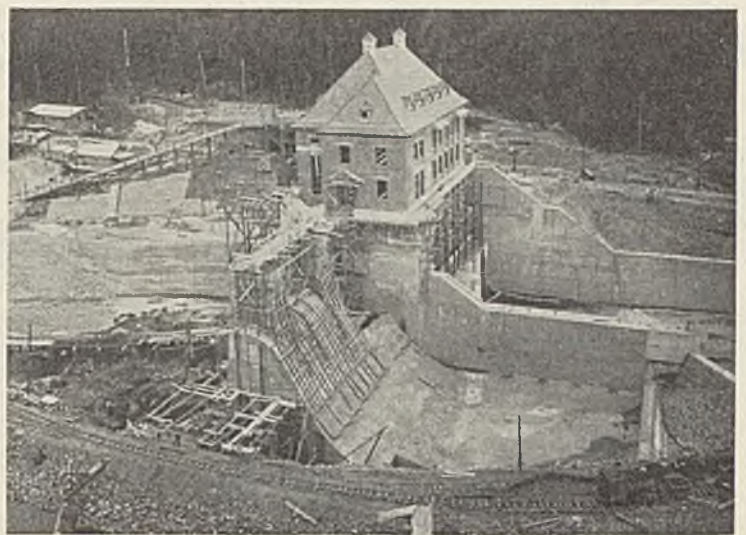


Abb. 5. Regensperre. Betoneinbringung im Bauabschnitt II mit Brücke.

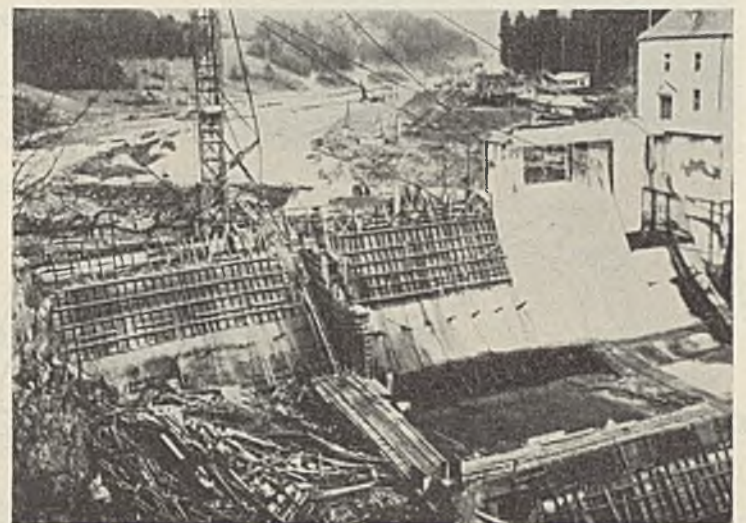


Abb. 6. Regensperre. Betoneinbringung im Bauabschnitt III mit Gießturm.

festen Schotteranlagen an Größe und Maschinenausrüstung weit übertreffen. Dabei sind schon verschiedentlich als Vorbrecher Zugstangen-Großbackenbrecher mit Maulweiten bis zu 1200×900 mm (Fried. Krupp Grusonwerk) im Gewicht von rd. 75 t mit Leistungen von 90 bis 140 m³/h aufgestellt worden, die selbst in Industrieanlagen in Deutschland nur vereinzelt anzutreffen sind.

Wesentlich einheitlicher ist der Aufbau der Mischanlagen (s. Zusammenstellung 3). Die absatzweise arbeitenden Freifallmischer überwiegen — Zwangsmischer sind nur bei der Schwarzbach-, der Schwarza- und

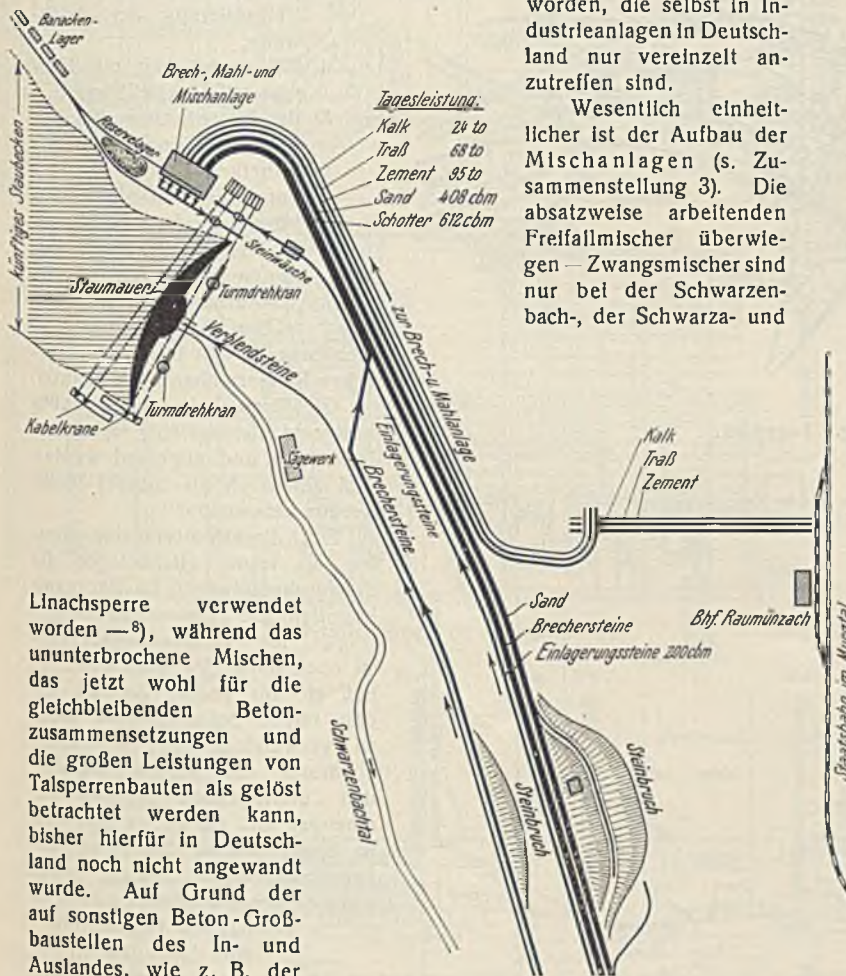


Abb. 7. Schwarzenbachtalsperre. Baustellen-einrichtung. Lageplan.

Linachsperrre verwendet worden —⁸⁾, während das ununterbrochene Mischen, das jetzt wohl für die gleichbleibenden Betonzusammensetzungen und die großen Leistungen von Talsperrenbauten als gelöst betrachtet werden kann, bisher hierfür in Deutschland noch nicht angewandt wurde. Auf Grund der auf sonstigen Beton-Großbaustellen des In- und Auslandes, wie z. B. der Staustufe Eddersheim mit 45 m³/h und der Wasserkraftanlage Klingenua (Schweiz) mit 60 m³/h Betonleistungen u. a. gemachten guten Erfahrungen werden für den Bau der bisher größten deutschen Talsperre „Hohenwarte“ mit einer Betonmenge von rd. 480 000 m³ zwei stetig arbeitende Konti-Mischer der Fa. Jos. Vögele AG, Mannheim, mit einer Leistung von je 60 m³/h eingesetzt werden.

Zwei Mischerbauarten in ortsfester Ausführung fanden vorzugsweise Verwendung: der Kaisermischer, der durch Umkehrung der Drehrichtung entleert, und die Typen, die ähnlich wie Rex und Ransome über einschwingbare Auslaufschürren das Mischgut abgeben. Nur überwiegend Mischer mit großen Füllungen von 750 bis 1500 l Inhalt, zu zweien bis sechsen je nach der geforderten Leistung zusammengebaut, werden benutzt. So waren z. B. bei der Schwarzenbachtalsperre fünf Sonthofen-Rührwerk-mischer von je 1000 l Füllung mit ihrem 25-PS-Antriebmotor nebeneinander angeordnet (s. Abb. 9), während beim Bau der Bleilochsperrre vier 1500-l-Ibag-Mischmaschinen in zwei Gruppen zu je zwei Mischern eingesetzt wurden (s. Abb. 21).

Die im bisherigen Talsperrenbau zumeist verwendete Mischdauer betrug durchschnittlich 2 min (s. Zusammenstellung 3). Obschon die Ergebnisse der im Jahre 1928 durchgeführten Leistungsversuche an Mischmaschinen⁹⁾ gezeigt haben, daß eine Mischzeit von 1 bis 1½ min selbst für zementreiche Mischungen vollkommen ausreicht und eine Verlängerung der Dauer keine nennenswerte Verbesserung der Betongüte gewährt, kamen diese Erkenntnisse beim Talsperrenbau bisher nur wenig zur Auswirkung. Mehr oder weniger ist wohl eine sinnfällige Abkürzung der Mischzeit aus dem Grunde unterblieben, weil sie bei der üblichen Dauer an sich schon die ungehinderte Erreichung höchster Spielzahlen der meisten Einbringungsgeräte ermöglicht. Dagegen zeigt sich deutlich die Auswirkung der Leistungsversuche insofern, als bei den neueren Sperren das Trockenmischen nur für die Bindemittel untereinander beibehalten, dagegen für die Betonherstellung nach 1930 zum Teil schon unterlassen wird. Die Wasserzugabe geschieht dabei gleichzeitig mit dem Einfüllen des Mischgutes, während das ebenfalls einwandfreie amerikanische Verfahren der Wasserzugabe „vorab“, d. h. vor Einfüllen des Gutes, sich bisher in Deutschland nur wenig eingebürgert hat (s. Zusammen-

⁹⁾ Garbotz u. Graf, Leistungsversuche an Betonmischmaschinen. Mitteilungsheft I des Forschungsinstitutes f. Maschinenwesen beim Baubetrieb. Berlin 1931, VDI-Verlag.

⁸⁾ Gaye, a. a. O. S. 183.

stellung 3). Die genaue Innehaltung der festgelegten Wassermenge wird durch entsprechend gebaute Wasserabmeßapparate gewährleistet. Selbsttätige Mischzeitbegrenzungen oder -kontrollen wurden bisher in Deutschland — wenigstens bei Talsperrenbauten — nicht benutzt.

Die Verarbeitung.
Während die geforderte Betonsteife keinen Einfluß auf die Auswahl der Mischtype hat, ist sie bei der Verarbeitung mehr oder minder entscheidend hinsichtlich der zweckmäßigerweise zu wählenden Baustelleneinrichtung für die Einbringung. Die Unterschiede in der Steife können sich aber nur so auswirken, daß für Gußbeton alle Fördereinrichtungen verwendbar sind, für plastischen Beton jedoch eine gewisse Beschränkung besteht.

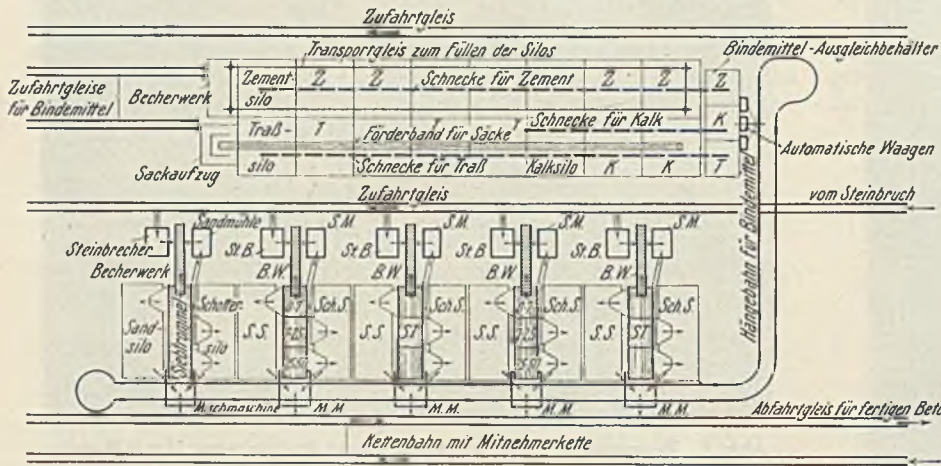


Abb. 9.
Abb. 8. u. 9. Schwarzenbachtalsperre. Brech-, Mahl-, und Mischanlage.

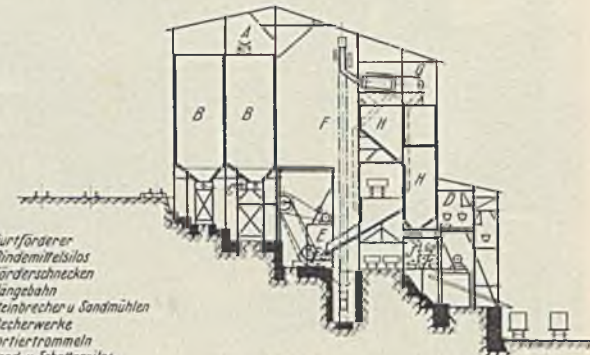


Abb. 8.

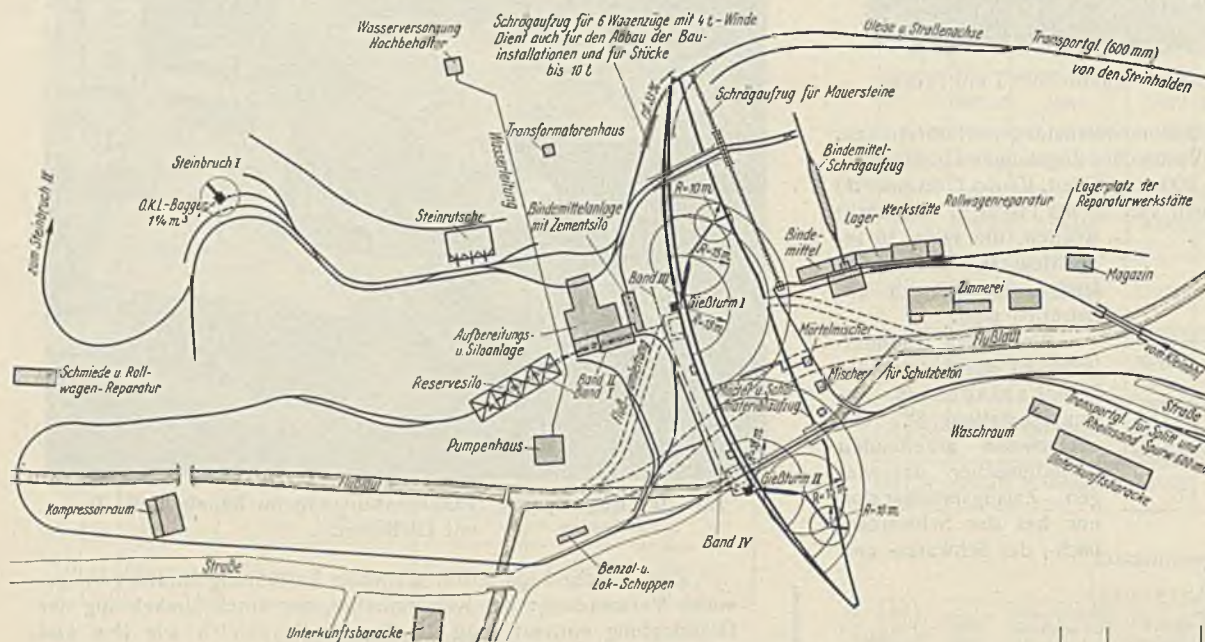


Abb. 10. Aggersperre. Baustelleneinrichtung. Lageplan.

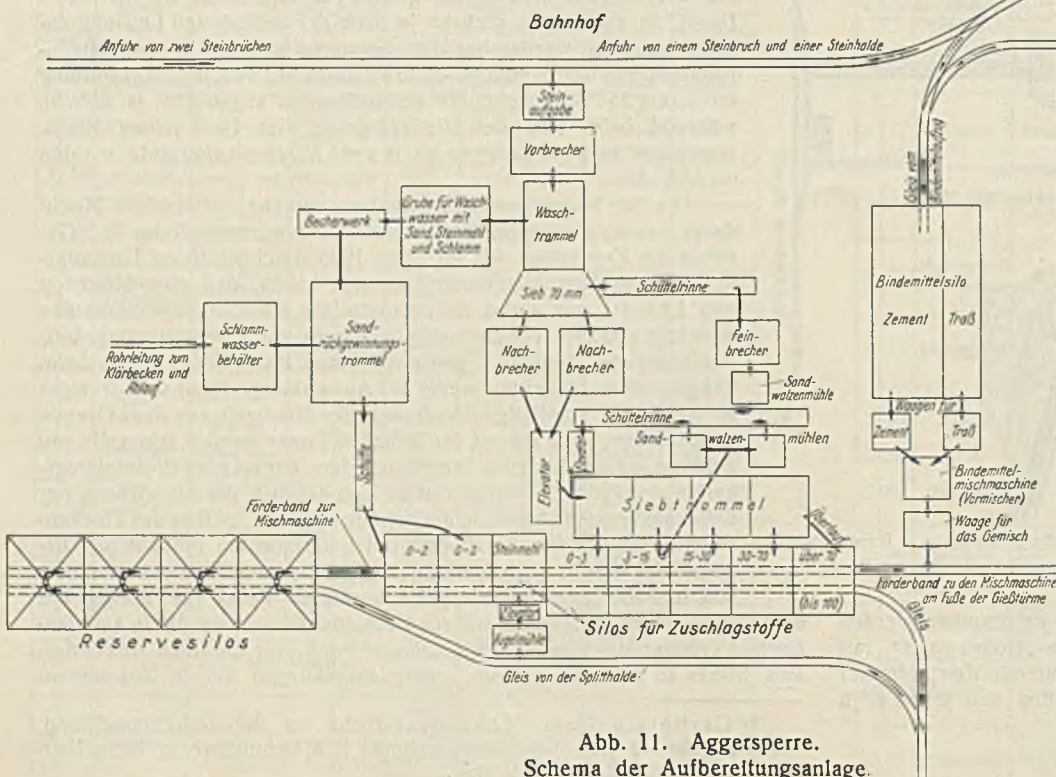


Abb. 11. Aggersperre.
Schema der Aufbereitungsanlage.

Folgende Gruppen von Förderanlagen finden in Deutschland für die Betoneinbringung Verwendung:

1. Seilrinnenanlagen,
2. Gießtürme mit Rinnensystemen,
3. Gießtürme mit Rinnensystemen in Verbindung mit Förderbändern zwecks Vergrößerung der Reichweite,
4. Betonbrücken mit Fallrohren und Gießfliegern,
5. Bandbetontürme (Förderband am Turm),
6. Kabelkrane,
7. Turmdrehkrane als selbstständiges oder zusätzliches Einbringungsgerät (s. Zusammenstellungen 4 u. 5).

Die im Auslande häufiger verwendeten Derrick- und Lokomotivdrehkrane wurden bisher im deutschen Talsperrenbau nicht benutzt.

Gießtürme sind verhältnismäßig billig und leistungsfähig, sie können leicht auf- und abgebaut werden und sind auch an anderer Stelle wieder verwendbar¹⁰⁾.

Trotz dieser Vorteile sind offenbar die reinen Gießanlagen als Sondereinrichtungen im Rückgang begriffen, wie Zusammenstellung 5 zeigt. Ihr Verwendungsbereich ist eben doch eingengt dadurch, daß sie für andere Zwecke als den reinen Betontransport nicht zu verwenden sind, daß beim Gießturm die Verspannungseile den umliegenden Arbeitsraum einengen und die Türme zum Teil im hochgehenden Mauerwerk einbetoniert werden müssen, sowie daß sie einer besonderen, umständlichen Betonzufuhr zum Aufzugkasten bedürfen, während die Seilrinnensysteme zwar die beiden letztgenannten Mängel nicht aufweisen, dafür aber in der Bedienung

schwierig zu handhaben sind und außerdem ihre Verwendung nur bei besonders gelagerten Geländebeziehungen möglich ist.

¹⁰⁾ Gaye, Gußbeton, S. 8.

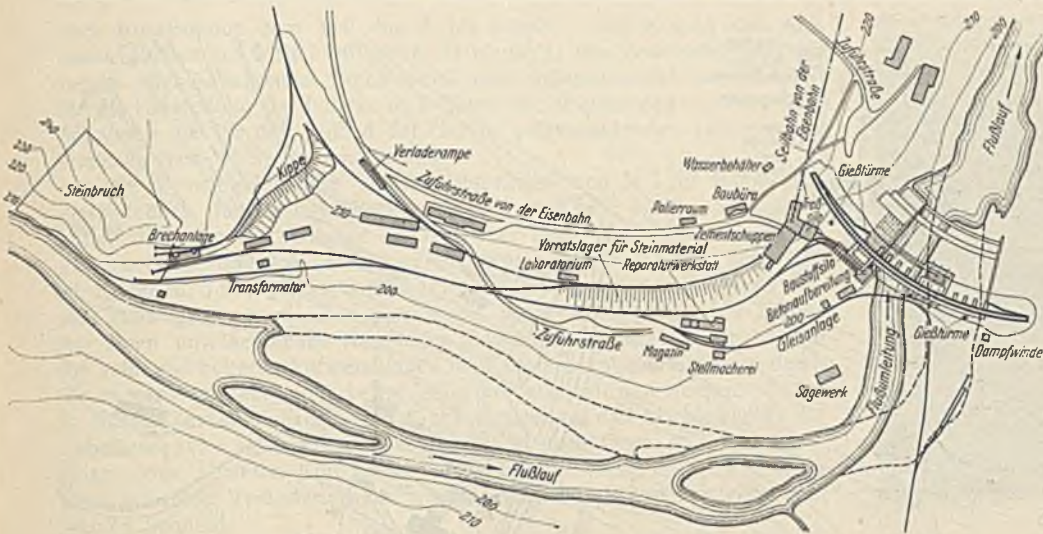


Abb. 12. Kriebsteinsperre. Baustelleneinrichtung. Lageplan.



Abb. 18.

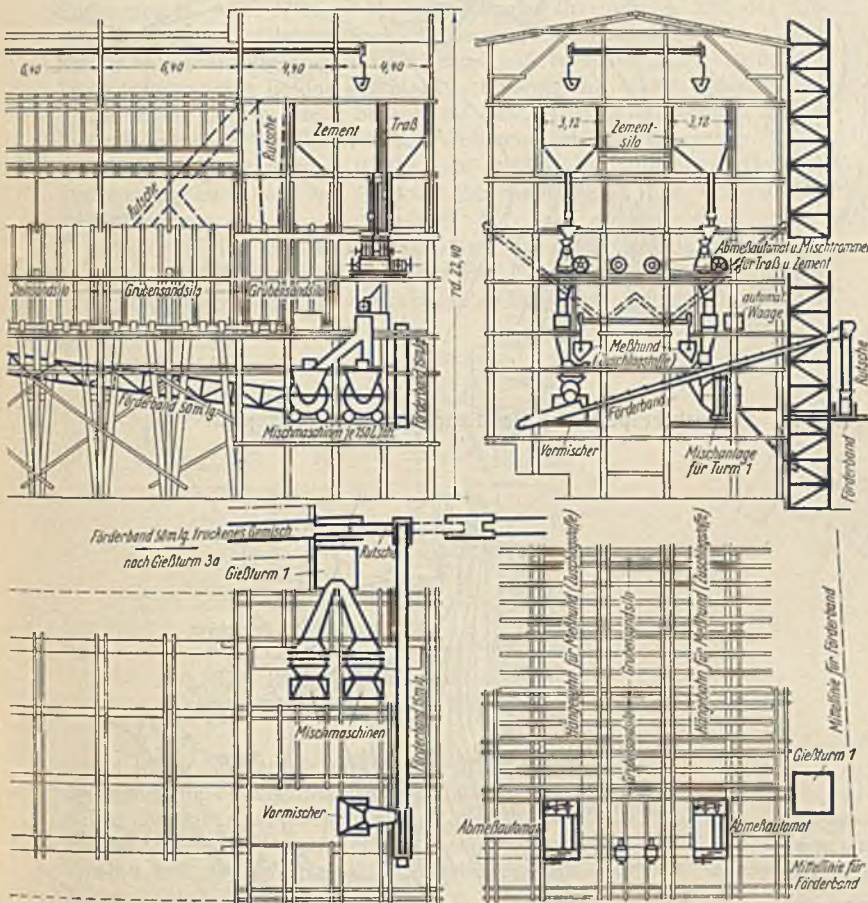


Abb. 13. Kriebsteinsperre. Mischanlage.

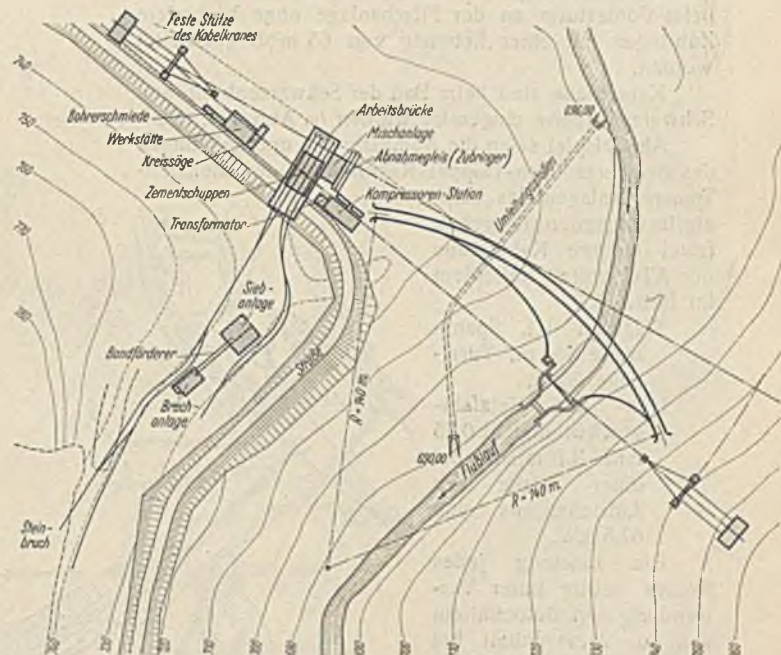


Abb. 15. Schwarzasperre. Baustelleneinrichtung. Lageplan.

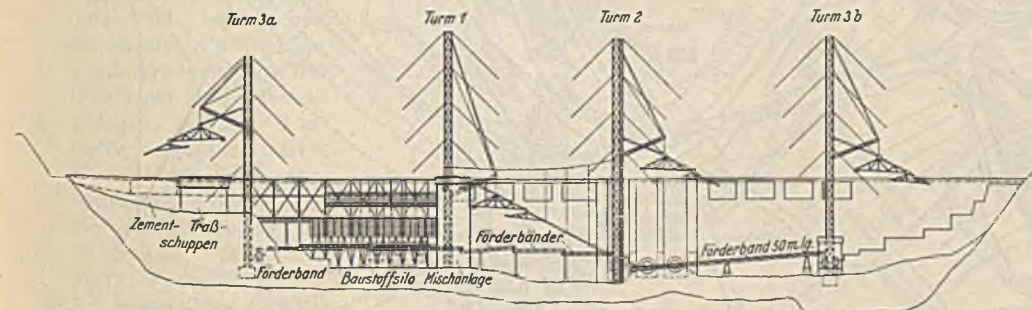


Abb. 14. Kriebsteinsperre. Betoneinbringung durch Gießtürme.

insbesondere ist ja bekanntlich ein Universalfördergerät, das zwar meist auf den Sonderzweck zugeschnitten und daher nicht ohne weiteres wieder verwendbar ist, das aber auch für alle möglichen Förder- und Montagearbeiten, für Schalungszwecke, zur Förderung von Einlagesteinen, unter Umständen zum Baugrubenaushub usw. mitbenutzt werden kann¹²⁾. Er ist deshalb nicht nur in Deutschland, sondern in wachsendem Maße auch im Auslande eingesetzt worden, zumal er an keine bestimmte Steife des Betons gebunden ist.

Etwas schwieriger liegen die Verhältnisse bei der Brücke. Immerhin ist auch sie für andere Zwecke mitwendbar. Sie hat vor allem den Vorzug, die beiden Hänge in der Arbeitshöhe miteinander zu verbinden, und kann durch den Einbau ihrer Pfeiler in das Mauerwerk der Sperre, wie das Beispiel der Bielochsperre beweist¹³⁾, auch kostenmäßig in wirtschaftlichen Grenzen gehalten werden (s. Abb. 3, 4, 5 u. 20).

Kabelkran und Betonierbrücke¹¹⁾ stellen demgegenüber Baueinrichtungsteile dar, die von jeher und auch aus der Verwendung bei anderen Großbaustellen dem Baubetrieb geläufig sind. Der Kabelkran

¹¹⁾ Garbotz, Maschinelle Hilfsmittel zum Fördern und Einbringen von Beton. Deutsches Bauwesen 1933, Heft 7, S. 111. — Fr. Heintze, Aus der Praxis der Bauausführung von Talsperren in Gußbeton. Bautechn. 1926, Heft 24, S. 340. — Kersten, Hölzerne Betonierbrücke der Bielochsperre. Z. d. Vdl 1932, Heft 1, S. 125.

¹²⁾ Gaye, a. a. O. Teil III, S. 181, und Heintze, Aus der Praxis der Bauausführung von Talsperren in Gußbeton. Bautechn. 1926, Heft 24, S. 340.

¹³⁾ Rudolph, Bericht über die Hauptversammlung des D. B. V. 1932, S. 137.

nach Konstruktion zum Teil das 2- bis 4 fache. Die Kosten des Aufbaues dürften im Mittel bei etwa 20 bis 25% des Anschaffungswertes liegen. Bei Kabelkranen treten meist noch außerordentlich hohe Kosten für die Herstellung der Fundamente hinzu, die je nach den örtlichen Verhältnissen die für den Aufbau der Geräte aufzuwendenden Lohnstunden erreichen bzw. überschreiten können.

Die Lohnstunden, die für das Einbringen von je 1 m³ Beton einschließlich der für das Mischen unter Anwendung beider Gerätearten entfallen, liegen für beide in etwa gleicher Höhe, schwanken allerdings je nach Größe und Art des Bauwerkes in den weiten Grenzen zwischen rd. 1,5 bis rd. 5 h/m³ Beton. Rechnet man ferner, daß der für beide Geräte etwa gleich große Energieaufwand je m³ einzubringenden Betons nur einen unwesentlichen Anteil der Gesamtkosten darstellt, so können die sehr viel höheren Aufwendungen für Kabelkrananlagen eben nur durch die universelle Verwendbarkeit des Gerätes ausgeglichen werden. Es ist in diesem Zusammenhang interessant festzustellen, daß beispielsweise die Kabelkrane von Schwarzenbach später auch noch beim Bau der Wehranlage des Shannon-Kraftwerkes und der Schwarzasperre, allerdings unter teilweiser Veränderung der Spannweiten, Turmhöhen usw. eingesetzt werden konnten.

Wo ein Zusammenbau von Kabelkran und Mischanlage, wie etwa in Irland beim Shannon-Kraftwerk, nicht möglich war, wird die meist kurze Entfernung (s. Abb. 7, 15 u. 16) zwischen der Erzeugungs- und der Abnahmestelle durch Gleistransport, sei es mit Lokomotiven, sei es in der hierfür besonders geeigneten Form einer Unterseilbahn u. a., überbrückt. Die Förderung des Betons geschieht fast immer mit boden- oder seitenentleerenden Kübeln, die 2 bis 2,25 m³ bzw. 1 bis 2 Mischungen aufzunehmen gestatten¹⁵⁾. Wie zwischen Vordreher und Löffelbaggergröße im Steinbruch, besteht also auch hier eine gewisse Kupplung bzw. Größenabstimmung zwischen der Tragkraft des Kabelkranes und der Füllung der Mischer.

Die bei den Sperrmauerbaustellen mit der Kabelkranförderung gesammelten Erfahrungen zeigen, daß der Kabelkran technisch und wirtschaftlich, insbesondere bei weitgespannten Talsperren, erfolgreiche Dienste

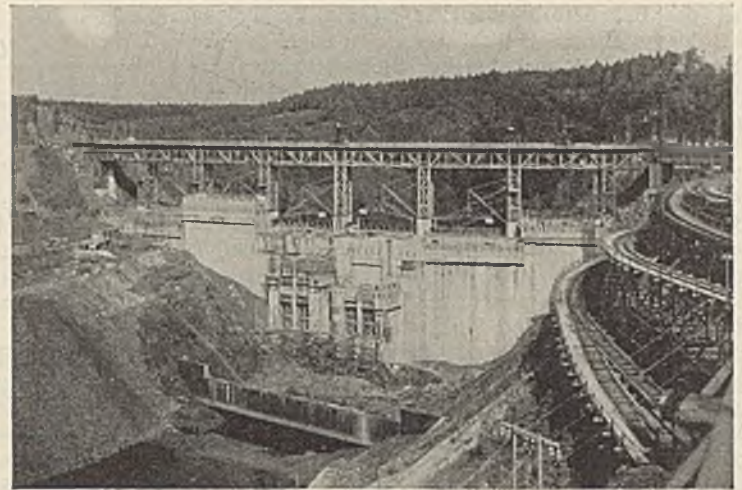


Abb. 20.

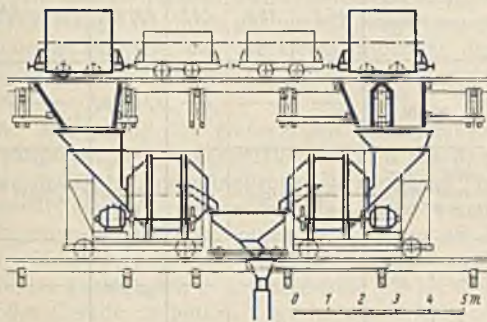


Abb. 21. Bleilochsperre. Betonierbrücke mit Mischanlage und Materialzug.

leistet. Zur Steigerung seiner Leistungsfähigkeit hat sich besonders die Verwendung langsam nach unten entleerender Kübel bewährt, wodurch die bei plötzlicher Entleerung spürbar auftretenden stärkeren Trageisenschwingungen vermindert und so die Spielzahlen vermehrt werden können.

Diese Kübel bedürfen überdies zur restlosen Entleerung keiner Nachhilfe und ermöglichen ein leichtes Absetzen auf Plattformwagen. Für das Einbringen der Felsblockeinlagen, die bis 2 m³ Größe vorgesehen waren, wurden bei der Schwarzbachsperre schwere, auf die Plattformwagen abzusetzende Steinkörbe (Roste) verwendet.

Wesentlich stärker beengt als beim Kabelkran ist die Freizügigkeit

¹⁵⁾ Enzweiler, Die Fördereinrichtungen beim Bau der Schwarzachtalsperre. Z. d. Vdl 1924, Heft 28. Ferner: Der Bau der Schwarzachtalsperre. Bauing. 1925, Heft 11.

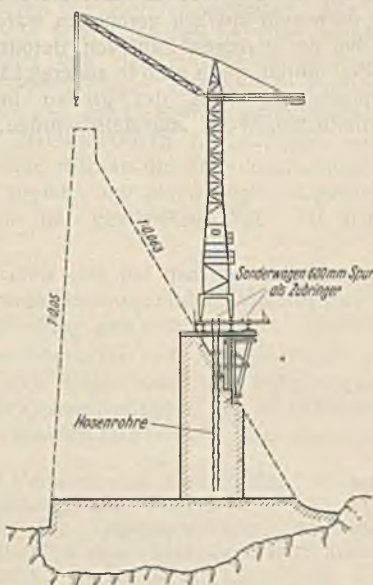


Abb. 23. Zillierbachsperre. Betonierbrücke mit Turmdrehkran.

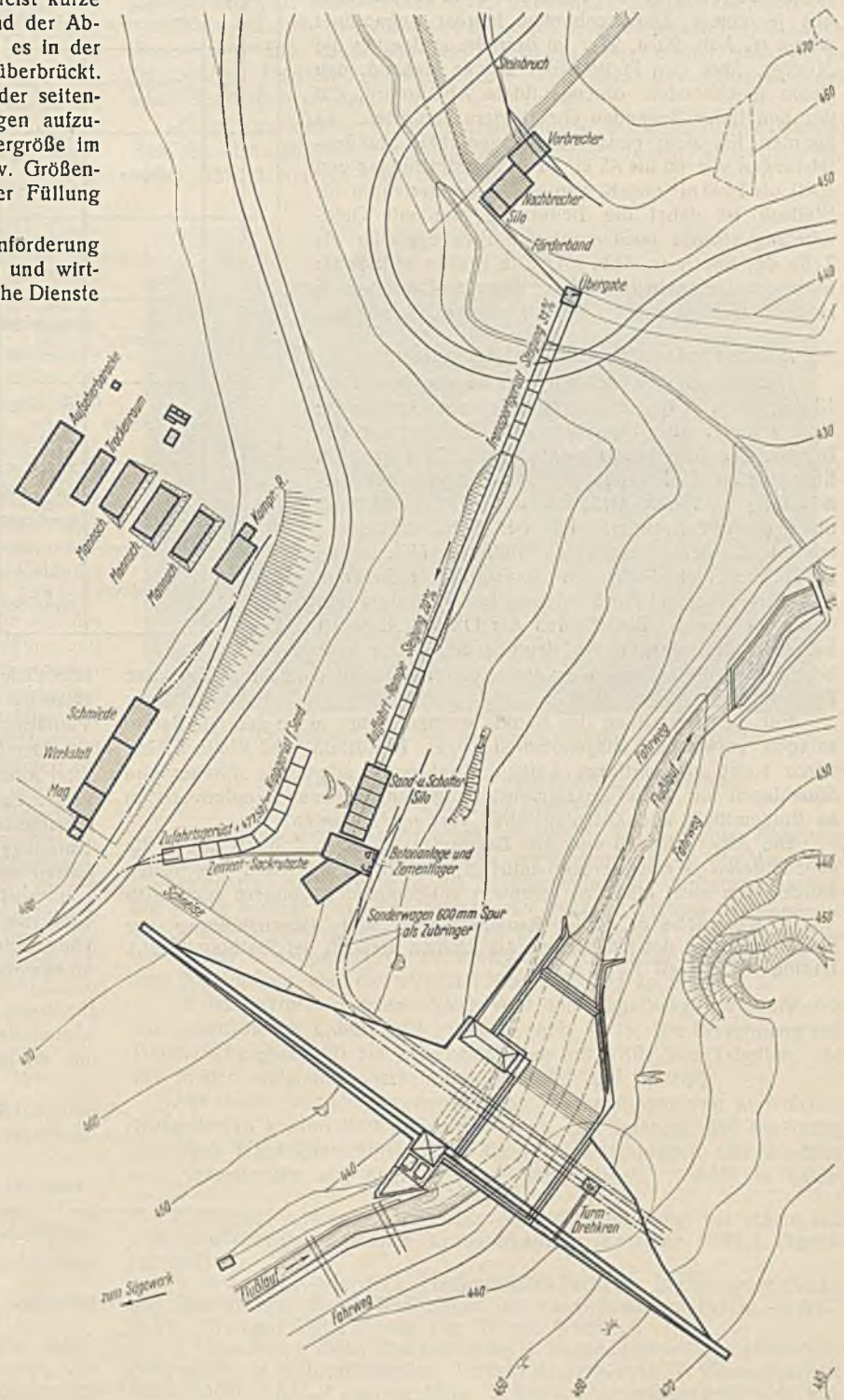


Abb. 22. Zillierbachsperre. Baustelleneinrichtung. Lageplan.

Zusammenstellung 6.

Übersicht über den Gesamtbauvorgang

Nr.	Nr. in Tab. 7	Name der Sperre	Bauezeit	Gesamtbauvorgang								
				Gesamtbetonleistung einschl. Hebenleistung f. Rohrbohrn, Stollen u. s. w. m ³	Tagesleistung		je m ³ Sperrmauerinhalt		Reparaturkosten RM	Anschaffungskosten der Baueinrichtung (Rohbauwerke)	Auf- u. Abbaukosten der Baustelleneinrichtung	
				normal m ³ /Tag	max. m ³ /Tag	Lohnstunden	Energieverbrauch KW/h/m ³					
1	18	Dreilägerbach	August 1909 bis Februar 1912	72 000	—	—	—	—	—	—	—	—
2	71	Brändbach	1. Juni 1921 bis 30. Oktbr. 1922	—	—	60 in 10 Std.	—	—	—	—	—	Inflation
3	72	Pfreimd	April bis Septbr. 1924	6 000	80 m ³ /16 Std.	—	—	—	—	—	—	Inflation
4	70	Linach	April bis Oktbr. 1925	11 500	—	—	—	—	—	—	—	—
5	73	Regensperre am Höllenstein	1. Novbr. 1923 bis 30. Juni 1926	25 000	—	—	8	—	—	—	—	—
6	25	Schwarzenbach	April bis August 1926	297 000	800 in zwei Schichten zu je 8 Stunden	1200	25,7	29,2	7,30	—	—	Inflation
7	27	Agger	Oktbr. 1927 bis Dezbr. 1928	100 000	900 in Doppelschicht	1200	—	—	—	—	—	—
8	47	Kriebstein	Frühjahr 1927 bis 1930	82 000	420	780	—	—	—	—	—	—
9	28	Schwarza	Frühjahr 1926 bis Sommer 1931	52 000	300 in zwei Schichten	600	46,8	15,4	7,67	635 000	285 000 RM	—
10	29	Schluchsee	Sommer 1925 bis Dezbr. 1932	124 000	50 je Std.	80	—	—	—	1250 000	—	—
11	50	Bleiloch	April 1930 bis April 1932	210 000	1000 in zwei Schichten zu je 3 Stunden	1400	12,3	18,2	3,09	1540 000	1250 000 RM	—
12	53	Zillierbach	Juli bis Dezbr. 1935	58 000	440	560	—	—	—	—	—	—

bei der Betonierbrücke. Hier ist die Verbindung mit der gegebenen Örtlichkeit eine so enge, daß die Brücke, wie das auch bei der Bleilochtalsperre der Fall war, immer für den Sonderfall konstruiert und gebaut werden muß. Der Zubringervorgang zur Brücke spielt die Hauptrolle. Er erfolgt auf Schienen, und zwar entweder wieder mittels Ketten- oder Seilbahn oder durch Lokomotiven (Bleiloch). Um die Brückenträgerkonstruktion nicht zu schwer werden zu lassen, wird man die Tragkraft begrenzen. Immerhin konnten in Bleiloch Züge mit Dampflokotiven von 50 PS und 8 Wagen von 1,8 m³ Inhalt für die Zufuhr des Mischgutes zu den Mischern benutzt werden¹⁰⁾. Hier war die Mischanlage, der Gesamtbaustelleneinrichtung sinngemäß eingefügt, auf der Betonierbrücke angeordnet. Die Mischzüge förderten die Materialien aus der Zerkleinerungsanlage an den Hängen auf Gleisen von 600 mm Spur bis auf die Brücke. Auf der oberen Brückenbahn fuhren die Züge ein, die Wagen entleerten durch Abklappen das Mischgut in die Mischmaschinen, die auf der unteren Brückenfahrbahn in zwei Gruppen zu je zwei Mischern mit je einem Zwischenbunker fahrbar angeordnet waren (s. Abb. 20 u. 21). Im Betriebe entleerten die Mischer, über den Pfeilern der Brücke stehend, den Beton in besonders durchgebildete Abfallrohre, die ihn den tiefer liegenden Gießfliegern zuführten. Es konnten bei dem genannten Wageninhalt Stundenleistungen von 60 bis 85 m³ bzw. Tagesleistungen von 1000 bis 1400 m³ erzielt werden. Charakteristisch für Bleiloch ist dabei die Benutzung der mit Gleitschalung schnell hochbetonierten Brückenpfeiler als Teile der Sperre (s. Abb. 20). Die Brücke selbst war nach der Gelenkbauweise der Siemens-Bauunion in Holzkonstruktion auf der Baustelle hergestellt worden.

Zusammenfassung und Schlußfolgerungen.

Die kritische Betrachtung der 11 von insgesamt 13 deutschen Betonsperren zeigt, daß vornehmlich die Verarbeitung, also Förderung und Einbringung des Betons, der Baustelleneinrichtung das Gepräge gibt. Stampfbeton wird wegen der Schwierigkeit der Verarbeitung und aus Gründen der Wirtschaftlichkeit nicht mehr verwendet. Bei der Betoneinbringung scheint die Entwicklung zu steiferen Mischungen Gießtürme und Seilrinnen gegenüber Kabelkran, Betonierbrücke und Bandförderung in den Hintergrund treten zu lassen. Der Einfluß der Örtlichkeit spielt bei der Wahl der Geräte demgegenüber nur eine bescheidene Rolle, wenn er auch bisweilen zum Verzicht auf gewisse Bauverfahren zwingen kann.

Für die Herstellung des Betons wurden bisher meist zentrale Betonanlagen verwendet, ausgenommen Agger, Kriebstein und Bleiloch, bei deren sonst gleichartigem Aufbau absatzweise arbeitende Mischer und Siloanlagen mit den in Zusammenstellung 3 angegebenen Stundenvorräten an Bindemitteln und Zuschlagstoffen verwendet wurden.

Die Abb. 1 bis 23 und die Zusammenstellungen 1 bis 6 sollen die angedeuteten Wege veranschaulichen, die in Deutschland besritten wurden, um nicht allein zu technisch vollkommenen, sondern auch wirt-

¹⁰⁾ Kesselheim, Die Baueinrichtung und Bauausführung der Sperrmauer und des Krafthauses am kleinen Bleiloch bei Saalburg (Thür.). Bauing. 1932, Heft 13/14 u. 15/16.

schaftlich einwandfreien Lösungen zu gelangen. Sie wollen das Grundsätzliche in den Zusammenhängen zwischen Bauwerk, Baustoff, örtlichen Verhältnissen, Leistungen und Geräteinsatz aufzeigen.

Der Versuch, durch die Gegenüberstellung der verwendeten Geräte, ihrer Anschaffungs- und Betriebskosten und Leistungen eine wirtschaftliche Abgrenzung der ungleichen Bauverfahren in Abhängigkeit von der Verarbeitbarkeit des Betons zu erreichen, mußte mangels der notwendigen Unterlagen, die bei den meisten bauausführenden Firmen und den Bauherren nur noch sehr spärlich vorhanden waren, aufgegeben werden. Er kann auch bei der geringen Zahl von Betonsperren in Deutschland nur dann zum Ziel führen, wenn auch in anderen Ländern einmal gleichlaufende Untersuchungen angesichts der großen in die Millionen gehenden volkswirtschaftlichen Werte angestellt würden.

Die Regelung kleinerer Wasserläufe durch Errichtung von Gefällstufen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. habil. Chr. Keutner, z. Z. Töging am Inn, Innwerk.

I. Allgemeines über die Regelung kleiner Wasserläufe, insbesondere des Voralpenlandes.

Angeregt auf Studienreisen¹⁾, wird in folgendem versucht, einen Abriss der bei Regelungen von Bächen und kleineren Flußläufen auftretenden Fragen zu geben.

Die Erschließung und Trockenlegung von Moorebenen und die Zuführung der mit sauren Gräsern bedeckten Ländereien, die oft kaum als Weide nutzbar sind, zur landwirtschaftlichen Erschließung erfordert die Absenkung des Grundwassers durch Schaffung einer ausreichenden Vorflut. Die Vorfluter müssen so groß bemessen und so tief gelegt werden, daß sie mittlere Hochwasser ohne Ausuferung abführen können und daß nur bei besonders hohen Wasserständen (Katastrophenhochwasser) das Kulturland überschwemmt wird. Die verwachsenen und verwilderten Bachläufe (Abb. 1), die sich durch das Gelände in Serpentinlinien hinziehen (Mäanderbildung), müssen durch Ausführung von Durchstichen verkürzt und teilweise begradigt werden; meist ist es aber erforderlich, einen neuen Wasserlauf mit festen Ufern (Kanal) zu schaffen.

Bei der Regelung der Wasserläufe in Ortschaften steht die Hochwasserfreilegung an erster Stelle. Die breiten, seichten und leicht ausufernden Wasserläufe müssen durch Gerinne ersetzt werden, die selbst Katastrophenhochwasser abführen können und deren Wasserspiegel so tief liegen, daß sie für die Abwasserleitungen des Ortes als Vorflut dienen. Die Wassermenge ist durch geeignete Formgebung des Abflußquerschnitts so zusammenzufassen, daß die Geschwindigkeit des Wassers selbst bei Niedrigwasser noch so groß ist, daß keine Verschlämungen eintreten können.

Die Ausführung zu großer, den vorhandenen Bodenverhältnissen nicht entsprechender Sohlengefälle, die sich aus den meist beträchtlichen Verkürzungen des ursprünglichen Wasserlaufes ergeben, hat starke Sohleneintiefungen (Erosionen) zur Folge. Diese verursachen Unterspülungen und Rutschungen der Böschungen und werden oft der Anlaß einer abermaligen Verwilderung des Wasserlaufes. Ist man durch die Gelände- verhältnisse gezwungen, dem Wasserlaufe ein für die anstehende Bodenart zu großes Gefälle zu geben, dann ist die Befestigung der Sohle und der Böschungen durch eine Steinrollierung, Pflasterung, Auskleidung mit Beton oder Bitumen notwendig. In den meisten Fällen ist aber eine besondere Befestigung des Kanals nicht wirtschaftlich. Im allgemeinen wählt man für den Wasserlauf das größte zulässige Sohlengefälle und faßt den Gefällüberschuß an bestimmten, sich aus den Gelände- verhältnissen ergebenden Stellen (Gefällbrechpunkten) in Form von Gefällstufen zusammen. Diese Gefällbrechpunkte können entweder, wie es meist geschieht, als Absturzbauwerke oder als Schubstrecken — auch „Rutschen“ genannt — ausgebildet werden. Die Absturzbauwerke umfassen oft einen großen Teil der Gesamtkosten der Regelungsarbeiten. Die Regelungskosten müssen so niedrig wie irgend möglich gehalten werden, da ein beträchtlicher Teil der Mittel von den mitunter recht wenig finanzkräftigen Genossenschaften der Anlieger aufgebracht werden muß. Da die Masse der Erdbewegung von den Gelände- verhältnissen abhängig ist, können meist nur an den Bauwerkskosten Einsparungen vorgenommen werden. Die Absturzbauwerke müssen die strömungstechnisch günstigste Form erhalten und dürfen zugleich nur einen möglichst geringen Kostenaufwand erfordern, der von der geeigneten Wahl der Baustoffe abhängig ist.

Im Laufe der Jahre haben sich bei den verschiedenen Bauämtern jeweils bestimmte Bauformen herausgebildet, von deren bemerkenswertesten im folgenden Mitteilung gemacht wird.

Wesentlich andere Gesichtspunkte und Anforderungen beeinflussen die Regelungsarbeiten an den Wasserläufen des Industriegebietes. Dort handelt es sich um die Hochwasserfreilegung von dicht besiedelten, von Bergbau und Industrie überzogenen Gegenden²⁾. Um auch Katastrophen-

hochwasser abführen zu können, müssen die künstlichen Wasserläufe einen großen Querschnitt erhalten und tief ins Gelände eingeschnitten werden. So wurde z. B. die Emscher durch die Regelung um rd. 4 m abgesenkt. Die Wasserläufe haben aber auch die mit Schlamm beladenen bedeutenden Abwassermengen der Städte und Industrieanlagen sowie das aus den Bergwerken zutage gepumpte Grubenwasser rasch und unschädlich abzuleiten. Die Forderung erfüllen eng zusammengefaßte Mittelwasserquerschnitte mit verhältnismäßig starkem Gefälle, das fast durchweg eine Auskleidung mit Betonschalen u. ä. erforderlich macht. Die dort verwendeten Absturzbauwerkformen tragen auch demnach diesen Verhältnissen Rechnung³⁾. Die Bauformen des Industriegebietes können aber wegen ihrer hohen Herstellungskosten in die Wasserläufe des Alpenvorlandes nicht übertragen werden.

Es ist zweckmäßig, die Ausführungsformen des Wasserlaufes (Kanals) und des Absturzbauwerks getrennt zu betrachten, da die Formgebung des einen die des anderen stark beeinflußt.



Abb. 1. Wörtersbach vor der Regelung (Kulturbauamt Wellheim).

II. Das Gerinne zwischen den Absturzbauwerken.

1. Die Querschnittsform.

Die abzuführende Wassermenge q ist beim Entwurf einer Regelung stets gegeben. Die Querschnittsfläche des Gerinnes ist für die Masse der Erdbewegung ausschlaggebend, die Tiefe beeinflußt die Vorflutverhältnisse, die Breite bedingt den Grunderwerb, der benetzte Umfang bestimmt die Größe der Befestigung der Sohle und der Böschungen, und das Gefälle ist von der Bodenbeschaffenheit abhängig. Aus diesen Faktoren ist für den Regelungsentwurf die wirtschaftlichste Lösung zu finden.

In den weitaus meisten Fällen wird den künstlichen Wasserläufen ein trapezförmiger Querschnitt gegeben (Abb. 2, 1). Die Berechnung der Trapezfläche geschieht am zweckmäßigsten mit Hilfe von Tabellen, die sich in den meisten wasserbaulichen Handbüchern finden⁴⁾.

Auf Grund von Untersuchungen und Beobachtungen von künstlichen Wasserläufen kommt Béla v. Kenessey zu dem Ergebnis, daß die häufig benutzten Trapezquerschnitte durch Geschiebeanlandungen, Uferabbrüche u. ä. niemals ihre ursprüngliche Form beibehalten⁵⁾. Sowohl in natür-

³⁾ Alexander Ramshorn, Die Energievernichtung bei Abstürzen und Schubstrecken in offenen Abwasserkanälen. Bautechn. 1932, I. Vierteljahrsh. 1932.

⁴⁾ Weyrauch-Strobel, Hydraulisches Rechnen, Rechnungsverfahren und Zahlenwerte für die Bedürfnisse der wasserbaulichen Praxis, 6. Aufl. S. 54. Stuttgart 1930, Verlag von Konrad Wittwer.

⁵⁾ Kenessey, Béla, Mederszelvények és Mederszelvénytáblázatok — Bettprofile und Bettprofiltabellen. Vizügyi Közlemények, — Wasserbauliche Mitteilungen. XV. évfolyam 1933, 2. szám. Herausgegeben vom kgl. ungarischen Ackerbauministerium. S. 298 ff.

¹⁾ U. a. unternahm der Verfasser eine Studienreise 1934 als Stipendiat der William-G.-Kerckhoff-Stiftung, Bad Nauheim.

²⁾ Friedrich v. Bülow, Die Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach-, Werkkanal- und Rohrquerschnitten unter besonderer Berücksichtigung der von der Emschergenossenschaft in Essen zu künstlichen Wasserläufen ausgebauten Emscher und ihrer Nebenbäche. Gesund.-Ing. 1927.

lichen wie in künstlichen Wasserläufen treten Querschnittsänderungen auf, die fast in allen Fällen Ähnlichkeit mit Kegelschnitten haben. Kenessey empfiehlt, der Querschnittsänderung im Laufe der Zeit besser dadurch Rechnung zu tragen, daß man der Berechnung an Stelle des ursprünglichen Trapezquerschnitts jenen Kegelschnitt zugrunde legt, der in den Querschnitt eingezeichnet werden kann und der erwarteten Änderung entspricht, als durch Änderung des Beiwertes einer Geschwindigkeitsformel.



Abb. 2. Kanalquerschnittsformen.

Der Kreis und die Parabel sind Kegelschnitte, die eine einfache Berechnung gestatten.

Für einen Trapezquerschnitt mit kreisförmiger Sohlensohlbildung wird (Abb. 2, 2):

Querschnittsfläche:

$$F(m^2) = \left(\frac{t}{n} + s\right)t - \frac{ns^2}{4(\sqrt{1+n^2}-1)^2} [2(\sqrt{1+n^2}-1) - n \cdot \text{arc } \alpha]$$

benetzter Umfang:

$$P(m) = \frac{2t\sqrt{1+n^2}}{n} - s \left[1 - \frac{n \cdot \text{arc } \alpha}{\sqrt{1+n^2}-1} \right]$$

Halbmesser des Sohlenkreises:

$$r(m) = \frac{sn}{2(\sqrt{1+n^2}-1)} = \frac{s(1+\sqrt{1+n^2})}{2n}$$

Höhe des tangentialen Übergangs des Sohlenkreises in die Böschung:

$$t_1(m) = \frac{sn}{2\sqrt{1+n^2}}$$

Für einen Trapezquerschnitt mit parabelförmiger Sohlensohlbildung wird (Abb. 2, 3):

Scheitelformel der Parabel: $y^2 = \frac{2s}{n} \cdot x$

Parameter: $p = \frac{s}{n}$

Querschnittsfläche: $F(m^2) = \left(\frac{t}{n} + s\right)t - \frac{sn^2}{12}$

benetzter Umfang:

$$P(m) = \frac{2t\sqrt{1+n^2}}{n} + 2,303 \cdot \frac{s}{n} \cdot \log(n + \sqrt{1+n^2})$$

Höhe des tangentialen Übergangs der Sohlenparabel in die Böschung:

$$t_1(m) = \frac{sn}{2}$$

Der wirtschaftlichste Querschnitt ist in den meisten Fällen der hydraulisch günstigste. Auch bei der Wahl von hydraulisch günstigen Querschnittsformen entscheiden die Baukosten die Masse der Erdbewegung, der Grunderwerb und der Umfang der Böschungsbefestigung, die von der Böschungsnelung abhängig sind.

Die Abflußmenge wird bei einem gegebenen Gefälle ein Maximum, wenn $\frac{dF}{dP} = 0$ und $\frac{d^2F}{dP^2} > 0$ ist (Abb. 2, 4).

Auf eine Ableitung der einzelnen Abmessungen wird hier verzichtet. Kenessey leitete in seiner Abhandlung außerdem noch hydraulisch günstigste Trapezquerschnitte mit kreis- und parabelförmiger Sohlensohlbildung ab. Er führte den Beweis, daß ein Querschnitt

hydraulisch günstig bleibt, wenn ihm auch eine kreisförmige Sohle einbeschrieben ist. Bei einer parabelförmigen Sohlensohlbildung trifft dies um so weniger zu, je größer die Böschungsnelung des Umhüllungstrapezes ist. Der Unterschied ist im allgemeinen nicht bedeutend; er beträgt bei einer Nelung von $1:\sqrt{3}$ in der Querschnittsfläche rd. 11% und im hydraulischen Radius rd. 3%; bei einer Nelung von $1:1$ vermindert er sich für die Fläche auf rd. 3% und für den hydraulischen Radius auf rd. 1%.

Bei der Wahl von Querschnitten mit parabelförmiger Sohlensohlbildung ist zu beachten, daß nur Böschungswinkel bis zu 60° gewählt werden dürfen, da bei einer größeren Böschungsnelung in den günstigen Querschnitt keine Parabel mehr einbeschrieben werden kann, deren Scheitelpunkt noch innerhalb des Querschnitts liegt.

Kenessey stellte in seiner Abhandlung die Abmessungen der verschiedenartigsten Querschnittsformen tabellarisch in Abhängigkeit von der Böschungsnelung dar. An Hand dieser Zusammenstellungen ist eine rasche Berechnung besonders von unsymmetrischen Querschnitten für die Krümmungen möglich.

In diesem Zusammenhang soll auch noch auf die Berechnungen reiner Parabelquerschnitte für einen schängelnden Wasserlauf, dessen Krümmungs- und Scheitelquerschnitte, in der Abhandlung Kenesseys hingewiesen werden.

2. Das Wasserabführungsvermögen der Gerinne.

Für die Berechnung des Wasserabführungsvermögens von Wasserläufen stehen zahlreiche sog. „Geschwindigkeitsformeln“ zur Verfügung.

Ausgehend von der ersten brauchbaren Abflußgleichung nach Chézy-Brahms, gingen die Untersuchungen verschiedener Forscher dahin, entweder die Größe des Rauigkeitsbeiwertes für verschiedenartige Beschaffenheit der Sohle (Sand, Kies usw.) und der Böschungen (Rasen, Beton usw.) zu ermitteln oder Abflußgleichungen aufzustellen, in denen die Rauigkeit des Gerinnes durch die Größe von Exponenten ausgedrückt wird.

Von den Abflußgleichungen mit Rauigkeitsbeiwert ist die Gleichung nach Ganguillet-Kutter als eine der gebräuchlichsten zu nennen, nach denen u. a. die graphischen Auftragungen der Hilfstabellen von Schewior aufgestellt sind⁹⁾.

Lindquist überprüfte auf Grund reichen Beobachtungsmaterials die Abflußgleichung von Manning, stellte sie in Form eines Nomogramms auf und empfiehlt sie als beste Erfahrungsformel⁷⁾.

Auf den Ansatz von Manning geht Forchheimer zurück und erhielt Abflußgleichungen auf Grund von Messungen in großen Werkkanälen⁸⁾.

In Österreich und in der Schweiz wird die Berechnung nach Strickler vorgezogen, dessen Abflußgleichung den gleichen Aufbau wie die von Manning aufweist.

R. Winkel ging wiederum von der Chézy-Gleichung aus, ermittelte eine eigene Bestimmungsgleichung für den Rauigkeitswert und erhielt so Abflußgleichungen ohne wählbaren Beiwert⁹⁾.

Unter den Abflußgleichungen ohne Rauigkeitsbeiwert sind noch die von Matakiewicz hervorzuheben¹⁰⁾, die auf Grund der Auswertung von Meßergebnissen in Flüssen, Kanälen und Wildbächen aufgestellt wurden.

Die Abflußgleichungen der vorstehend mitgeteilten Forscher ermöglichen eine verhältnismäßig rasche und für die Verhältnisse der Praxis ausreichende Berechnung des Wasserabführungsvermögens.

3. Die Grenzschleppkraftwerte verschiedener Bodenarten.

Die Ursache der Sohlenvertiefung (Erosion) im Oberwasser eines Absturzbauwerks ist die sog. Stoß- oder Schleppkraft. Diese Kraft bewegt die Teilchen fort, aus denen die Böschungen und die Sohle des Gerinnes bestehen bzw. mit denen sie bedeckt sind (Geschiebe). Soll ein Wasserangriff, d. h. ein Fortbewegen der Teilchen vermieden werden, dann muß der Widerstand der Böschungen und der Sohle größer als diese Kraft sein. Diese Bewegungskraft kann als Funktion der Wassertiefe und des Wasserspiegelgefälles (bei gleichförmiger Wasserbewegung ist das Wasserspiegelgefälle gleich dem Sohlengefälle) ausgedrückt werden

$$S = 1000 t J \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Für Gerinne mit beschränkter Breite ist zu setzen

$$S = 1000 \alpha t J \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

⁹⁾ G. Schewior, Hilfstabellen zur Bearbeitung von Meliorationsentwürfen, Kanalisationen und anderen wasser- und tiefbautechnischen Aufgaben, 3. Aufl. Berlin 1930, Paul Parey.

⁷⁾ E. G. W. Lindquist, On velocity formulas for open channels and pipes. Ingeniörsvetenskapsakademiens, Handlingar Nr. 130, 1934, oder Paul Neményi, Wasserbauische Strömungslehre, S. 72/73. Leipzig 1933, Verlag von Johann Ambrosius Barth.

⁸⁾ Forchheimer, Grundriß der Hydraulik, 2. Aufl., S. 53. 1926, Verlag von B. G. Teubner.

⁹⁾ R. Winkel, Die Grundlagen der Flußregelung (einschließlich Stauregelung und Theorie der Schiffsschleusung). Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

¹⁰⁾ M. Matakiewicz, Die Geschwindigkeitsformel und ihre Anwendungen. Annales de l'Académie des Sciences Techniques à Varsovie 1935, Bd. II, S. 115.

Nach Schoklitsch wird der α -Wert bei Breiten $b > 30t$ nahezu gleich 1¹¹⁾. Für schmale Gerinne ist nach Schoklitsch zu setzen

$$S = 1000 R J \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Diese Schleppkraftgleichung wurde auch den folgenden Erörterungen zugrunde gelegt.

Krey ermittelte aus Forschungsergebnissen eine Abhängigkeit zwischen der Schleppkraft und dem mittleren Geschiebedurchmesser d . Er erhielt für die Grenztiefe T_0 bei verhältnismäßig gleichmäßigen Sandkörnern die Näherungsgleichung

$$T_0 J = \frac{d}{8 \text{ bis } 20}$$

und damit als Grenzsleppkraft

$$S_0 \approx 1000 T_0 J = 125 \text{ bis } 50 d \text{ (kg/m}^2\text{) (} d \text{ in m)}^{12)}$$

Bei gleichbleibender Rauigkeit eines Gerinnes sind zwei Grenzsleppkraftwerte von besonderer Bedeutung. Der erste Wert, der größere, ergibt sich, wenn lagerndes Geschiebe eben in Bewegung gerät; der zweite, der kleinere, wenn bewegtes Geschiebe sich eben abzulagern beginnt. Nach Kreuter beträgt der Unterschied dieser beiden Grenzsleppkraftwerte in natürlichen Wasserläufen bis zu 30%. Bei Laboratoriumsversuchen mit feinem gleichmäßigen Geschiebe vermindert sich der Unterschied nach Beobachtungen von Schoklitsch fast auf Null.

Die Geschiebebewegung und damit auch die Bestimmung der Größe der Erosion in Kanälen ist wohl eines der rechnerisch am schwersten zu erfassenden Probleme des Wasserbaues. Solange auf Grund von Messungen in natürlichen Wasserläufen keine einwandfreie Berechnung der Geschiebebewegung möglich ist, müssen Erfahrungswerte für die Praxis ausreichend sein.

Ist die Schleppkraft S der durchfließenden Wassermenge größer als der Grenzsleppkraftwert S_0 der anstehenden Bodenart oder der Befestigungswise des Gerinnes, dann geraten die Bodenteilchen in Bewegung. Es treten die oft beobachteten Erosionen an der Sohle und an den Böschungen auf, wobei zu beachten ist, daß Sohle und Böschungen verschiedenen Widerstand der Schleppkraft entgegensetzen. Sinkt dagegen die Schleppkraft der Wassermasse unter eine bestimmte Größe, dann werden die von ihr mitgeführten Sinkstoffe abgelagert, es kommt zu einer Verlandung des Gerinnes. Beim Entwurf muß sowohl die Größe der „Erosionsgrenzsleppkraft“ als auch die der „Sedimentationssleppkraft“ berücksichtigt werden.

Auf Grund von Beobachtungen ermittelten Kreuter und Lueger für die verschiedenen Bodenarten „Erosionsgrenzsleppkraftwerte“¹³⁾.

Nach Messungen des Kulturbauamtes Nürnberg wurden für Quarzsand, Quarzkies, lehmigen Boden und plattiges Kalkgeschiebe eine Anzahl Schleppkraftwerte ermittelt¹⁴⁾.

Das Kulturbauamt Ingolstadt legt gemäß seinen Bauverfahren folgende Werte seinen Entwürfen zugrunde:

1. für fest gelagerten Sand und feinen Kies
 $S_0 = 0,8 \text{ bis } 0,9 \text{ kg/m}^2$ bei MW und
 $S_0 = 1,0 \text{ bis } 1,2 \text{ kg/m}^2$ bei HW, d. h. nur für kurze Dauer;
2. für lehmigen Kies
 $S_0 = 1,5 \text{ kg/m}^2$ bei MW und
 $S_0 = 2,0 \text{ kg/m}^2$ bei HW, d. h. nur für kurze Dauer.

Ramshorn gibt für Gerinne mit Betonschalenauskleidung als Größtwert $S_0 = 2,5 \text{ kg/m}^2$ an¹⁵⁾. Wurde in verschiedenen Bächen dieser Grenzsleppkraftwert überschritten, dann trat eine Ausziehung der Aschenunterbettung der Schalen ein und dadurch eine Verlagerung der gesamten Betonschalenauskleidung.

Im Baubezirk des Kulturbauamtes Günzburg hatte der Verfasser Gelegenheit, z. B. an der Zusan und an der Laugna unter den angenähert gleichen Gefällverhältnissen und Untergrundverhältnissen unbedeutende und recht beträchtliche Sohleneintiefungen bis über 0,60 m zu beobachten.

Der Untergrund beider Wasserläufe ist sandiger bis schwerer Lehm, teilweise Letten. An einigen Abschnitten des Zusamlaufes ist der sandige, schwere Lehm mit kleinen Steinen durchsetzt. In diesem Bereich sind starke Sohleneintiefungen bei einer HW-Sleppkraft von $S = 1,17 \text{ kg/m}^2$ ($J = 0,0007$) festzustellen. Reiner sandiger Lehm läßt an anderen Stellen

eine HW-Sleppkraft von $S = 1,03 \text{ kg/m}^2$ ($J = 0,0006$) zu. Einschlüsse wie kleine Steine vermindern die Widerstandsfähigkeit des Untergrundes beträchtlich.

Da die Sohleneintiefungen zum großen Teil sicherlich durch länger anhaltendes MW hervorgerufen sind, liegt der „Grenzsleppkraftwert“ für die anstehende Bodenart unter $1,0 \text{ kg/m}^2$.

Als „Sedimentationsgrenzsleppkraftwert“, d. h. als Schleppkraftwert, bei dem noch eben Sand und Schlamm abgeführt wird, ergibt sich:

1. nach Beobachtungen des Kulturbauamtes Ingolstadt für Erdkanäle ohne Auskleidung $S_0 = 0,4 \text{ bis } 0,5 \text{ kg/m}^2$,
2. nach Ramshorn für Kanäle mit Betonsohlenauskleidung $S_0 = 0,25 \text{ kg/m}^2$.

Die Rauigkeit der beiden Kanalausführungen ist verschieden groß und damit auch die Grenzsleppkraftwerte. Je größer die Rauigkeit des Gerinnes ist, um so größer ist der Sedimentationsgrenzsleppkraftwert zu wählen, um Verschlämmungen zu verhindern.

Die Abhängigkeit der Schleppkraft S vom Profilradius R und vom Gefälle J zeigt Abb. 3. Der Auftragung liegt die Schleppkraftgleichung von Schoklitsch für schmale Gerinne zugrunde. Nimmt man z. B. an, daß für den Untergrund eines Wasserlaufes ein Wert $S_0 = 2,0 \text{ kg/m}^2$ zulässig ist, dann kann für $R = 2,0 \text{ m}$ ein Gefälle von 1‰ gewählt werden.

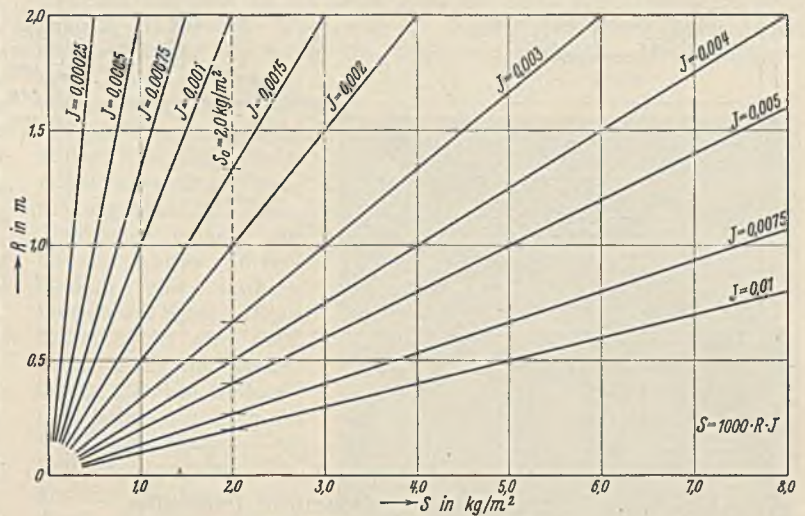


Abb. 3.

Abhängigkeit der Schleppkraft vom Profilradius und vom Gefälle.

Für $R = 1,0 \text{ m}$ ergibt sich z. B. ein Gefälle von 2‰, bei $R = 0,20 \text{ m}$, also bei Wasserläufen mit sehr kleinen Tiefen kann das Gefälle bis auf 1‰ vergrößert werden.

Die Größe der Schleppkraft kann auch durch die mittlere Abflußgeschwindigkeit ausgedrückt werden. Man erhält dann eine Grenzgeschwindigkeit ähnlich dem Grenzsleppkraftwerte für die verschiedenen Bodenarten. Den Auftragungen in Abb. 4 u. 5 liegen die Schleppkraftgleichung von Schoklitsch und die Abflußgeschwindigkeitsgleichung von Forchheimer zugrunde. Als Rauigkeitsbeiwert wurde $\lambda = 35$ in die Abflußgleichung eingesetzt. Man erhält:

$$S = 1000 R J \text{ (nach Schoklitsch)}$$

$$v = 35 R^{0,7} J^{0,5} \text{ (nach Forchheimer)}$$

$$v = \frac{35 S^{0,7}}{125,9 J^{0,2}}$$

In Abb. 4 wurden für einen trapezförmigen Abflußquerschnitt die Beziehungen $f(t)$, $f(F)$, $f(R^{0,7})$ für eine Böschungneigung 1:1,5 und für Sohlenbreiten $s = 1,0 \text{ m}$ bis $s = 6,0 \text{ m}$ aufgetragen. Diese Darstellung kann je nach Bedarf für andere Böschungneigungen und Sohlenbreiten ergänzt werden. Abb. 5 zeigt die Abhängigkeit der mittleren Abflußgeschwindigkeit v vom Profilradius R und dem Gefälle J . Abhängig von den gleichen Größen wurde auch die Schleppkraft S aufgetragen. Die S -Linien und die v -Linien überschneiden sich. Der Schnittpunkt beider Linien ergibt dann die Größe der Schleppkraft und die dazugehörige mittlere Abflußgeschwindigkeit für ein bestimmtes Gefälle und einen bestimmten Profilradius.

Beispiel: Gegeben ist die Wassertiefe $t = 2,0 \text{ m}$, Sohlenbreite $s = 3,0 \text{ m}$, Böschungneigung 1:1,5, die für die Bodenart zulässige Grenzsleppkraft sei $S_0 = 2,0 \text{ kg/m}^2$, gewählt wird für den Kanal ein Gefälle von $J = 0,0015$; gesucht ist: die Wassermenge und deren Schleppkraft. Aus Abb. 4 ergibt sich: $R = 1,175 \text{ m}$, $F = 12 \text{ m}^2$; aus Abb. 5: $v = 1,53 \text{ m/sek}$, damit $Q = 18,3 \text{ m}^3/\text{sek}$. Dieser Geschwindigkeit v entspricht nach der Auftragung eine Schleppkraft $S = 1,75 \text{ kg/m}^2 < S_0 = 2,0 \text{ kg/m}^2$. Es ist zweckmäßig, für vergleichende Entwurfsbearbeitungen ähnliche Auftragungen

¹¹⁾ S. Fußnote 4, S. 79.

¹²⁾ Die verschiedenen Schleppkraftgleichungen sind u. a. zusammengestellt in: a) H. Kramer, Modellgeschiebe und Schleppkraft, 1932; b) H. J. Casey, Über Geschiebebewegung. Beide Veröffentlichungen erschienen im Eigenverlag der Preuß. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin 1935.

¹³⁾ S. Fußnote 4, S. 80.

¹⁴⁾ a) A. Schoklitsch, Der Wasserbau, Wien 1930, Verlag von Julius Springer. b) G. Strele, Grundriß der Wildbachverbauung, S. 50. Wien 1934, Verlag von Julius Springer.

¹⁵⁾ S. Fußnote 3, Abb. 6.

für verschiedene Böschungselnungen, Sohlenbreiten und Wassertiefen vorzunehmen.

Über die Größe der Grenzgeschwindigkeit liegen ebenfalls Beobachtungswerte vor.

Nach Engels leisten Erdkanäle folgenden Strömungsgeschwindigkeiten v Widerstand¹⁶⁾:

1. in leichtem Sandboden $v = 0,7$ m/sek
2. in mittlerem Sandboden $v = 0,75$ "
3. in Lehmboden $v = 0,9$ "
4. in Kies und festem Boden $v = 1,2$ "

Für die Größe der Erosion ist weniger die mittlere Geschwindigkeit des Wassers als die Sohlengeschwindigkeit bzw. die Wassergeschwindigkeit in nächster Nähe der Sohle maßgebend. Schaffernak ermittelte aus Auswertungen zahlreicher Flügelmessungen für die Sohlengeschwindigkeit folgende Beziehung¹⁷⁾:

$$v_s = 0,65 v J^{0,5}$$

Kozeny setzt in seinen Berechnungen für das Verhältnis der Sohlengeschwindigkeit zur mittleren Abflußgeschwindigkeit $v_s/v_m = 0,38$.

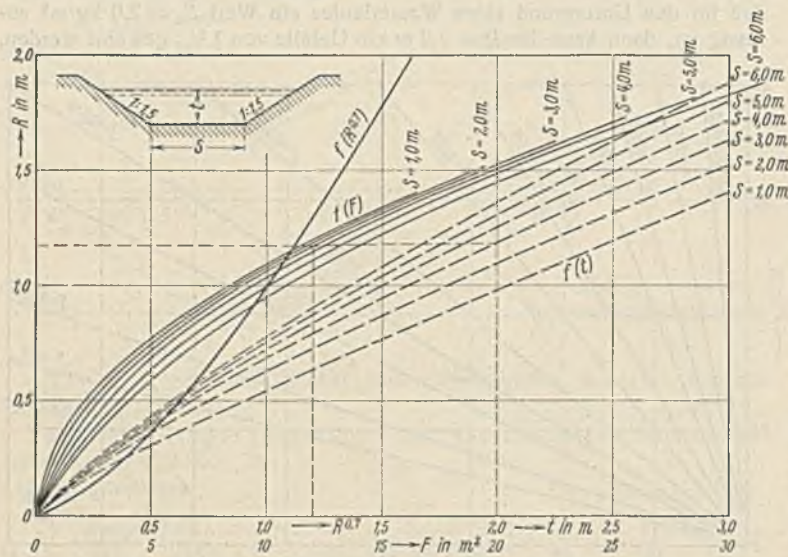


Abb. 4. Beziehung zwischen Wassertiefe, Profilradius, Sohlenbreite und Querschnittsfläche eines Trapezquerschnitts.

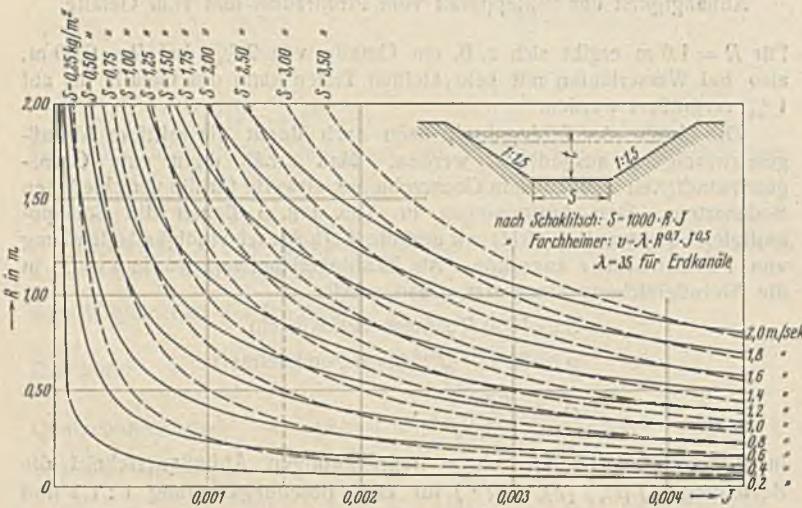


Abb. 5. Beziehung zwischen Profilradius, Gefälle, mittlerer Abflußgeschwindigkeit und Schleppkraft eines Trapezquerschnitts.

Bei den oben mitgeteilten Werten der Grenzgeschwindigkeit ist die Beschaffenheit des Wassers — klares oder mit Geschiebe und Schwebstoffen beladenes Wasser — unberücksichtigt geblieben. Tatsächlich beeinflußt die Schwebstoffführung des Wassers die Grenzgeschwindigkeitswerte nicht unerheblich. Bereits Bubendey schreibt: „Die Erosionstätigkeit eines Wasserlaufes beginnt, wenn die Stoßkraft des Wassers größer ist als die Widerstandskraft der Sohle. Mit zunehmender Erosions-

tätigkeit wird das Wasser in höherem Maße belastet und damit seine mittlere Geschwindigkeit verringert. Es gibt also einen gewissen Sättigungsgrad, über den hinaus die Erosion aufhört. Reines Wasser wird stärker erodieren als belastetes und darin fortschreiten, bis es ebenfalls den Sättigungsgrad erreicht hat.“ Über die Verschiedenheit der Größe der „Grenzgeschwindigkeit“ in Abhängigkeit von der Beschaffenheit der abfließenden Wassermasse geben Untersuchungen von Fortier und Scobey, 1926, Aufschluß¹⁸⁾.

Zusammenstellung 1.

Größe zulässige mittlere Kanalgeschwindigkeit in m/sek („Grenzgeschwindigkeit“).

Anstehende Bodenart der Kanalsohle	1.	2.	3.
	Klares Wasser ohne Geschiebe m/sek	Wasser, das kolloidalen Schlamm mit sich führt m/sek	Wasser, das nicht kolloidalen Schlamm, Sand, Kies und Gesteinsteile mit sich führt m/sek
1. Feinkörniger Lehm, nicht kolloidal	0,49	0,82	0,49
2. Sandiger	0,57	0,82	0,66
3. Schlammiger	0,66	0,99	0,66
4. Nicht kolloidaler alluvialer Schlamm	0,66	1,15	0,66
5. Gewöhnlicher harter Lehm	0,82	1,15	0,74
6. Vulkanische Asche	0,82	1,15	0,66
7. Feiner Kies	0,82	1,64	1,23
8. Sehr kolloidaler fester Ton	1,23	1,64	0,99
9. Mit Kiesel durchsetzter Lehm (nicht kolloidal)	1,23	1,64	1,64
10. Kolloidaler alluvialer Schlamm (kolloidal)	1,23	1,64	0,99
11. Mit Kiesel durchsetzter Schlamm (kolloidal)	1,31	1,80	1,64
12. Nicht kolloidaler grober Kies	1,31	1,97	2,13
13. Kiesel und grober Kies	1,64	1,80	2,13
14. Schieferton und fester Untergrund	1,97	1,97	1,64

Im allgemeinen läßt Wasser, das mit kolloidalem Schlamm beladen ist (Spalte 2), die größten mittleren Geschwindigkeiten zu. In einigen Fällen erhöht sich die „Grenzgeschwindigkeit“ des mit Sinkstoffen beladenen Wassers gegenüber klarem um rd. 40%. Außerdem ergibt sich aus der Zusammenstellung, daß mit Geschiebe beladenes Wasser auf Lehm, vulkanischer Asche, alluvialen Schlamm und Schieferton mehr erodiert als klares Wasser.

Bei der Bestimmung der Wassertiefe, des Gefälles usw. einer Regelungsstrecke ist stets zu berücksichtigen, ob den Wasserlauf klares oder mit Sinkstoffen beladenes Wasser durchfließt.

4. Die Sicherung und die Auskleidung von künstlichen Gerinnen.

Eine besondere Auskleidung der Böschungen und der Sohle wird in den meisten Fällen nicht durchgeführt. Die Sicherung des Böschungsfußes geschieht durch Senkstücke mit daraufliegenden Wippen; die Böschungsfächen werden mit Rasen abgedeckt. Bei sachgemäßer Ausführung ist eine Rasenabdeckung ein ausgezeichnetes Befestigungsmittel mit einem Grenzschieppkraftwert bis zu $S_0 = 3 \text{ kg/m}^2$. Nach Angaben von Theuerkauf betragen die Herstellungskosten von hochwertigem Rasen 0,65 RM je m^2 einschl. einer 10 cm dicken Mutterbodenunterlage¹⁹⁾.

Bei größeren Wasserläufen unterteilt man häufig den gesamten Querschnitt in ein Mittel- und Hochwassergerinne (Abb. 6). Je nach dem Verhältnis von MW zu HW werden die trapezförmigen Gerinne mit mehr oder minder breiten Bermen versehen. Der Doppelquerschnitt erfährt aber häufig im Laufe der Jahre durch Verschlämmungen eine Formänderung. Sowohl an den Gewässern des Industriegebietes (Emscher) wie an denen des Voralpenlandes (z. B. Isen, Rott) können diese Beobachtungen gemacht werden. Bülow teilt mit, daß der untere Trapezquerschnitt der Emscher durch Schlammablagerungen im Laufe der Zeit eine dreieckförmige Gestalt angenommen habe (Abb. 7)²⁰⁾. Besonders in der Höhe des gewöhnlichen Wasserstandes bildeten sich Schlamm-

¹⁸⁾ Filip Hjulström, Studies of the morphological activity of river as illustrated by the river Fyris, reprinted from Bull. of the Geol. Institute of Upsala, 1935, S. 302 u. 303.

Diese interessante Dissertation, die vom Gesichtspunkte eines „Nicht-Technikers“ aus geschrieben wurde, bringt eine ziemlich umfassende Darstellung nebst Literaturangabe des ausländischen Schrifttums über Geschiebe- und Schwebstoffbewegung und der damit zusammenhängenden Fragen.

¹⁹⁾ Theuerkauf, Hochwertiger Rasen als Befestigungsmittel bei Wasserbauten. Bautechn. 1936, Heft 42.

²⁰⁾ S. Fußnote 2, Abb. 14.

¹⁶⁾ H. Engels, Handbuch des Wasserbaues, S. 94, Berlin-Lipzig, 1914, Verlag von Wilhelm Engelmann, oder S. Fußnote 4, S. 43; in dieser Zusammenstellung sind noch Erfahrungswerte nach Reinhard und Telford angegeben.

¹⁷⁾ Schaffernak, Neue Grundlagen für die Berechnung der Geschiebeführung in Flüssen. Wien 1922.



Abb. 6. Doppelquerschnitt des Isen-Flutkanals bei Odmühle (Kulturbauamt Mühldorf).



Abb. 9. Verpfählung der Sohle eines Flutkanals (Kulturbauamt Donauwörth).

wulste aus, die die Böschungneigung 1:2 bzw. 1:1,5 in ein lotrechtes Ufer verwandelten, sich zwar schnell begrünen, aber ständig einzurutschen drohen. Außerdem vermindert sich das Wasserabführungsvermögen infolge der Querschnittsverkleinerung nicht unbedeutend. Im Doppelquerschnitt der Isen und der Rott erhöhen ebenfalls Schlammablagerungen den Bord des Mittelwasserbettes (Abb. 7). In diesen beiden Fällen führte die Querschnittsverminderung zu Eintiefungen der Gerinnesohle. In Wasserläufen mit größerer Schlammführung ist demnach die Ausbildung eines Doppelquerschnitts nicht zu empfehlen.

Die Sicherung des Böschungsfußes geschieht auch häufig mit Flechtzäunen oder Längsstangen. Diese Befestigungsart kann aber nur dann

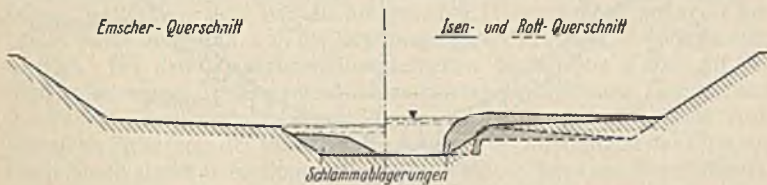


Abb. 7. Verschlämzung von Doppelquerschnitten.

mit Vorteil Verwendung finden, wenn mit einer vollkommenen Verwachsung der Böschungen in kurzer Zeit gerechnet werden kann oder wenn die Holzteile ständig unter Wasser liegen, da sie sonst im wechselnden Wasserstande rasch der Fäulnis anheimfallen. Die Böschungflächen haben besonders im Winter bei Eisgang beträchtlichen Angriffen zu widerstehen. Einen stärkeren Schutz als eine Rasenabdeckung bietet die Berauhwerung der Böschungflächen, nach Lueger ist $S_0 = 4 \text{ kg/m}^2$ (Abb. 8). Nach Angaben der Weiden-Verwertungs-G. m. b. H., München, belaufen sich die Herstellungskosten von Berauhwerungen einschließlich des Weidenmaterials je nach der Lage der Verwendungsstelle auf 1,30 bis 1,50 RM/m².

Erfordern die Geländeverhältnisse die Wahl eines so starken Gefälles, daß die auftretende Schleppkraft größer als der Schleppkraftwert der



Abb. 8. Berauhwerung von Böschungen bei Dettendorf 1935 (Weiden-Verwertungs-G. m. b. H., München).

Bodenart ist, dann ist die Befestigung der Sohle durch geeignete Maßnahmen erforderlich. Wohl eine der ältesten Maßnahmen dieser Art ist die Verpfählung der Sohle, die bereits von den Salinenverwaltungen in

der Traun, Oberösterreich, angewandt wurde. In größeren Abständen schlägt man einige Pfahlreihen senkrecht zur Fließrichtung (Abb. 9). Diese Pfahlreihen wirken wie Grundswellen und verhindern eine stärkere Erosion der Sohle. Diese Sicherungsart wird auch heute noch mit gutem Erfolg, z. B. von der forsttechnischen Abteilung für Wildbachverbauung in Kärnten, angewandt. Eine ähnliche Wirkung wird durch die Ausriegelung mit Querstangen, die in größeren Abständen verlegt sind, erzielt (Abb. 10). Werden im allgemeinen die Riegel unmittelbar auf die Gerinnesohle aufgebracht, so werden sie vom Kulturbauamt Ingolstadt auf einen Faschinenteppich verlegt (Abb. 11). Der Holzriegelabstand ist bei dieser Sohlenauskleidung 1,2 bis 1,4 m. Die Riegel haben in diesem



Abb. 10. Ausriegelung eines Baches (Kulturbauamt Weilheim).



Abb. 11. Ausriegelung eines Baches, Riegel auf einen Faschinenteppich verlegt (Kulturbauamt Ingolstadt).

Falle neben der Grundswellenwirkung den Zweck, den Faschinentepich niederzuhalten. Die auf diese Art befestigte Sohle hält starke Beanspruchungen aus, auch die Lebensdauer ist, da das Holz ständig im Wasser liegt, sehr groß; mitunter kann in stark kalkhaltigem Wasser gleichsam eine „Versteinerung“ des Holzes festgestellt werden. Die Verwendung von Faschinat in geschlebeführenden Wasserläufen scheidet aber von vornherein aus, da das Geschiebe den Faschinentepich einem raschen Verschleiß zuführt. Mit gutem Erfolg wurden vom gleichen Kulturbauamt Sohlensicherungen in einem anderen Wasserlauf mit Riegeln auf Daas (auch Daxen genannt, Zweige von Nadelbäumen) verlegt, ausgeführt. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, bei Gefällen von 4 bis 6‰ weite Riegelabstände zu wählen, bei größeren Gefällen die Riegel dicht an dicht zu legen. Das Kulturbauamt Weilheim führt ebenfalls Sohlensicherungen mit Daas aus, nur werden bei dieser Befestigungsart die Zweige von einer darüberliegenden Grobkieschicht niedergehalten.



Abb. 12. Steinrollierung der Sohle und des Böschungsfußes des Krepbaches (Kulturbauamt Weilheim).

Der rasche Verschleiß von Holz durch Geschiebe und sein Verfall im wechselnden Wasserstand führt, wenn die Möglichkeit einer billigen Beschaffung von Steinen besteht, zur Verwendung dieses Baustoffes für die Befestigung der Sohle und eines Teiles der Böschungen.

Eine Steinrollierung auf der Sohle und am Böschungsfuß läßt große Schleppkraftwerte zu und verringert außerdem die Abflußgeschwindigkeit durch Vergrößerung der Rauigkeit des Gerinnes (Abb. 12). Die Befestigung der Sohle und der Böschungen bis zum MW-Stand durch ein Trockenpflaster zeigt Abb. 13 bei einem Gerinne mit trapezförmigem Querschnitt. Die Böschungen oberhalb der Pflasterung sind mit Rasen abgedeckt. Die Pflasterung ist bis zu der Höhe durchzuführen, in der die Schleppkraft kleiner ist als der Grenzsleppkraftwert für Rasen.



Abb. 13. Trockenpflaster der Sohle und des Böschungsfußes in der Schwarzach (Kulturbauamt Regensburg).

Fällt in einem Bauamtsbezirk billiges Bauholz an, dann kann die Sohle mit Prügelholz befestigt werden. Die halben Holzprügel liegen, wie z. B. in der oberen Urteil (Ausführung Kulturbauamt München), mit der runden Oberfläche nach oben dicht an dicht. Die Ausriegelung kann auf zweierlei Weise vorgenommen werden: Sind weniger geschickte Arbeitskräfte vorhanden, dann läßt man die Prügel auf einen Rahmen in der Nähe der Verwendungsstelle aufnageln und baut hierauf erst die Sohlensicherung ein. Im anderen Falle wird die Sohle von geschulten Arbeitskräften mit den Prügeln ausgelegt und der Böschungsfuß mit Längstangen befestigt.

Das Kulturbauamt Weilheim bevorzugt trapezförmige Gerinne mit kreisförmiger Sohlensicherung. Die Befestigung der abgerundeten Sohle wird als Trockenpflasterung ausgeführt (Abb. 14). Nach Angaben des Bauamtes betragen die Herstellungskosten 2 RM/m². Die Ausführung hat sich auch bei großen Gefällen, wie im Michelsbach mit 6,5‰ Gefälle, gut bewährt.



Abb. 14. Sohlenpflaster im Fenterbach (Kulturbauamt Weilheim).

Das Kulturbauamt Weilheim bevorzugt trapezförmige Gerinne mit kreisförmiger Sohlensicherung. Die Befestigung der abgerundeten Sohle wird als Trockenpflasterung ausgeführt (Abb. 14). Nach Angaben des Bauamtes betragen die Herstellungskosten 2 RM/m². Die Ausführung hat sich auch bei großen Gefällen, wie im Michelsbach mit 6,5‰ Gefälle, gut bewährt.

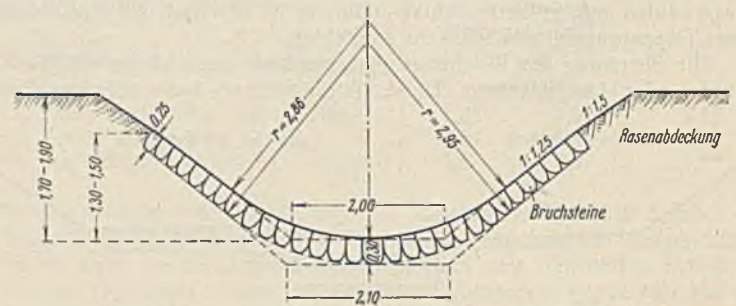


Abb. 15. Schnitt durch den Hammermühlbach-Flutkanal, ursprüngliche Ausführung (Kulturbauamt Deggendorf).

Bruchsteinpflaster, dessen Fugen mit Zementmörtel vergossen sind, hält bei sachgemäßer Ausführung besonders starken Beanspruchungen stand. Abb. 15 u. 16 zeigen Querschnitt und Ansicht des Hammermühlbach-Flutkanals bei Deggendorf im Baubezirk des Kulturbauamtes Deggendorf. Das Gefälle dieser Strecke liegt zwischen 13‰ und 20‰, die mittlere Abflußgeschwindigkeit wurde zu 5 bis 6 m/sek berechnet. Ursprünglich war der Querschnitt bis auf eine Höhe von 1,3 bis 1,5 m über der Sohle mit vergossenen Bruchsteinen versehen. An die 1,25 malige Pflasterböschung schloß nach oben eine 1,5 malige Rasenböschung an. Ein Tauhochwasser 1932 brachte allgemein eine starke Belastung der dortigen



Abb. 16. Hammermühlbach-Flutkanal nach der Wiederherstellung, Erweiterung des Bachquerschnitts unter einer Straßenbrücke.



Abb. 17. Starke Uferanbrüche in einem gepflasterten Wasserlauf (Forsttechnische Abteilung für Wildbachverbauung, Sektion Kärnten).



Abb. 18. Derselbe, Einbau schwerer Betonrippen (Böschung- und Sohlenbefestigung) bei den Wiederherstellungsarbeiten.

Wasserläufe mit sich, es konnten bei kleinen Einzugsgebieten Wassermengen bis zu $1 \text{ m}^3/\text{sek}$ je km^2 festgestellt werden. Dadurch traten viele Wasserläufe über die Ufer. So ergossen sich u. a. die Wassermassen eines Nebenbaches von oben her über die Grasböschung in den Hammermühlbach-Flutkanal. Die Rasenabdeckung wurde zerstört und das Pflaster unterspült. Dadurch, daß die einzelnen Steine durch den Zementmörtel fest miteinander verbunden waren, wurde das Pflaster in großen, zusammenhängenden Stücken fortgerissen und zerschlagen. Die Zerstörung griff immer weiter um sich, nahezu die gesamte Pflasterstrecke auf rd. 1 km Länge wurde aufgerollt, und die Böschungen wurden teilweise vollkommen zerstört. Bei den Wiederherstellungsarbeiten wurden die Kolke mit besonders schweren, in Zementmörtel versetzten Bruchsteinen verbaut und die frühere Rasenböschung durch Pflaster ersetzt (s. Abb. 16). Eine vollkommene Sicherung der Pflasterung erfordert die Unterteilung der Pflasterfläche durch starke Betonrippen in einzelne Felder. Bei einer Beschädigung der Pflasterung wird dann meist nur ein Feld in Mitleidenschaft gezogen. Die Wasserangriffe auf gepflasterte Böschungen geschehen mitunter mit solcher Kraft, daß Steinblöcke bis über $\frac{1}{4} \text{ m}^3$ Inhalt aus dem gepflasterten Gerinne herausgerissen werden (Abb. 17). Um das Weitergreifen von Uferanbrüchen zu verhindern, werden meist als erste und wirksamste Verbaumaßnahme Bäume auf die Ausrißstelle geworfen und verankert. Bei den Wiederherstellungsarbeiten in dem in Abb. 17 gezeigten Wasserlauf wurden zur Sicherung der Pflasterung starke Betonrippen einbezogen (Abb. 18).

sind Betondecken sehr empfindlich gegen Frost und Hochmoorwässer. Diese beiden Einflüsse verursachen mitunter eine völlige Zerstörung des Betons in kurzer Zeit. Auf die Untersuchung der Zuschlagstoffe nach schädlichen Einschlüssen, wie eisenhaltige Sande, lehmige Kiese, wird auf den kleinen Baustellen nicht immer die nötige Sorgfalt verwendet. Mitunter wird eine Wasserundurchlässigkeit des Gerinnes erwünscht. Dieses

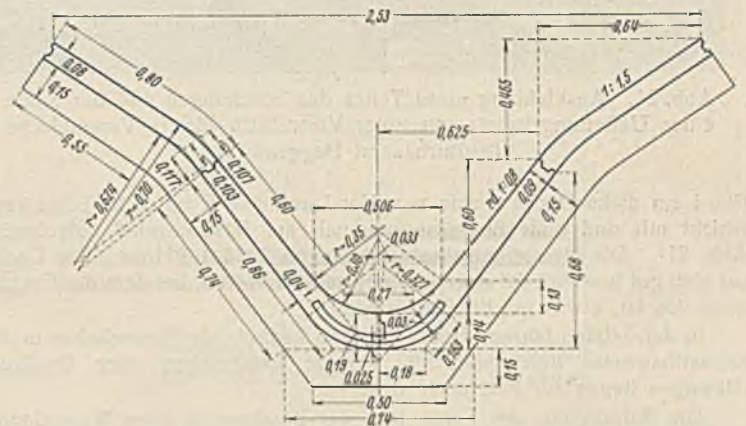


Abb. 19. Querschnitt der Betonschalen- und Plattenauskleidung (Stellprofil) eines Baches im Industriegebiet (Emschergerossenschaft, Bauamt Essen).

Die Erfahrungen an verschlammten Doppelquerschnitten (s. Abb. 7) führten zur Ausbildung von Regelquerschnitten für die Wasserläufe des Industriegebietes durch die Emschergerossenschaft, von denen ein besonders charakteristisches das sogenannte Stellprofil in Abb. 19 gezeigt ist. Die Sohlenschale selbst setzt sich aus zwei Teilen zusammen, daran schließen sich nach oben je nach den örtlichen Verhältnissen eine oder mehrere Relhen Seitenplatten an. Die Betonkörper werden auf einer 15 cm dicken Aschenschicht verlegt. Nach Angaben der Emschergerossenschaft betragen die Kosten dieser Auskleidung 1936:

- Sohlenschalen für 1 lfdm Bachlauf einschließlich Seitenplatten 15,90 RM
- Sohlenschalen für 1 lfdm Bachlauf ohne Seitenplatten 9,70 RM.

Die Preise gelten ab Werk im Emschergebiet.

Das Verlegen dieser Plattenauskleidung einschließlich Einbringen und Lieferung einer 15 cm dicken Aschenschicht kostet:

- ohne Seitenplatten je lfdm Bachlauf 7,— RM
- mit Seitenplatten je lfdm Bachlauf 10,70 RM.

Der Grenzschieppkraftwert dieser Auskleidung $S_0 = 2,5 \text{ kg/m}^2$ ist verhältnismäßig klein. Ein Ausziehen der Aschenunterbettung hat in den meisten Fällen die gänzliche Zerstörung der Auskleidung zur Folge.

Mit gutem Erfolge werden schwere, auf einer Kiesbettung verlegte und durch einen Steinwurf abgestützte Betonplatten zur Böschungfußsicherung und des unteren Teiles der Böschungfläche verwendet (Abb. 20). Betonplatten, trocken verlegt, gegebenenfalls mit einem Bitumenfugenvergüß versehen, haben einer Betondecke gegenüber den Vorzug der Nachgiebigkeit bei Setzungen, Unterspülungen u. ä. der Böschungflächen.

Sehr widerstandsfähig den Wasserangriffen gegenüber sind Gerinne, die mit einer Betondecke ausgekleidet sind; den Einwirkungen des Geschlebeabschleiffs widerstehen sie aber auf die Dauer nicht²¹⁾. Außerdem

Erfordernis erfüllt eine Betondecke erst im Laufe der Jahre nach Verdichtung der Poren oder bei Verwendung eines starken Zusatzes von Thurament zur Bindemittelmenge.

Die wenig günstigen Erfahrungen, die man mit Betonauskleidungen häufig machte, führten zur Verwendung von Bitumen bei Kanalauskleidungen. Systematisch wurden ab 1929 vom Forschungsinstitut für Wasserbau und



Abb. 20. Befestigung des Böschungfußes eines Durchstiches der Glan mit Betonplatten und einem Steinwurf (Landesbauamt Salzburg).

²¹⁾ A. Schoklitsch, Stauraumverlandung und Kolkabwehr. S. 8, Wien 1935, Verlag von Julius Springer.

Wasserkraft e. V. München Versuche über die Brauchbarkeit von Asphalt und Teer für Erd- und Wasserbauten unternommen. Der versuchsweise Einbau ergab die Möglichkeit, Auskleidungen beliebig dicht oder durchlässig herzustellen, die den Witterungseinflüssen der verschiedenen Jahreszeiten standhalten. Durch die Wärmespeicherung der dunklen Oberfläche wird das Wachstum von Pflanzen, wie Disteln, Schachtelhalme usw., gefördert. Die Pflanzen durchstoßen die Decke und machen sie undicht. Es ist deshalb notwendig, den Untergrund vor dem Aufbringen einer Bitumendecke durch Begleßen mit einem Pflanzenvertilgungsmittel zu behandeln.

Im Jahre 1933 wurde vom Kulturbauamt Deggendorf die Sohle und ein Teil der Böschungen eines rd. 200 m langen Umleitungskanals zum Pumpwerk Saubach mit einer Vorwohlith-Mastix-Vergußdecke versehen.

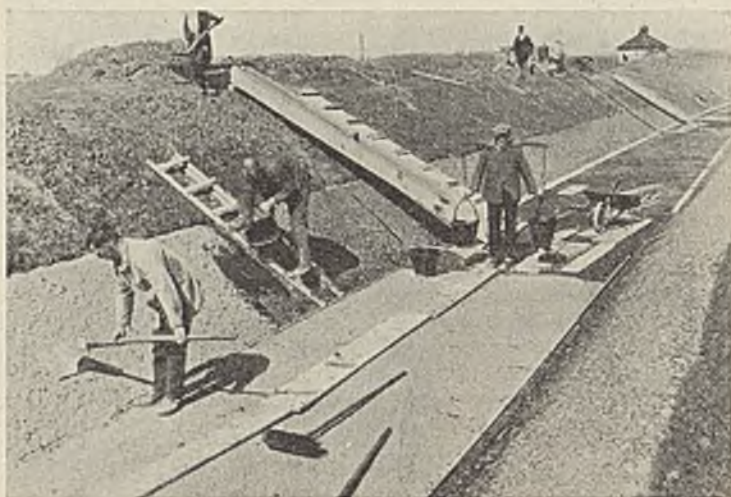


Abb. 21. Auskleidung eines Teiles der Böschungen und der Sohle eines Umleitungskanals mit einer Vorwohlith-Mastix-Vergußdecke (Kulturbauamt Deggendorf).

Die 4 cm dicke Decke wurde von Hand auf eine 5 cm dicke Schlackenschicht mit und ohne Entwässerungsspalt am Böschungsfuß aufgebracht (Abb. 21). Die Herstellungskosten betragen 1933 4 RM/m². Die Decke hat sich gut bewährt, ist aber bei sehr heißem Wetter, bei dem der Graben wasserlos ist, etwas ins Fließen geraten.

In den letzten Jahren wurden zum Teil bedeutende Bauvorhaben in der Asphaltbauweise durchgeführt²²⁾, längere Erfahrungen über Großausführungen liegen zur Zeit noch nicht vor.

Die Befestigung der Sohle und der Böschungen eines Wasserlaufes kann je nach den Geländebeziehungen wirtschaftlich sein. Sie verringert die Kosten der Erdbewegung, da sie ein wesentlich stärkeres Gefälle zuläßt, und verhindert Verschlammungen und Verwachsungen. Vom Standpunkte der Fischerei aus ist eine Auskleidung der Gerinne nicht empfehlenswert, da die natürlichen Fischunterschlupe fehlen und die von Fischereisachverständigen geforderten künstlich angelegten in den meisten Fällen ihren Zweck verfehlen und außerdem die Baukosten vermehren.

III. Das Absturzbauwerk.

1. Die Berechnung des Wasserabführungsvermögens.

Die Berechnung des Wasserabführungsvermögens geschieht meist nach der Weisbachschen Gleichung. Betrachtet man zunächst den vollkommenen Überfall, bei dem der Unterwasserspiegel tiefer als die Absturzkante liegt, und nimmt an, daß der Absturzquerschnitt gleich dem Kanalquerschnitt ist, daß also weder eine Einschnürung noch Erweiterung über der Absturzkante vorhanden ist, dann wird:

$$Q \text{ (m}^3\text{/sek)} = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} b \left[\left(h + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} \right],$$

worin Q die Wassermenge, μ der Überfallbeiwert, b die mittlere Breite, h die unabgesenkte Druckhöhe und v die mittlere Zuflußgeschwindigkeit ist.

Nur in Ausnahmefällen ist es bei diesen Regelungsarbeiten notwendig, die überfallende Wassermenge zu ermitteln, denn die Wassermenge, die der Absturz abführt, wird durch die Leistungsfähigkeit des Gerinnes bedingt. Das Absturzbauwerk hat stets ein größeres Wasserabführungsvermögen als das Gerinne. Der Abfluß der Kanalwassermenge bedingt eine bestimmte Druckhöhe h über der Absturzkante. Die dort auftretende Druckhöhe hat eine Wasserspiegelabsenkung im Kanal zum Absturzbauwerk

hin zur Folge. Die Absenkung ruft eine Vergrößerung der Wassergeschwindigkeit hervor, die unter Umständen Sohlenvertiefungen verursacht. Deshalb ist die Kenntnis der Größe der Überströmungshöhe h für die Art und die Ausdehnung der Kanalbefestigung von Bedeutung. Die Weisbachsche Gleichung liefert nur Näherungswerte, da sie den Strömungsvorgängen an Absturzbauwerken nicht voll Rechnung trägt.

Eine einwandfreie Berechnung wird nur auf Grund der Potentialtheorie möglich sein. Doch sind diese Berechnungsvorgänge für den Gebrauch in der Praxis zu unhandlich.

BöB entwickelte Grundlagen für die Berechnung der Abflußmenge und der Wasserspiegellage unter Berücksichtigung der bei Abstürzen auftretenden Zusatzspannungen²³⁾. Beim vollkommenen Überfall senkt sich der Wasserspiegel jeweils stromauf der Absturzkante bis auf die sogenannte Grenztiefe t_{gr} ab (Abb. 22). Sind im Schnitt I-I die Wasserflächen noch gerade und parallel, dann wird

$$t_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

Die Höhe der Energielinie in I-I ist: $H = \frac{2}{3} H + \frac{1}{3} H = t_{gr} + \frac{v^2}{2g}$. Stromab von I-I macht sich ein Druck an der Sohle (Unterdruck) bemerkbar, der kleiner als der statische Druck ist. Mit größer werdendem Unterdruck senkt sich der Wasserspiegel immer stärker ab. Die Größe des Unterdrucks läßt sich durch einen Wert z ausdrücken. Bei der Annahme einer geradlinigen Druckverteilung berechnet sich die Wassermenge:

$$Q = b \sqrt{2g} \cdot \frac{2}{3z} \{ [H - t(1-z)]^{3/2} - (H-t)^{3/2} \}.$$

Die beiden Grenzwerte sind $z = 0$ (gerade parallele Wasserfäden) und $z = 1$ (Höchstwasserabfluß). Wird $z = 1$, dann hat sich der gesamte statische Druck in Geschwindigkeit umgesetzt; dies kann aber nur dann eintreten, wenn der abstürzende Strahl voll belüftet ist. Allgemein erhält BöB für die Tiefe des jeweiligen Höchstabflusses, abhängig von der Größe des Unterdrucks:

$$t = \sqrt[3]{\frac{Q^2 (2-z)^3}{b^2 \cdot \frac{8}{9} g (z^2 - 3z + 3)^2}}$$

Auf Grund dieser Überlegungen und von Versuchen kommt BöB zu dem Schluß, daß beim Größtabfluß die Form des Absturzbauwerks keinen Einfluß auf die Überfallmenge hat. Die Gleichungen von BöB setzen aber bei der Berechnung von Q jeweils die willkürliche Annahme von z oder t voraus, so daß die Auflösung der Gleichungen nur schrittweise durchgeführt werden kann.

Wesentlich schwieriger gestaltet sich die Bestimmung der Wassertiefe (Druckhöhe) im Absturzquerschnitt bei der Ausbildung des unvollkommenen Überfalls. Der Unterwasserspiegel liegt bei dieser Absturzart höher als die Absturzkante. Meist wird die Berechnung mit der Gleichung vorgenommen:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} \{ (h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2} \} + \mu_2 (h_1 - h_2) b \sqrt{2g} (h_2 + k),$$

worin h_2 = Höhe des Unterwasserspiegels über der Absturzkante,
 h_1 = unabgesenkte Druckhöhe (Wassertiefe stromauf des Absturzbauwerks),
 $k = v^2/2g$ = Geschwindigkeitshöhe.

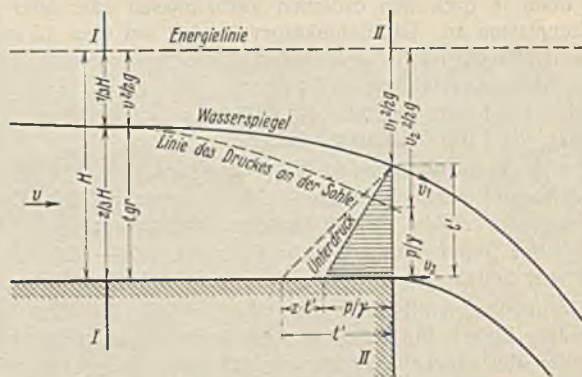


Abb. 22. Berechnung der Wasserspiegellage an einem Absturz nach BöB.

Eine Berechnung mit vorstehender Gleichung ergibt nur Näherungswerte, da eine einwandfreie Bestimmung der beiden μ -Werte nicht möglich ist.

Der Verfasser konnte auf Grund von Modellversuchen feststellen, daß der unvollkommene Überfall aus dem vollkommenen abgeleitet werden

²²⁾ Vogt, Versuche mit Asphaltichtung beim Bau des Adolf-Hitler-Kanals. Bautechn. 1936, Heft 28. — Schiller-Gorges, Versuche mit Asphaltbauweisen beim Erweiterungsbau des Dortmund-Ems-Kanals. Bautechn. 1936, Heft 31 u. 32.

²³⁾ BöB, Berechnung der Abflußmengen und der Wasserspiegellage bei Abstürzen und Schwellen unter besonderer Berücksichtigung der dabei auftretenden Zusatzspannungen. Wkr. u. Ww. 1929, S. 13.

kann, d. h. daß der vollkommene Überfall bei steigendem Unterwasser gesetzmäßig in den unvollkommenen übergeht²⁴⁾. Er ermittelte die Geschwindigkeitsverteilung des Wassers im Querschnitt unmittelbar über der Wehrkrone und legte der Auswertung die Weisbachsche Gleichung zugrunde. Abb. 23 zeigt Ergebnisse einer dieser Messungen für eine

menge darstellen. Die Gleichung für den unvollkommenen Überfall trägt demnach nicht dem gesetzmäßigen Zusammenhang zwischen der unabgesenkten Überströmungshöhe h_1 und der Unterwasserhöhe h_2 Rechnung. Der unvollkommene Überfall tritt in zwei verschiedenen Abflußarten auf, im Tauchstrahl 3 bei $h_1/h_2 > 1,17$ und im Wellstrahl 4 u. 5 bei $h_1/h_2 > 1$. In der Auswertung wurde die Grenztiefe für gerade parallele

Wasserfäden $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$ errechnet und in die Auftragung eingezeichnet. Beim vollkommenen Überfall ist die abgesenkte Überströmungshöhe h' bedeutend kleiner als h_{gr} . Bei der Überfallart 3 ist noch $h' < h_{gr}$, dagegen ist h' beim Wellstrahl stets $> h_{gr}$. Das Verhältnis h'/h_{gr} ist gesetzmäßig von h_2 abhängig.

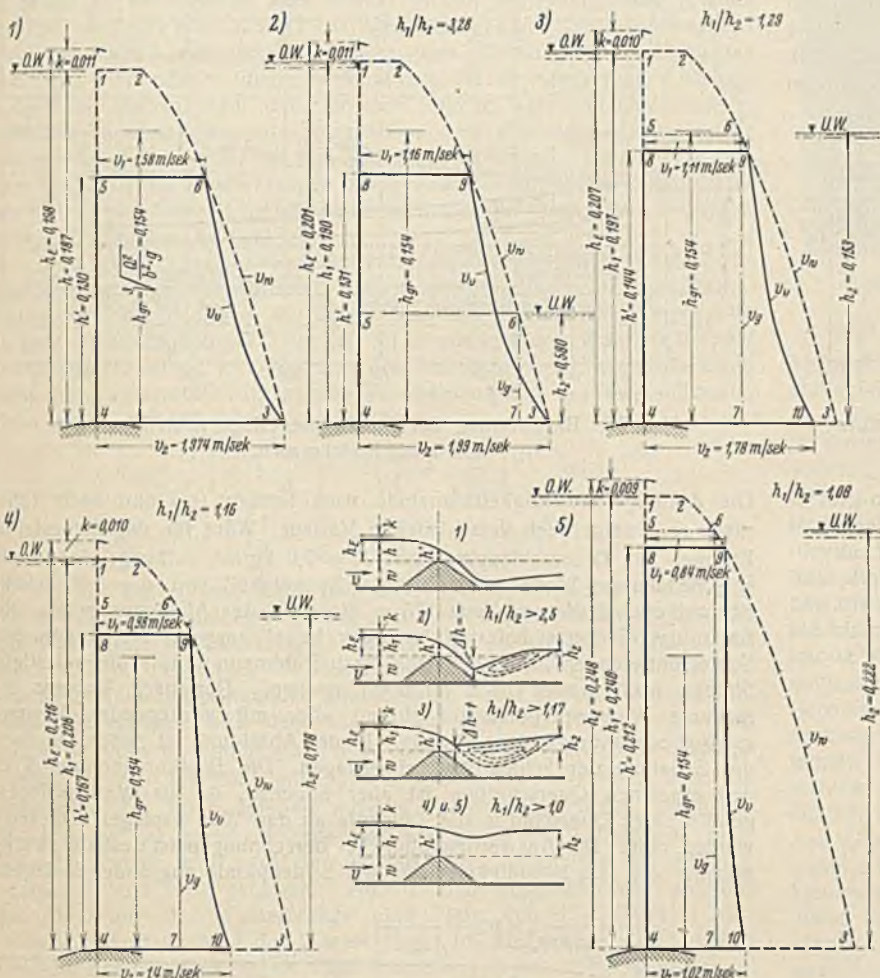


Abb. 23. Ergebnisse von Modelluntersuchungen über den vollkommenen und unvollkommenen Überfall nach Keutner.

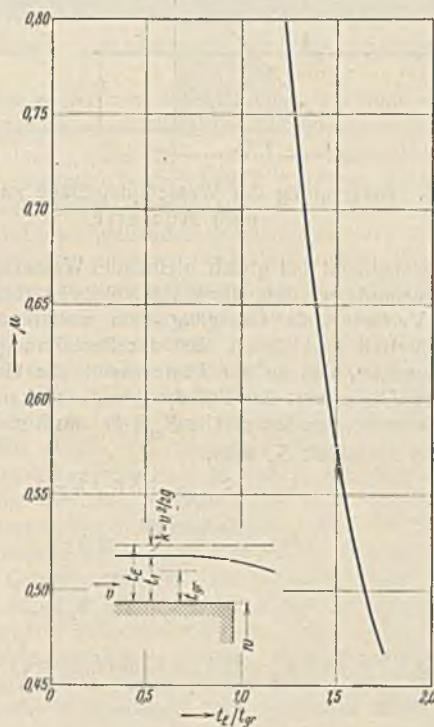


Abb. 24. Beziehung zwischen der Wassertiefe, der Grenztiefe und dem Überfallbeiwert nach Keutner.

gleich große Wassermenge bei verschiedener Unterwasserhöhe. Der Wasserspiegel senkt sich bei allen Überströmungsarten von h auf h' in Wehrkronenmitte ab. Beim vollkommenen Überfall 1 stellt die Fläche 1, 2, v_w , 3, 4 die theoretische Q -Fläche dar (Weisbach-Gleichung ohne μ -Wert). Die durch Versuche ermittelte tatsächliche Q -Fläche ist 5, 6, v_p , 3, 4. Das Verhältnis dieser beiden Flächen zueinander ist dann der Überfallbeiwert μ der Weisbach-Gleichung. Die Messungen ergaben, daß die theoretische Geschwindigkeit nach der Torricelli-Gleichung: $v = \sqrt{2gh}$ nur im Wasserspiegel und unmittelbar an der Wehrkrone auftritt. Steigt das Unterwasser an, so übt es bis zum Verhältnis $h_1/h_2 > 2,5$ auf die Überfallhöhe h keinen Einfluß aus. Diese Überfallart wird als Übergang vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall bezeichnet. Steigt die Unterwasserhöhe weiter an, so vermindern sich die Überfallgeschwindigkeiten v_0 infolge des Gegendrucks des Unterwassers. Nur mehr im Wasserspiegel wird bei allen Unterwasserständen die theoretische Geschwindigkeit erreicht. Je größer h_2 wird, um so kleiner werden die Überfallgeschwindigkeiten und um so flacher wird die v_0 -Linie. Mit kleiner werdender Geschwindigkeit nimmt aber die Druckhöhe h' zu, der Oberwasserspiegel hebt sich. Die Summe aus der Geschwindigkeitsenergie und der Druckenergie ist stets gleich groß, ebenso sämtliche von v_0 begrenzte Flächen. Ermittelt man jeweils den Überfallbeiwert μ als Flächenverhältnis der tatsächlichen Q -Fläche zur theoretischen, so erhält man eine Reihe verschieden großer Werte, deren Größe von der Unterwasserhöhe gesetzmäßig abhängig ist. In der Abbildung sind außerdem noch die Q -Flächen eingezeichnet, die sich aus der Gleichung für den unvollkommenen Überfall ohne Überfallbeiwerte ergeben (z. B. ist dies für Fall 5 die Fläche: 1, 2, 6, v_g , 7, 4). Diese Flächen sind nicht untereinander inhaltgleich, obwohl sie eine gleich große Wasser-

Auf Grund von Messungen an verschieden geformten Wehrkörpern mit verschiedenen Wehrhöhen konnte eine gemeinsame Beziehung für die Strömungsvorgänge an Wehrkörpern ermittelt werden²⁵⁾. In Abb. 24 ist die Beziehung $\mu = f(t_E/t_{gr})$ aufgetragen. Die Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor. t_{gr} entspricht h_{gr} der Abb. 23 usw., wobei t_1 die unabgesenkte Oberwassertiefe ist. Der μ -Wert ist wiederum der Überfallbeiwert der Weisbachschen Gleichung. Dieser Wert wird in Abb. 25 als Funktion $\mu = f(t_1/t_2)$ für den unvollkommenen Überfall dargestellt. Die Grenzen der verschiedenen Überfallarten sind in Abb. 25 eingetragen. An Hand dieser beiden Auftragnungen ist es ver-

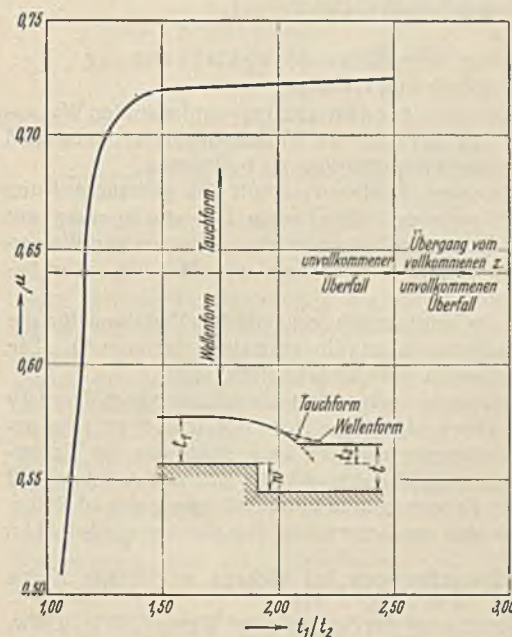


Abb. 25. Beziehung zwischen den Wassertiefen im Oberwasser, im Unterwasser und dem Überfallbeiwert nach Keutner.

²⁴⁾ Keutner, Herleitung eines neuen Berechnungsverfahrens für den Abfluß an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. Bautechn. 1929, S. 575.

²⁵⁾ Keutner, Der Einfluß der Krümmung der Wasserfäden auf die Energiebilanz und das Wasserabführungsvermögen von abgerundeten und scharfkantigen Wehrkörpern. Wkr. u. Ww. 1933, S. 25.

hältnismäßig rasch möglich, für ein gegebenes Verhältnis t_1/t_2 den μ -Wert aus Abb. 25 zu ermitteln und aus diesem wiederum das Verhältnis t_E/t_{gr} . Aus t_{gr} errechnet sich dann die Wassermenge Q . Zur ersten Näherungsrechnung ist $t_E = t_1$ zu setzen.

Die Wasserspiegellage über dem Absturzquerschnitt kann einwandfrei auf Grund des Impulssatzes nach Musterle berechnet werden²⁶⁾. Bei Modellversuchen wurde beobachtet, daß die Grenztiefe für gerade parallele Wasserfäden t_{gr} nicht unmittelbar über der Absturzkante, Querschnitt II—II, sondern etwas stromauf dieses Schnittes auftritt (Abb. 26). Steigt nun

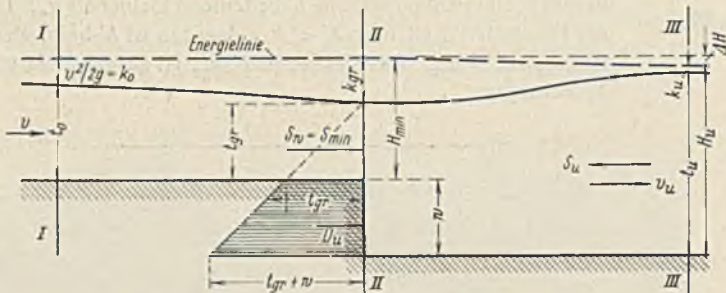


Abb. 26. Berechnung der Wasserspiegellage an einem Absturz nach Musterle.

der Unterwasserspiegel bei gleich bleibender Wassermenge an, so gibt es einen Grenzzustand, bei dem der Wasserspiegel stromauf nicht beeinflusst wird (vom Verfasser als Übergang vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall bezeichnet). Bei der Berechnung nach Musterle wird davon ausgegangen, daß an der Absturzkante die Grenztiefe auftritt und man mit dem Kleinstwert der Stützkraft rechnen kann. Die Summe der nach stromab wirkenden Stützkraft $S_w + D_u$ muß gleich der nach stromauf wirkenden Stützkraft S_u sein.

$$S_w = S_{min} = 1,5 t_{gr}^2 b \gamma$$

$$D_u = \frac{2 t_{gr} + w}{2} \cdot w b \gamma$$

$$S_u = b \left(\frac{t_u^2}{2} + 2 t_u k_u \right) \gamma,$$

worin $k_u = v_u^2/2g$ und $t_{gr} = 2 k_{gr} = 2/3 H_{min} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$ ist.

Daraus ergibt sich:

$$b \left(1,5 t_{gr}^2 + \frac{2 t_{gr} + w}{2} \cdot w \right) \gamma = b t_u \left(\frac{t_u}{2} + 2 k_u \right) \gamma.$$

Aus dieser Gleichung kann entweder t_u oder die Wassermenge Q aus t_{gr} ermittelt werden.

Die Berechnung des vollkommenen Überfalls kann ähnlich geschehen, nur müssen hier die Stützkraften eines Querschnitts im Kanal stromauf des Absturzbauwerks gleich denen des Absturzquerschnitts sein.

Jacoby entwickelte ebenfalls auf Grund von Modellversuchen Berechnungsgrundlagen, die sich besonders gut für die Ermittlung der Strömungsvorgänge an Grundschwellen eignen²⁷⁾.

2. Die Berechnung der Wasserspiegelabsenkung (Senkungslinie).

Nach der Ermittlung der über der Absturzkante verbleibenden Wassertiefe ist es erforderlich, den Bereich der Wasserspiegelabsenkung und damit den der Geschwindigkeitsvergrößerung zu bestimmen.

Die Berechnung der Wasserspiegelabsenkung mit den gebräuchlichsten Gleichungen zeigt in den meisten Fällen keine Übereinstimmung mit Wasserspiegelmessungen. Besonders bei schmalen, trapezförmigen Wasserläufen ist der Unterschied zwischen Rechnung und Messung sehr beträchtlich.

Kozeny entwickelte ein zeichnerisch-rechnerisches Verfahren für die Berechnung der Wasserspiegelabsenkung in schmalen Gerinnen²⁸⁾. Die Berechnung zeigt mit Messungen gute Übereinstimmung.

Abb. 27 zeigt einen Vergleich der Wasserspiegelberechnung nach Kozeny und nach Rühlmann an einem Beispiel. Der Unterschied ist sehr bedeutend, zumal für die Senkungsberechnung nach Rühlmann die Wassertiefe t' nach der Weisbachschen Gleichung ermittelt wurde und damit zu groß ist. Der Wasserspiegel nach Kozeny geht in einer Entfernung von rd. 350 m stromauf des Absturzes in den unabgesenkten Kanalwasserspiegel über.

²⁶⁾ Musterle, Abflußberechnungen bei Wehren mit breiter Krone mit Hilfe des Impulssatzes. Ww. 1930, S. 441.

²⁷⁾ E. Jacoby, Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren. Wkr. u. Ww. 1933, S. 79.

²⁸⁾ J. Kozeny, Über die ungleichförmige Bewegung des Wassers in elementarer Darstellung. Mit einem Zusatz über die nicht stationäre Bewegung. Ww. 1929, Heft 29 u. 30.

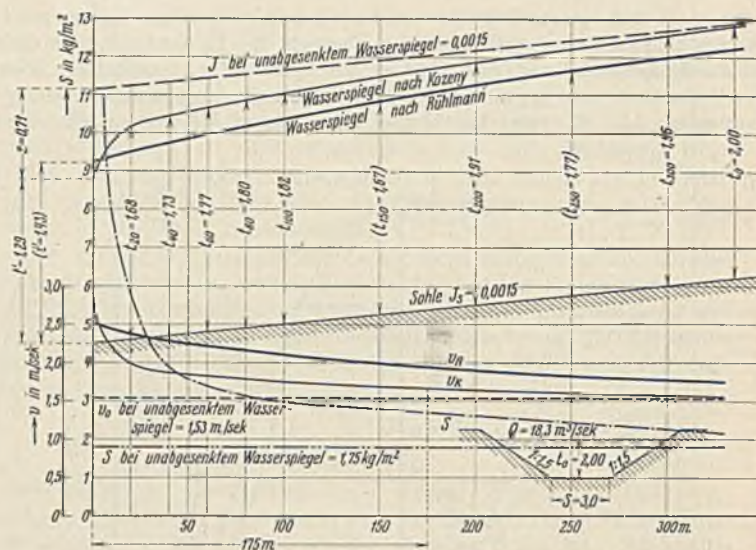


Abb. 27. Bestimmung der Wasserspiegellage nach Kozeny und nach Rühlmann.

Die Abflußgeschwindigkeitszunahme nach Kozeny (v_k) und nach Rühlmann (v_R) zeigt auch verschiedenen Verlauf. Wäre für das dargestellte Beispiel ein Grenzschieppkraftwert $S_0 = 2,0 \text{ kg/m}^2$ zulässig, dann entspräche diesem Werte eine Grenzgeschwindigkeit von $v = 1,66 \text{ m/sek}$. Bis auf eine Entfernung von 175 m stromauf des Absturzes müßte die Sohle des Gerinnes befestigt bzw. der Kanal ausgekleidet werden, um Sohleneintiefungen zu verhindern. Nach Rühlmann müßte die befestigte Strecke noch weiter nach stromauf reichen. Der nach Kozeny errechnete Wasserspiegelverlauf stimmt aber mit vorliegenden Wasserspiegelbeobachtungen gut überein. In der Abbildung ist außerdem noch die Zunahme der Schleppekraft eingetragen. Die Bestimmung von S in den einzelnen Querschnitten ist aber ungenau, da als Wasserspiegelgefälle eines Querschnitts die Tangente an den Wasserspiegel eingesetzt werden muß. Der Auswertung ähnlicher Berechnungen ist deshalb zweckmäßiger die Geschwindigkeit statt der Schleppekraft zugrunde zu legen.

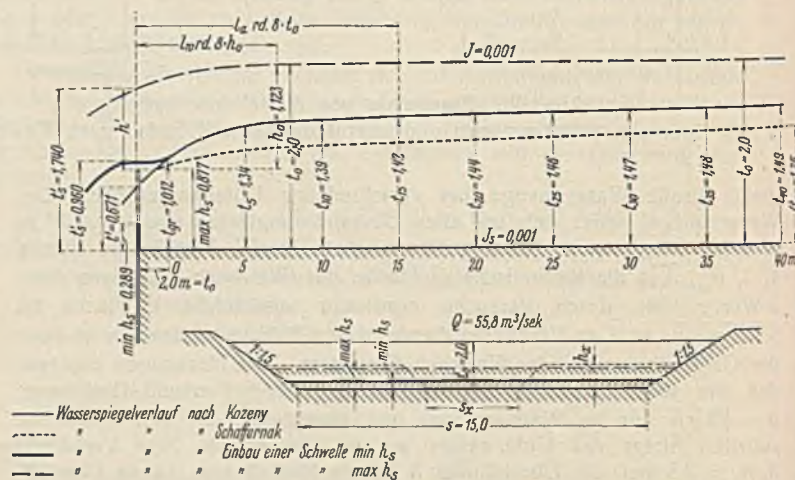


Abb. 28. Bestimmung der Wasserspiegellage nach Kozeny und nach Schaffernak für breite Kanäle und der zulässigen Höhe von Schwelleneinbauten nach Böß.

Kozeny stellte auch für breite Gerinne Berechnungsgrundlagen auf, die gute Übereinstimmung mit Messungen ergeben²⁹⁾.

In Abb. 28 ist an einem Beispiel der Wasserspiegelverlauf bis 40 m stromauf eines Absturzes nach dem Berechnungsverfahren von Kozeny und nach Schaffernak gezeigt. Die beiden berechneten Senkungslinien weisen erhebliche Abweichungen voneinander auf.

Wie bereits bemerkt, wird sich unmittelbar im Absturzquerschnitt eine kleinere Wassertiefe als die Grenztiefe t_{gr} einstellen. Nach Kozeny ist $Q = \alpha t'^{3/2} = 5,75 t'$. Dieser α -Wert stimmt angenähert mit den Werten, die Schaffernak für breittkronige, waagerechte und verklebte Wehre ermittelte: $\alpha = 6,32$ bis $\alpha = 5,1$ überein. Für das Beispiel wird: $t' = 0,671 \text{ m}$. Verlängert man die Absenkungslinie kurvenförmig bis zu einer Wassertiefe t' , dann ergibt sich in diesem Querschnitt ungefähr die Lage

²⁹⁾ J. Kozeny, Berechnung der Senkungskurve in regelmäßigen breiten Gerinnen. Wkr. u. Ww. 1928, S. 232 (dort Veröffentlichung der graphischen Auftragung der Tabellenwerte) oder auch Fußnote 4, S. 248.

der Absturzkante. Sie liegt $2m = rd. t_0$ stromab des Querschnitts, in dem sich die Grenztiefe einstellt. Die örtliche Wasserspiegelabsenkung beginnt in einer Entfernung von $l_a \approx 8 t_0$ stromab des zeichnerisch ermittelten Absturzquerschnitts.

3. Die Ausbildung des Absturzquerschnitts.

Der Wasserspiegelabsenkung, die je nach der Größe des Sohlengefälles stromauf in einer mehr oder minder großen Entfernung vom Absturz beginnt, versucht man häufig durch Verkleinerung des Absturzquerschnitts gegenüber dem Kanalquerschnitt zu begegnen. Durch geeignete Einbauten wie Schwellen oder seitliche Einschnürung ist es möglich, den Wasserspiegel so anzuspannen, daß nur eine örtliche Wasserspiegelabsenkung auftritt. Zur Erzeugung von Staustrecken wird allgemein die senkrechte Verbauung, d. h. der Einbau von Schwellen bevorzugt. Häufig gibt man dem eigentlichen Absturzkörper einen Anzug von einigen Zentimetern nach stromab. Diese Überhöhungen rufen nur bei ganz kleinen Wasserfällen Staustrecken hervor.

Böb gibt in seiner bereits erwähnten Veröffentlichung über die Wasserspiegellage an Abstürzen Berechnungsgrundlagen für die Bestimmung der Schwellenhöhe, die keinen Rückstau nach stromauf erzeugt²³⁾. Er geht wiederum von der Grenztiefe für gerade und für gekrümmte Wasserfäden aus (s. Abb. 22). Setzt man die Beziehung der Energielinienhöhe beim Größtwasserabfluß für gerade Wasserfäden gleich der für gekrümmte, dann erhält man als Schwellenhöhe h_s :

$$h_s = \frac{H}{z} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \cdot z - \left(\frac{z}{\sqrt{3}} + \frac{1}{\sqrt{27}} \right)^{2/3} \right] \quad \text{oder}$$

$$h_s = \frac{3}{2} \cdot \frac{t}{z} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \cdot z - \left(\frac{z}{\sqrt{3}} + \frac{1}{\sqrt{27}} \right)^{2/3} \right].$$

Für die Berechnung wählt man einen Kanalquerschnitt, in dem sich die örtliche Wasserspiegelabsenkung noch nicht bemerkbar macht (Abb. 28). Die Wassertiefe im Querschnitt 15 ist 1,42 m, die Geschwindigkeitshöhe $h_{15} = 0,267$ m und damit die Energielinienhöhe $H = 1,687$ m. Bei der Annahme eines freispringenden Strahles kann z zu 1 angenommen werden. Nach Böb errechnet sich dann $\min h_s$ zu 0,289 m; für $z = 0,5$ wird $\min h_s = 0,206$ m. Durch einen Schwelleneinbau unmittelbar im Absturzquerschnitt von der Höhe $\min h_s = 0,29$ m oder rd. $0,145 t_0$ wird die Absenkung des Wasserspiegels auf die Grenztiefe t_{gr} nicht beeinflußt. Sie tritt an der gleichen Stelle auf wie an einer Absturzkante ohne Schwelleneinbau, nur wird der Wasserspiegel unmittelbar im Absturzquerschnitt um Δh gehoben. Nimmt man vergleichshalber an, daß zur Abführung der Wassermenge eine Tiefe von $t'' = 0,671$ m ausreichend sei, dann wird der Wasserspiegel im Absturzquerschnitt 0,96 m über der Absturzkante liegen. Eine Schwelle von $\min h_s$ Höhe beeinflußt die Wasserspiegelabsenkung bei HW, das die Erosionen an der Sohle zum größten Teil verursacht, nicht. In Abb. 28 ist noch diejenige Schwellenhöhe ermittelt, die keinen Aufstau im Kanal selbst erzeugt, d. h. die den Wasserspiegel so anspannt, daß die Wassertiefe, von der örtlichen Wasserspiegelabsenkung abgesehen, im Kanal bis an den Absturzquerschnitt gleich groß und damit die Abflußgeschwindigkeit des Wassers kleiner als die Grenzgeschwindigkeit ist. Ermittelt man sich aus der Weibachschen Gleichung durch Einsetzen von $\mu = 0,736$ die Überströmungshöhe $h_0 = 1,123$ m, die nötig ist, um die Wassermenge des Kanals abzuführen, dann ergibt sich eine Größtschwellenhöhe $\max h_s$ von $2,00 m - 1,123 m = 0,877$ m, d. i. rd. $0,44 t_0$. Die Wassertiefe t'_s bzw. die Überströmungshöhe im Absturzquerschnitt h' errechnet sich nach Berechnungsgrundlagen des Verfassers²⁴⁾ gemäß der Beziehung $h' = 0,73 h (h/w)^{0,2}$ zu $h' = 0,863$ m oder $t'_s = 1,74$ m. Nach Beobachtungen an Modellversuchen beginnt die örtliche Wasserspiegelabsenkung ungefähr in einer Entfernung von $l_w \approx 8 h_0$; die beiden Werte l_a und l_w stimmen in ihrer Größenordnung miteinander gut überein.

Hat ein Schwelleneinbau von $\min h_s$ auf die Wasserspiegelabsenkung bei HW keinen Einfluß, so wird beim Abfluß von kleineren Wassermengen der Wasserspiegel beträchtlich angestaut. Die Wassergeschwindigkeit vermindert sich derart, daß mitunter Auflandungen auftreten, die auch von seltenen Hochwassern nicht fortgespült werden. Um diesem Uebelstand abzuwehren, wird meist ein NW-Ausschnitt in der Schwelle ausgespart. Abb. 29 zeigt die Strömungsvorgänge an einer solchen Aussparung. Bei einer Absturzbreite von $s = 4$ m betragen die Abmessungen des rechteckigen Ausschnitts $s_x h_s = 2 \cdot 2$ m. Im Verhältnis zur Wassertiefe im Kanal ist die Schwellenhöhe $h_s = 0,09 t_0$, also kleiner als $\min h_s$ des Rechenbeispiels. Die Wasserspiegelabsenkung bei HW wird bei dieser Schwellenhöhe nicht beeinflußt, wenn sich bei diesem Abfluß der vollkommene Überfall ausbildet. Da die Absturzhöhe des Bauwerks aber verhältnismäßig klein ist, fließt das Hochwasser stets in Form des unvollkommenen Überfalls ab. Bei dieser Überfallart tritt aber auch durch einen kleinen Schwelleneinbau eine merkliche und günstige Hebung des Wasserspiegels ein.

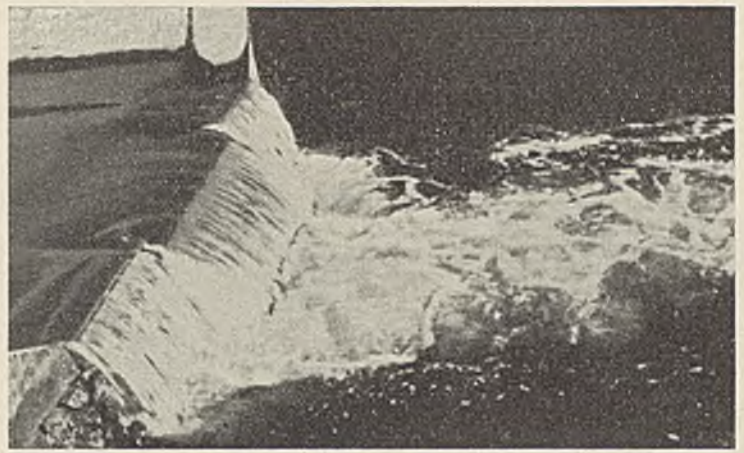


Abb. 29. Unterteilter Absturzquerschnitt im Kollbachgraben.

Ein Schwelleneinbau von $\max h_s$ wird zwar bis kurz stromauf der Absturzkante eine gleichförmige Wasserbewegung hervorrufen, aber eine völlige Auflandung eines großen Teils des Oberwasserkanals ist sicher zu erwarten. Der Ausschnitt für den Abfluß kleinerer Wassermengen ist in diesem Falle noch größer auszuführen. Um aber die gleiche Stauwirkung wie bei einer durchgehenden Schwelle zu erzielen, ist es notwendig, die Schwellenhöhe auf h_x zu vergrößern (s. Abb. 28). Damit wird aber der Schwelleneinbau zu einer seitlichen Verbauung, d. h. Einschnürung.

F. Göllich hat erstmals Berechnungsgrundlagen für die Ausführung von „absenkungsfreien“ Abstürzen durch seitliche Verbauung gegeben³⁰⁾. Er legte die Parabel der Querschnittform des Absturzes zugrunde und führte mathematische Umformungen der Weibachschen Abflußgleichung für vollkommene Überfälle und der allgemeinen Gleichung für unvollkommene Überfälle durch. Tabellarische Auftragungen erleichtern die Berechnung von Parabelquerschnitten, in denen alle Wassermengen absenkungsfrei abgeführt werden. Je größer man den Abflußbeiwert μ annimmt, um so kleiner wird die Parabelfläche. Für die Gleichung des unvollkommenen Überfalls wurde $\mu_1 = \mu_2$ gesetzt. Eine Auftragung nach Göllich errechneter Querschnittflächen für Abflußbeiwerte $\mu = 0,75$ und $\mu = 0,83$ zeigt Abb. 30. Die seitliche Begrenzung der Querschnittflächen ergibt nach der Rechnung gebrochene Linien. Beim Übergang vom vollkommenen zum unvollkommenen Überfall zeigt die Begrenzungslinie einen starken Knick nach auswärts. Diese Erscheinung findet ihre Erklärung darin, daß die Weibachsche Gleichung und die Gleichung für unvollkommene Überfälle ganz verschiedenen Aufbau besitzen und nicht ineinander übergehen.

Es ist möglich, die auf Grund von Modellversuchen gewonnenen Ergebnisse des Verfassers über die Größenänderung des Abflußbeiwertes beim unvollkommenen Überfall auf das Berechnungsverfahren Göllichs und Wagerers, der, auf Göllichs Gedankengänge aufbauend, strömungstechnisch günstigere Parabelquerschnittformen ermittelte, anzuwenden;

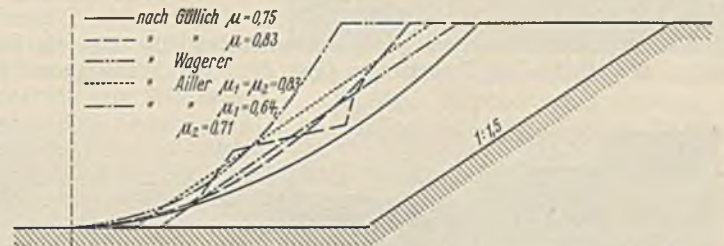


Abb. 30. Ausbildung des Absturzquerschnitts nach Berechnungen von Göllich, Wagerer, Ailler.

durch verbesserte Gleichungen würden sich Querschnittflächen errechnen lassen, deren äußere Begrenzungslinien einen gleichmäßigen Verlauf aufweisen. Die unschönen und in der Ausführung teuren gebrochenen Begrenzungslinien werden, wie in Abb. 30, durch Parabeln ausgeglichen, wobei die Größe der Angleichung dem Entwurfsbearbeiter anheimgestellt ist. Abb. 31 u. 32 zeigen den Abfluß verschiedener Wassermengen an einem Absturzbauwerk in der Sulz in Berching mit ausgeglichenem, parabelförmigem Absturzquerschnitt. Beim Abfluß der Höchstwassermenge von rd. $75 \text{ m}^3/\text{sek}$ in Abb. 32 ist bereits eine Ausuferung des geregelten Wasserlaufes eingetreten; deutlich ist noch die Lage des Absturzquerschnitts mit der örtlichen Wasserspiegelabsenkung zu erkennen. Obwohl sich bei diesem Wasserabfluß der unvollkommene Überfall ausgebildet hat und nur ein

³⁰⁾ F. Göllich, Regulierung von Bächen mit starkem Gefälle. Broschüre im Eigenverlag des verstorbenen Verfassers.

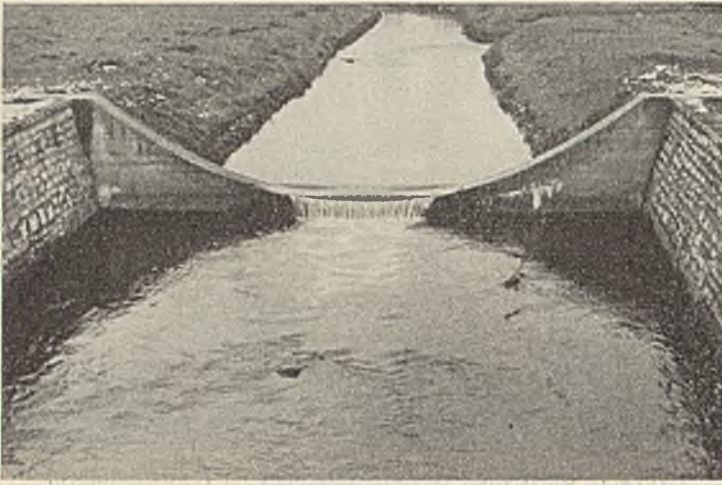


Abb. 31. „Parabelabsturz“ in der Sulz in Berching, Abfluß eines Mittelwassers (Kulturbauamt Regensburg).



Abb. 32. Derselbe, Abfluß eines Katastrophen-Hochwassers, 75 m³/sek gemessen.

kleiner Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser besteht, ist noch eine große Strecke nach stromab des Absturzes heftige Wasserbewegung, die starke Angriffe auf die Sohle und die Seitenwände ausübt, zu beobachten. Bei diesem Bauwerk wurde der Absturzquerschnitt nur verhältnismäßig gering gegenüber dem Oberwasserquerschnitt eingeeengt. Diese Ausführung würde ungefähr einem μ -Werte von rd. 0,70 entsprechen. Eine ähnliche Einschnürung gegen den Oberwasserquerschnitt wiesen z. B. die gestaffelten Absturzbauwerke im Flutkanal der Weillach in Aresling (Abb. 33) auf. Beim Abfluß von kleineren Wassermengen wurde die Wassergeschwindigkeit durch den Einbau derart vermindert, daß Auflandungen in den Zwischenhaltungen eintraten. Der untere Teil der Einschnürung wurde nachträglich entfernt, um einen besseren Abfluß zu ermöglichen.

Je größer der μ -Wert angenommen und damit je kleiner der Absturzquerschnitt wird, um so größer ist die Geschwindigkeit und die Wassertiefe über der Absturzkante. Die Sprungweite des Strahles nimmt mit größer werdender Abflußgeschwindigkeit zu. Bei einem Absturz in der Kammel bei Wethenhausen verursachte der abfließende Strahl stromab des Endes der Flügelmauern des Absturzbettes starke Uferausrisse (Abb. 34). Die Länge des Absturzbettes mit rd. 24 m war für die Sprungweite des Strahles zu kurz. Man entschloß sich deshalb, die Sprungweite dadurch zu verringern, daß man den Absturzquerschnitt durch nachträgliches Entfernen des oberen Teiles der parabelförmigen Verbauung vergrößerte. Durch diese Baumaßnahme ging aber die Stauwirkung einer Einschnürung bei HW verloren, es traten im Laufe der folgenden Jahre Sohlenvertiefungen in dem sandigen und kiesigen Bodenmaterial bis zu rd. 1 m ein.

Eine so starke parabelförmige Einschnürung wie die in Abb. 35 erfordert ein breites und langes Absturzbett. Die ausgebauchte Grundrißform des Sturzbettes trägt der Sprungweite des Strahles dadurch Rechnung, daß die größte Breite in einiger Entfernung stromab der Absturzkante liegt.

Eine eigenartige Ausführung des Absturzquerschnitts zeigt ein Bauwerk in der Mindel bei Thannhausen (Abb. 36). Der Absturzquerschnitt

wurde parabelförmig ausgebildet und gegenüber dem Kanalquerschnitt beträchtlich verkleinert. Die Kanalböschung wurde hier durch windschiefe Flügelmauern in die seitliche Begrenzung der Absturzkante übergeführt. Dadurch erhält der Oberwasserkanal am Absturzbauwerk die Form einer Düse. Nicht nur, daß durch diese Ausführung die Verengung des Absturzquerschnitts zur Erzeugung einer Staustrecke völlig wirkungslos ist, ruft die düsenförmige Ausbildung eine starke Wasserspiegelabsenkung hervor, die sicherlich ebenso groß ist wie bei einem durchgehenden Kanalquerschnitt. Eine Verkleinerung des Absturzquerschnitts erzeugt nur dann eine Staustrecke, wenn die einschnürende Absturzwand eckig vom Kanal abgesetzt wird.

Das Kulturbauamt Ingolstadt konnte an den Abstürzen der geregelten Weillach eine Reihe wertvoller Erfahrungen gewinnen. Die Absturzquerschnitte der Bauwerke wurden nach den Berechnungen von Güllich mit $\mu = 0,85$ bzw. $= 0,75$ ausgeführt (Abb. 37). Die verhältnismäßig starken Verbauungen hatten große Sprungweiten des Strahles zur Folge. Die Länge des Absturzbettes erwies sich besonders bei großen μ -Werten zu kurz, so daß Uferangriffe am Ende der Flügelmauern des Sturzbettes auftraten. Außerdem stellten sich im Laufe der Jahre Auflandungen (Verschlammungen) der Gerinne ein; besonders bis zum Mittelwasserspiegel war die Verbauung zu groß. Die Berechnung der Absturzquerschnitte nach Wagerer ergibt in dieser Hinsicht wesentlich günstigere Querschnittsformen. Der Querschnitt wird danach nur bis in Höhe des unvollkommenen Überfalls in Parabelform ausgeführt. Die Begrenzung darüber ist geradlinig und schließt tangential an die Grundparabel an. Bis zu diesem Übergang ist die Verbauung wesentlich kleiner als bei Güllich, die Gefahr von Auflandungen ist stark vermindert. Aus den ausgeführten Parabelquerschnitten wurden nachträglich rechteckige Abflußöffnungen ausgebrochen. Die Abänderungen der Absturzquerschnitte haben sich im Laufe der Jahre bewährt. An anderen Absturzbauwerken verzichtete man von vornherein auf die Ausbildung der ganzen Parabel, sondern sparte einen viereckigen Ausschnitt aus. Die Ausführung entsprach aber nicht den Erwartungen. Ein Vorschlag Wagerers für

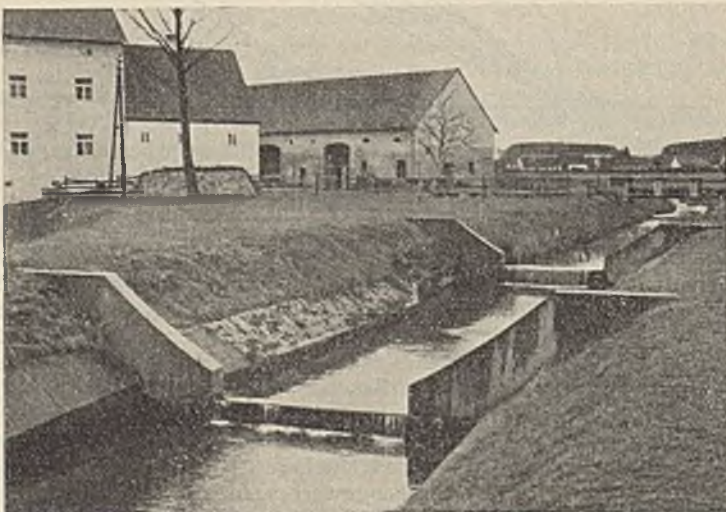


Abb. 33. Gestaffelte Absturzbauwerke in einem Flutkanal der Weillach. Wegen Verlandung des Kanals wurde der untere Teil der Parabelöffnung ausgebrochen (Kulturbauamt Ingolstadt).

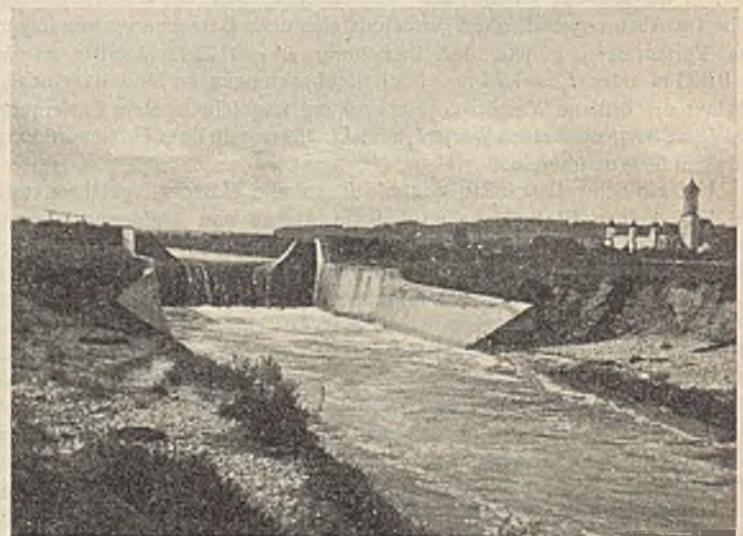


Abb. 34. Uferanrisse an einem Absturzbauwerk in der Kammel mit parabelförmigem Absturzquerschnitt (Kulturbauamt Günzburg).

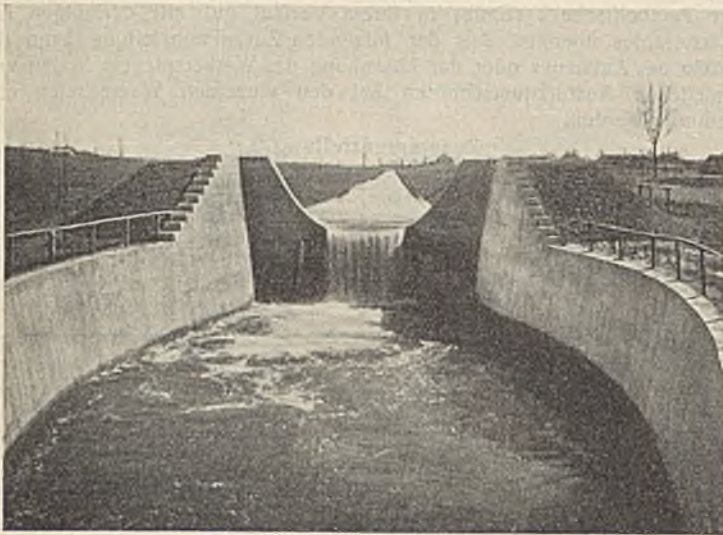


Abb. 35. Absturzbauwerk in der Strogen bei Langenpreising, parabelförmiger Absturzquerschnitt, bauchige Grundrißform des Absturzbettes (Kulturbauamt München).

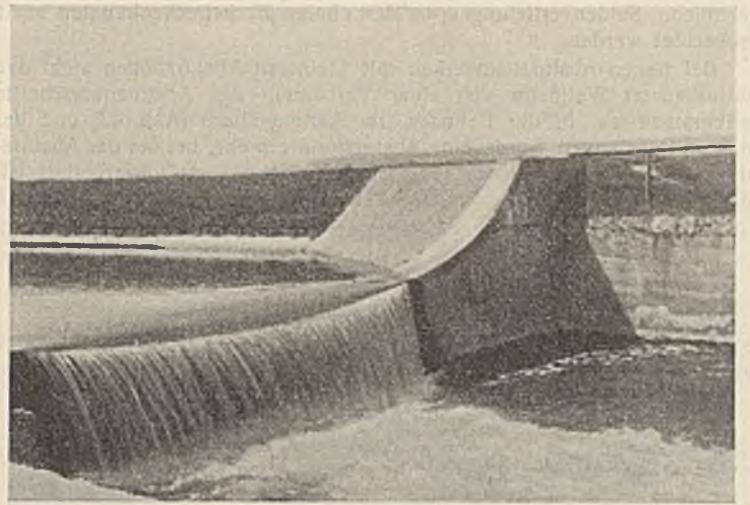


Abb. 36. Absturzbauwerk in der Mindel bei Thannhausen. Düsenförmige Zuführung zur Absturzkante, $HHW \approx 70 \text{ m}^3/\text{sek}$, Absturzhöhe $w = 1,5 \text{ m}$ (Kulturbauamt Günzburg).

die Ausbildung dieser Absturzquerschnitte zeigt Abb. 37. Er sieht einen größeren rechteckigen, unteren Absturzquerschnitt vor, der kleinere Wassermengen ohne Aufstau abließe läßt. Die seitliche Begrenzung des darüberliegenden trapezförmigen Querschnitts ist geradlinig und weiter vorspringend als bei der parabelförmigen Ausführung. Die Verbauung ist in der Ausführung und im Vorschlag angenähert gleich groß, so daß die Stauwirkung beim Abfluß von Hochwasser in beiden Fällen die gleiche ist.

Ailler schlägt als günstigste Querschnittsfläche ein Trapez vor, dessen seitliche Begrenzung parallel der Böschungsneigung verläuft³¹⁾ (s. Abb. 30). Die Bauausführung solcher Absturzquerschnitte zeigte nicht die erwarteten günstigen Ergebnisse, so daß weitere praktische Anwendungen unterblieben.



Abb. 37. Absturzquerschnitte in der Weillach mit Verbesserungsvorschlägen nach Wagerer.

Im übrigen erhalten Absturzquerschnitte je nach den Erfordernissen die verschiedenartigsten Formen. Rechteckige Absturzquerschnitte schnüren den abfließenden Strahl besonders bei HW sehr stark ein, so daß ausgedehnte Ufersicherungen stromab notwendig werden.

Abb. 38 zeigt ein kleineres Bauwerk einer Ortsregelung mit nahezu senkrechten Seitenkanten des Absturzquerschnitts. Im allgemeinen werden in Österreich die Kanten der Absturzquerschnitte, wenn die Bauwerke in Beton erstellt sind, mit Natursteinen verkleidet, um Wasser- bzw. Geschiebe-

³¹⁾ Die Berechnungen von Wagerer, Zur Berechnung absenkungsfreier Abstürze, und Ailler, Die Wasserabführung abgetreppter regulierter Bäche, wurden in internen Abhandlungen der Kulturbauämter niedergelegt.

angriffen besser zu widerstehen. Kleine dreieckförmige Einbauten wie in Abb. 39 vermögen den HW-Wasserspiegel nur wenig anzuspannen. Sie sind aber ausreichend, wenn mit wenigem und kurzem HW gerechnet werden kann bzw. wenn der Untergrund einen hohen Grenzschleppkraftwert aufweist.

Ein Kanaldoppelquerschnitt bedingt auch die Ausführung eines zusammengesetzten Absturzquerschnitts (Abb. 40). Die Absturzquerschnitte in der Rott bei Raisting sind nach den Berechnungsgrundlagen von Ailler ausgeführt.

Eine eigenartige Ausbildung zeigt der Absturzquerschnitt eines Bauwerks in der Sulz in Beilngries (Abb. 41). Der gesamte Querschnitt wurde in einen Mittelwasser- und bordvollen

Hochwasserquerschnitt unterteilt. Die Seitenkanten besitzen verschiedene Neigung, so hat der Mittelwasserquerschnitt eine rechteckige Form, die Seitenkanten der anderen beiden Querschnitte sind unter 1:1 und 1:1,5 geneigt. Die Verbauung



Abb. 38. Absturzbauwerke im Mühlebach Nüziders (Forsttechnische Abteilung für Wildbachverbauung, Sektion Bregenz).



Abb. 39. Ausbildung des Absturzquerschnitts eines Bauwerks im Kollbachgraben (Kulturbauamt Deggendorf).



Abb. 40. Absturzbauwerk in der Rott bei Raisting (Doppelquerschnitt) (Kulturbauamt Weillheim).

gegenüber dem Oberwasserquerschnitt ist im Hochwasserbereich beträchtlich. Sohlenvertiefungen in der oberen Bachstrecke konnten nicht beobachtet werden.

Bei neuen Absturzbauwerken mit kleineren Absturzhöhen sieht das Kulturbauamt Wellheim von einer Verbauung des Absturzquerschnitts vollkommen ab. In der Peitnach, im Amtmannbach (Abb. 42) und bei anderen Regelungen wurde eine Absturzform erprobt, bei der der Absturzquerschnitt gegenüber dem Oberwasserquerschnitt stark verbreitert ist.



Abb. 41. Unterteilter Absturzquerschnitt eines Bauwerks in der Sulz in Beilngries (Beginn der Ortsregelung) (Kulturbauamt Regensburg).

Bei diesen kleinen Absturzhöhen bildet sich beim Abfluß des Hochwassers stets der unvollkommene Überfall aus. Außerdem ist die Sohle des Grabens mit einer Steinrollierung versehen, die einen hohen Grenzschleppkraftwert aufweist. Die Verbreiterung des Absturzquerschnitts sowie die strömungstechnisch günstige Ausbildung des Absturzbettes tragen dazu bei, daß die Beruhigung der Wassermasse im Unterwasserbett, d. h. die Umwandlung der Strömungsenergie in Lagenenergie, auf einer kurzen Strecke eintritt. Bereits rd. 20 m stromab der Absturzkante ist wiederum gleichförmige Wasserbewegung vorhanden. Diese Absturzform dürfte demnach bei kleinen Absturzhöhen strömungstechnisch am günstigsten sein.

4. Die Berechnung verschieden geformter Absturzquerschnitte.

In Abb. 43 ist das Wasserabführungsvermögen verschiedener Absturzquerschnitte beim vollkommenen Überfall gegenübergestellt. Als Oberwasserkanal wird ein trapezförmiges Gerinne mit einer Sohlenbreite $s=3,0$ m und $b\delta=1:1,5$ angenommen. Gemäß den Aufträgen der Abb. 4 u. 5 führt der Wasserlauf bei einer Wassertiefe von $t=2,0$ m und einem Wasserspiegelgefälle von $J=0,0015$ die Wassermenge $Q=18,3$ m³/sek ab. Das Wasserabführungsvermögen des Kanals bei den einzelnen Wassertiefen kann aus der Wassermengenlinie 1 entnommen werden. Als erste Querschnittsform wurde die Parabel gewählt. Die Parabelfläche ist so zu bemessen, daß sich ein „absenkungsfreier“ Überfall ausbildet. Bei Außerachtlassung der Zuflußgeschwindigkeit des Wassers im Kanal erhält man als erste Näherung Parabelfläche 1. In den meisten Fällen ist es aber zweckmäßig, die Zuflußgeschwindigkeit zu berücksichtigen. Die Berechnung ergibt die Parabel 2. Der Unterschied der Größe der beiden Parabelflächen ist im oberen Teil beträchtlich. Die Wassermengenlinie 3

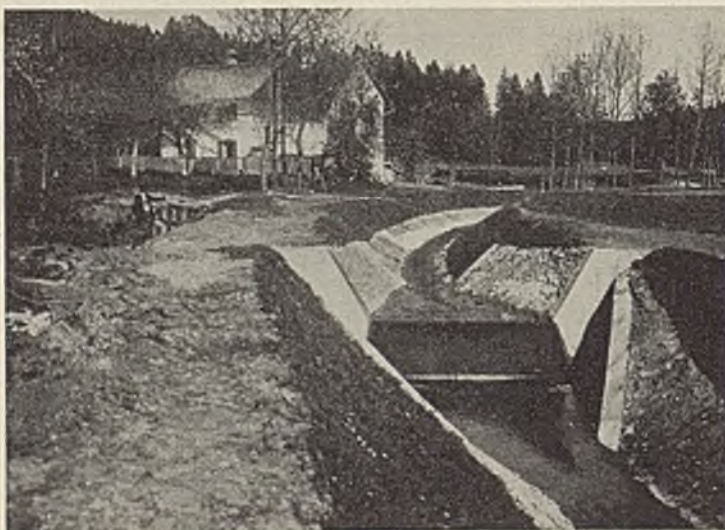


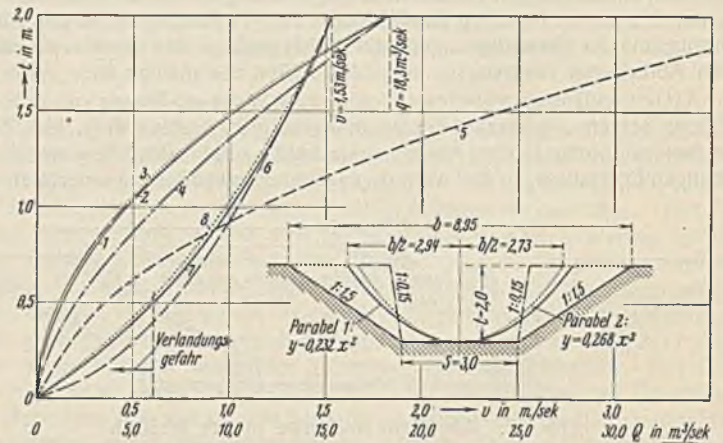
Abb. 42. Ausbildung der Absturzbauwerke im Amtmannbach (Erweiterung des Absturzquerschnitts) (Kulturbauamt Wellheim).

der Parabelfläche 2 stimmt in ihrem Verlauf gut mit derjenigen des Wasserlaufes überein. Aus der folgenden Zusammenstellung kann die Größe des Aufstaus oder der Absenkung des Wasserspiegels in den verschiedenen Absturzquerschnitten bei den einzelnen Wassertiefen entnommen werden.

Zusammenstellung 2.

Wassertiefe im Kanal m	Durchfließende Wassermenge im Kanal m ³ /sek	Aufstau über dem Absturz infolge parabelförmiger Ausbildung des Absturzquerschnitts : Parabelquerschnitt 2 m	Absenkung über dem Absturz infolge trapezförmiger Ausbildung des Absturzquerschnitts : $b\delta = 1 : 0,15$ m	Absenkung über dem Absturz, Absturzquerschnitt gleich dem Kanalquerschnitt : $b\delta = 1 : 1,5$ m
0,0	0,00	± 0,000	± 0,000	± 0,000
0,2	0,27	+ 0,060	- 0,060	- 0,145
0,4	0,89	+ 0,050	- 0,100	- 0,225
0,6	1,84	+ 0,035	- 0,140	- 0,295
0,8	3,10	+ 0,028	- 0,160	- 0,350
1,0	4,69	+ 0,027	- 0,170	- 0,415
1,2	6,65	+ 0,025	- 0,155	- 0,480
1,4	9,10	+ 0,020	- 0,130	- 0,538
1,6	11,68	+ 0,018	- 0,100	- 0,595
1,8	14,78	+ 0,013	- 0,055	- 0,650
2,0	18,31	± 0,000	± 0,000	- 0,705

Bei der Querschnittsausgestaltung nach Parabel 2 ergibt sich z. B. bei einer Wassertiefe von 0,2 m ein Aufstau von 0,06 m. Der Aufstau wird mit größer werdender Wassertiefe immer kleiner und bei $t=2,0$ m zu Null.



1 Wassermengenlinien des Kanals. 2 Wassermengenlinien des Parabelquerschnitts 1. 3 Wassermengenlinien des Parabelquerschnitts 2. 4 Wassermengenlinien des Trapezquerschnitts $b\delta = 1 : 0,15$. 5 Wassermengenlinien des Trapezquerschnitts $b\delta = 1 : 1,5$. 6 Geschwindigkeitslinie des Kanals. 7 Geschwindigkeitslinie des Parabelquerschnitts 1. 8 Geschwindigkeitslinie des Parabelquerschnitts 2.

Abb. 43.

Die Stauhöhen sind aber so unbedeutend, daß man praktisch von einem „absenkungsfreien“ Absturz sprechen kann. Es ist nun zu prüfen, ob durch diese Verbauung die Gefahr einer Auflandung bzw. Verschlamung des Oberwasserkanals gegeben ist. Die Zunahme der mittleren Wassergeschwindigkeit im Kanal mit größer werdender Wassertiefe zeigt die Geschwindigkeitslinie 6, diejenige des Absturzquerschnitts nach Parabel 2 die Geschwindigkeitslinie 8. Die Linie 8 gibt die kleinsten mittleren Geschwindigkeiten im Kanal an, also die Geschwindigkeiten an der Stelle des größten Aufstaus, das ist vor Beginn der örtlichen Wasserspiegelabsenkung. Nimmt man einen Sedimentations-Grenzschleppkraftwert von $S_0 = 0,45$ kg/m² an, der einer mittleren Geschwindigkeit von 0,61 m/sek entspricht, dann würde bei Wassertiefen $t < 0,53$ m oder bei Wassermengen $Q < 1,5$ m³/sek die Gefahr der Verlandung bestehen, im Falle die Wassermasse Schlamm und Sand in größerer Menge mit sich führt. Die Entscheidung, ob eine Verlandungsgefahr vorhanden ist, kann nur nach den örtlichen Verhältnissen getroffen werden.

Als zweite Querschnittsform wurde ein Trapez gewählt. Hat der Absturzquerschnitt die gleichen Abmessungen wie der Kanal, dann ergibt sich als Wassermengenlinie für den Absturz Linie 5. Aus der Zusammenstellung kann die Größe der Wasserspiegelabsenkung bei verschiedenen Wassertiefen entnommen werden. Für eine Wassertiefe $t=2,0$ m errechnet sich bei Berücksichtigung der Zuflußgeschwindigkeit eine Absenkung von 0,705 m.

Ähnlich der Absturzquerschnittsform des Bauwerks in Abb. 38 wurde ein Trapezquerschnitt ermittelt, der ohne Absenkung des Wasserspiegels die Wassermenge $Q = 18,3$ m³/sek abführt. Unter Beibehaltung der Sohlenbreite $s=3,0$ m ergibt sich eine Neigung der Seitenkanten von $1:0,15$. Die Linie 4 stellt die Wassermengenlinie dieses Absturzquerschnitts dar.

Sie weicht in ihrem Verlauf erheblich von der des Kanals ab. Die mittleren Geschwindigkeiten stromauf des Absturzes sind bei allen Wassertiefen, mit Ausnahme von $t = 2,0$ m, größer als die Kanalgeschwindigkeiten. Aus der Zusammenstellung ist die Absenkung bei den verschiedenen Wassertiefen zu entnehmen. Sie wird am größten, $z = 0,17$ m, bei einer Tiefe $t = 1,0$ m. Infolge der nur geringen Wasserspiegelabsenkung wird im Kanal keine bedeutende Geschwindigkeitsvergrößerung auftreten.

In allen Fällen, in denen eine Verlandungsgefahr besteht, ist die Trapezform der Parabelform vorzuziehen.

Ist die Berechnung des Wasserabführungsvermögens von dreieck-, viereck-, trapez- und parabelförmigen Absturzquerschnitten auf Grund einfacher Rechnungsvorgänge möglich, so erfordern diejenigen des Kreisquerschnitts die Lösung elliptischer Integrale (Abb. 44). Sikó stellte Berechnungsgleichungen für die verschiedenartigsten Absturzquerschnitte zusammen und wies nach, daß unter bestimmten Voraussetzungen ohne größere Abweichungen für ein Kreissegment ein Parabelsegment gesetzt werden darf³²⁾.

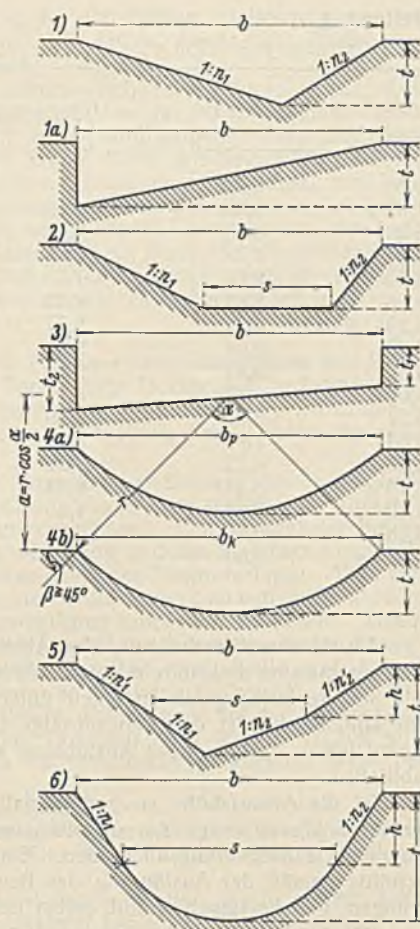


Abb. 44. Verschiedene Formen von Absturzquerschnitten.

Allgemein ist nach Abb. 45:

$$\frac{dQ}{dh} = \mu \cdot 2x \sqrt{2gh} \frac{dh}{dh} = \mu \cdot 2x \sqrt{2gh} = z$$

die Fläche 1, 2, 3, 4

$$= \int_0^t f(h) dh = \int_0^t z dh = \int_0^t \frac{dQ}{dh} \cdot dh = \int_0^t dQ = Q_{th}$$

Bei Berücksichtigung der Zuflußgeschwindigkeit im Kanal ist statt der Druckhöhe h die Summe $h + k$ zu setzen, wobei $k = v^2/2g$. Die Fläche 1', 2', 3', 4' stellt die theoretische Wassermenge Q_{th} dar. Die tatsächlich abfließende Wassermenge ist:

$$Q = 2 \mu Q_{th}$$

In Abb. 45 ist dieses Berechnungsverfahren für einen parabelförmigen Absturzquerschnitt durchgeführt. Die Zahlenwerte sind den vorhergegangenen Rechenbeispielen entnommen. Für die Parabel wird:

$$y = \frac{4t}{b^2} \cdot x^2,$$

daraus ergibt sich die Scheiteltgleichung, die schrittweise zu errechnen ist: $y = 0,268 x^2$.

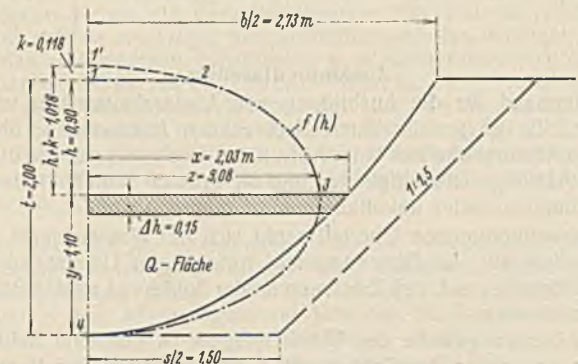


Abb. 45. Zeichnerisch-rechnerisches Verfahren zur Ermittlung des Wasserabführungsvermögens von Absturzquerschnitten nach Sikó.

Zusammenstellung 3.

Berechnung des Wasserabführungsvermögens verschiedener Absturzquerschnitte nach Attila Sikó.

Querschnittsform	Bei Berücksichtigung der Zuflußgeschwindigkeit im Kanal $k = v^2/2g$	Bei Vernachlässigung der Zuflußgeschwindigkeit im Kanal
1. Dreieck	$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} [(n_1 + n_2) \frac{2}{5} (t+k)^{5/2} - (t + \frac{2}{3} k) k^{3/2}]$	$Q = \frac{4}{15} \mu \sqrt{2g} (n_1 + n_2) t^{5/2}$
1a. Dreieck	$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[\frac{2}{5} \cdot \frac{(t+k)^{5/2} - k^{5/2}}{t} - k^{3/2} \right]$	$Q = \frac{4}{15} \mu b \sqrt{2g} t^{5/2}$
2. Trapez	$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} [s + \frac{2}{5} (n_1 + n_2) (t+k)] (t+k)^{3/2} - [s + (n_1 + n_2) (t + \frac{2}{5} k)] k^{3/2}$	$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} [s + \frac{2}{5} (n_1 + n_2) t] t^{3/2}$
3. Viereck	$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[\frac{2}{5} \cdot \frac{(t_2 + k)^{5/2} - (t_1 + k)^{5/2}}{t_2 - t_1} - k^{3/2} \right]$	$Q = \frac{4}{15} \mu b \sqrt{2g} \cdot \frac{t_2^{5/2} - t_1^{5/2}}{t_2 - t_1}$
4a. Parabel } 4b. Kreis }	wenn $t_2 = t_1$: $Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(t+k)^{5/2} - k^{5/2}]$ $Q = \mu \sqrt{2g} b_p t^{-1/2} \left[\frac{(t+k)^2}{8} \left(\frac{\pi}{2} + \arcsin \frac{t-k}{t+k} \right) + \frac{t-k}{4} \sqrt{tk} \right]$	$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} t^{5/2}$ $Q = \frac{1}{8} \mu \sqrt{2g} \pi b_p t^{3/2}$
5. Zusammengesetzter Querschnitt: Dreieck und Trapez	$[Q_{Trapez}]_0^h + [Q_{Dreieck}]_h^t$	$[Q_{Trapez}]_0^h + [Q_{Dreieck}]_h^t$
6. Zusammengesetzter Querschnitt: Kreis oder Parabel und Trapez	$[Q_{Trapez}]_0^h + [Q_{Kreis \text{ oder } Parabel}]_h^t$	$[Q_{Trapez}]_0^h + [Q_{Kreis \text{ oder } Parabel}]_h^t$

Für die Berechnung des Wasserabführungsvermögens von beliebig geformten Querschnitten entwickelte Sikó ein zeichnerisch-rechnerisches Verfahren, das eine rasche und zuverlässige Lösung ermöglicht.

³²⁾ Attila Sikó, Különféle alakú nyílásokon szabadon átbukó víz-mennyiség meghatározása számítással és szerkesztéssel különös tekintettel a vízmosáskötő gátakra — Rechnerische und zeichnerische Bestimmung der durch verschiedene Querschnittsformen frei überfallenden Wassermenge mit besonderer Rücksichtnahme auf die Wildbachsperrren. Vizügyi Közlemények — Wasserbauliche Mitteilungen. XVI. évfolyam 1934, 3. szám. Herausgegeben vom kgl. ungarischen Ackerbaumministerium, S. 518 ff.

Die Durchführung des Rechenvorganges mit einem mittleren Druckunterschied von $\Delta h = 0,15$ m zeigt die Zusammenstellung 4.

Die tatsächlich durch den Parabelquerschnitt fließende Wassermenge: $Q = 2 \cdot 0,63 \cdot 14,546 = 18,33$ m³/sek, d. h. der Querschnitt führt bei der Annahme eines Abflußbeiwertes $\mu = 0,63$ die gleiche Wassermenge ab wie der Kanal, der Absturz ist sonach „absenkungsfrei“ (s. Abb. 43). Die Größe des μ -Wertes entspricht den mittleren Abflußbeiwerten, die man an Wehren mit seitlicher Einschnürung errechnet³³⁾.

³³⁾ Keutner, Wassermengenmessung an Wehren mit zwei- und dreiseitiger (Poncelet-Überfall) Einschnürung. Bauing. 1932, S. 399.

Zusammenstellung 4.
Parabelförmiger Absturzquerschnitt $y = 0,268 x^2$.

h m	$y = t - h$ m	$\frac{y}{0,268} = x^2$	$\sqrt{\frac{y}{0,268}} = x$	$(h + k)$ m	$v = \sqrt{2g(h + k)}$ m/sek	$z = xv$	$z_m = \frac{1}{2}(z_i + z_{i+1})$	Δh m	$z_m \Delta h = Q$ m ² /sek
0,00	2,00	7,74	2,73	0,000	0,00	0,00			
0,07	1,93	7,20	2,68	0,188	1,92	5,15	2,58	0,07	0,180
0,15	1,85	6,91	2,63	0,268	2,30	6,05	5,60	0,08	0,448
0,30	1,70	6,35	2,53	0,418	2,87	7,23	6,64	0,15	0,996
0,45	1,55	5,78	2,40	0,568	3,34	8,02	7,63	0,15	1,142
0,60	1,40	5,23	2,29	0,718	3,76	8,62	8,32	0,15	1,246
0,75	1,25	4,66	2,16	0,868	4,13	8,92	8,77	0,15	1,314
0,90	1,10	4,11	2,03	1,018	4,47	9,08	9,00	0,15	1,350
1,05	0,95	3,54	1,88	1,168	4,80	9,02	9,05	0,15	1,358
1,20	0,80	2,98	1,73	1,318	5,09	8,80	8,91	0,15	1,338
1,35	0,65	2,43	1,56	1,468	5,37	8,38	8,59	0,15	1,288
1,50	0,50	1,87	1,37	1,618	5,64	7,72	8,05	0,15	1,203
1,65	0,35	1,30	1,14	1,768	5,90	6,72	7,22	0,15	1,080
1,80	0,20	0,75	0,87	1,918	6,15	5,35	6,04	0,15	0,907
1,90	0,10	0,37	0,61	2,018	6,30	3,85	4,60	0,10	0,460
1,95	0,05	0,19	0,44	2,068	6,38	2,81	3,33	0,05	0,166
2,00	0,00	0,00	0,00	2,118	6,45	0,00	1,41	0,05	0,070
									14,546

Zusammenfassung.

Bestimmend für die Ausbildung von Absturzbauwerken ist die Absturzhöhe. Es ist jeweils durch Nachrechnen festzustellen, ob bei der gewählten Absturzhöhe sich beim Abfluß des Hochwassers, das die größten mittleren Abflußgeschwindigkeiten und die größten Schleppkräfte aufweist, der vollkommene oder unvollkommene Überfall ausbildet.

Beim vollkommenen Überfall senkt sich der Wasserspiegel bis unter die Grenztiefe ab. Im Oberwasserlauf treten unter Umständen so große Geschwindigkeiten auf, daß Erosionen an der Sohle und an den Böschungen verursacht werden.

Die Absenkungsweite des Wasserspiegels ist von dem Sohlgefälle abhängig; je größer das Sohlgefälle ist, um so näher liegt der Absenkungsbeginn an der Absturzkante.

Um Erosionen zu verhindern, ist es erforderlich, den Absturzquerschnitt gegenüber dem Kanalquerschnitt einzuschnüren, d. h. zu verbauen. Es ist zwar möglich, durch geeignete Formgebung des Absturzquerschnitts jede Wassermenge „absenkungsfrei“ abzuführen, aber meist nicht zweckmäßig.

Treten Hochwasserstände nur auf kurze Dauer — oft nur wenige Stunden im Jahr — auf, dann kann beim Höchstwasserabfluß eine größere Geschwindigkeit als die Grenzgeschwindigkeit zugelassen werden. Allgemein ist nur für den bettbildenden häufigen Wasserstand eine Einschnürung vorzusehen, da mit größer werdender Verbauung die Sprungweite des Strahles zunimmt. Dieser Vergrößerung der Wasserangriffsfläche nach stromab muß eine unter Umständen mit erheblichen Kosten verbundene Verlängerung des Sturzbettes folgen. Es ist zweckmäßig, stets die untere Grenze der Verbauung zu wählen.

Durch eine Einschnürung des Absturzquerschnitts darf kein Aufstau der am meisten Sinkstoffe mit sich führenden Wassermenge entstehen, da die Sedimentationsgeschwindigkeit unter Umständen unterschritten wird. Im allgemeinen ist der trapezförmige Querschnitt dem parabelförmigen vorzuziehen, da bei dieser Ausführung kleinere Wassermengen ungestaut abfließen.

Ist die Absturzhöhe so gering, daß sich bereits beim Abfluß einer größeren Wassermenge der unvollkommene Überfall ausbildet, dann ist von einer Einschnürung abzusehen. Eine Verbreiterung des Absturzquerschnitts gemäß der Ausführung des Bauwerks in Abb. 42 bedingt einen ruhigen, gleichmäßigen Abfluß selbst der größten Wassermenge.

Die am häufigsten verwendete Querschnittsform der Gerinne, das Trapez, verformt sich im Laufe der Zeit durch Ausrundung der Sohle. Strömungstechnisch günstige Querschnittsformen sind Trapezquerschnitte mit kreis- oder parabelförmiger Sohle. Die Ausführung von Doppelquerschnitten ist nicht empfehlenswert, da sie häufig verschlammen; außerdem ist der Übergang eines solchen Querschnitts in den Absturzquerschnitt mit baulichen Erschwernissen verbunden.

Die geringsten Erstellungskosten erfordern reine Erdkanäle. Gibt man dem Gerinne ein stärkeres Gefälle, als für die anstehende Bodenart zulässig ist, dann ist eine Befestigung der Sohle, des Böschungsfußes und gegebenenfalls der Böschungflächen vorzunehmen. Die Auskleidung braucht im allgemeinen nicht dicht zu sein, sie hat nur den Wasserangriffen standzuhalten. In geschlebefähigen Gewässern scheidet eine Auskleidung aus Faschinat und Bitumen, in Hochmoorwässern und stark kohlenstoffhaltigen Wasserläufen die Verwendung von Beton aus.

Bücherschau.

Anger, G., Dr.-Ing.: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. 2. Aufl. 118 S. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 10 RM. Bautechn.-Abonnementspreis 1937 steif geh. 9 RM.

Das Buch erschien im Jahre 1936 in erster Auflage. Es wurde in der Bautechn. 1936, Heft 27, S. 402, besprochen. Die Vorzüge und der Inhalt des Buches sind dort erläutert worden. Das Buch war schon nach fünf Monaten vergriffen. Sicher ein Beweis dafür, daß das Buch dem Bedürfnis der heutigen baureichen Zeit außerordentlich entspricht und seinen Zweck erfüllt, der darin besteht, den Statiker von der Kleinarbeit zu entlasten und ihn für die großen Aufgaben seines Fachgebietes frei zu machen. Der Umfang des Buches ist durch weitere Tabellen für Einzellasten in den Viertel- und Drittelpunkten um 30 Seiten vermehrt worden. Die ausgesetzte Prämie für gefundene Rechen- und Satzfehler hat sich als ein gutes Mittel erwiesen, einzelne Fehler auszumerzen. Auch die neue Auflage sei den Brücken- und Hochbaubüros der Behörden, Stahlbauanstalten, Tiefbauunternehmungen und Zivilingenieuren warm empfohlen. Schaper.

Neese, H. E., Dr.-Ing.: Kleines 1 x 1 für Elektroschweißer. Union Deutsche Verlagsgesellschaft, Berlin. 51 S. mit 192 Abb. Preis kart. 2 RM.

Die Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (DIN 4100), sowie die für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken der Reichsbahn, die Anleitungsbücher für das Schweißen im Maschinbau (VDI-Verlag) und die von der Deutschen Arbeitsfront (Berlin W 57, Potsdamer Str. 75) herausgegebenen Richtlinien für Schweißergänge enthalten zu wenig Angaben, um den Bedürfnissen des Schweißers zu genügen. Da auch sonst billige, kurzgefaßte Lehrbücher fehlen, kann das vorliegende Büchlein den Schweißern die weitere Fortbildung ermöglichen.

Es ist an Beispielen bei verschiedenen Drahtdurchmessern und verschiedener Blechdicke die für die Festigkeit der Schweißverbindung richtige Stromstärke angegeben und durch Abbildungen erläutert, wie die für die Dauerfestigkeit schädlichen Kerben entstehen können. Ebenso sind andere Fehler bei Keh-, V- und X-Nähten dargestellt. Ausführlich ist die magnetische Blaswirkung des Lichtbogens behandelt und gezeigt, wie in verschiedenen Fällen die Elektroden bei nackten, dünn umhüllten und dick umhüllten Drähten geführt werden müssen, um ein fehlerfreies Durchschweißen der Nahtwurzel zu erzielen. Besondere Beachtung hat auch der Auslauf der Schweißnähte, der Endkrater gefunden, in dessen Loch sehr häufig der Bruch der Naht beginnt. Hierbei sind die verschiedenen Möglichkeiten zur Beseitigung des Endkraters erörtert. Für senkrechte Schweißungen ist gezeigt, wann die Nähte zweckmäßig von oben nach unten oder von unten nach oben oder nach anderen Verfahren und wann sie in Dreiecken geschweißt werden müssen. Weiter sind Beispiele für Überkopfschweißen bei nackten und bei umhüllten Elektroden angegeben. Bei den Möglichkeiten, die die bei langen Nähten, bei Ein- und Aufschweißen von Flecken auftretenden Wärme-, Schweiß- oder Schrumpfspannungen herabsetzen sollen, sind die bekannten Verfahren der schrittweisen Schweißung, der Vorbehandlung durch gleichmäßig verteilte Wärme und des Hämmerns oder Schmiedens der kurzen fertiggestellten, noch rotwarmen Nahtstückchen besprochen.

Außer den Festigkeitswerten der einzelnen Werkstoffe ist auch die Berechnung der Schweißverbindungen behandelt. (In den Formeln für das Widerstandsmoment zu Fig. 185 u. 186 liegt ein Druckfehler vor.)

Das Büchlein kann nicht nur dem Schweißer, sondern auch dem Konstrukteur und dem Studierenden, vor allem denen, die einen vollständigen Schweißlehrgang nicht besuchen konnten, die Vertiefung in die Wissenschaft der Elektroschweißung ermöglichen. Brodersen.

Mahly, W.: Baupolizei, Sammlung der preußischen Ministerialerlasse auf baupolizeilichem Gebiet. 2. Aufl., VII, 116 S. Berlin 1937, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 4 RM.

Das bekannte praktische Handbuch erscheint soeben in zweiter Auflage und erfaßt die herausgegebenen Erlasse bis Mitte Dezember 1936. Veraltete Erlasse sind aus, alle neuen sind aufgenommen. Der Inhalt der Erlasse ist in knapper und klarer Form wiedergegeben, auf die Quellen, Ministerialblatt f. d. innere Verwaltung, Zentralblatt der Bauverwaltung, Baupolizeiliche Mitteilungen, Bauordnungen usw., ist genau verwiesen. Ein Inhaltsverzeichnis, eine zeitliche Übersicht und ein Stichwortverzeichnis machen aus der Sammlung ein wertvolles Nachschlagewerk für die Praxis. Das kleine handliche Werk hat sich schon für alle Baubehörden, Baupolizeiamter und Privatarchitekten als unentbehrlich erwiesen.
Rendschmidt.

Hawranek, Alfred, Dr.-Ing., ord. Professor des Brückenbaues und Stahlhochbaues an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn: Bewegliche Brücken. Berechnung und Konstruktion. XII u. 298 S. mit 412 Textabb. u. 15 Tafeln. Berlin 1936, Verlag Julius Springer. Preis geb. 48 RM.

Das Fehlen eines wirklich brauchbaren Buches über bewegliche Brücken bildete eine empfindliche Lücke in der technischen Literatur. Es war nicht leicht, diese Lücke auszufüllen. Eine bewegliche Brücke erfordert neben den Kenntnissen der Statik und des Stahlbaues auch die Vertrautheit mit dem Maschinenbau und der Elektrotechnik. Vier verschiedene umfangreiche Wissensgebiete müssen von dem beherrscht werden, der das schwierige Gebiet der beweglichen Brücken meistern will. Durch eingehendes Studium der Entwürfe ausgeführter und geplanter beweglicher Brücken und durch Studien an Ort und Stelle auf Reisen durch fast alle europäischen Länder sowie durch zahlreiche eigene Entwürfe hat sich der Verfasser ein tiefgründiges Wissen auf dem schwierigen Gebiete der beweglichen Brücken verschafft. So konnte er das vorliegende Buch schaffen, das als ein vorzüglich gelungenes Werk bezeichnet werden muß.

Es ist in 14 Abschnitte gegliedert.

Im I. Abschnitt werden „Die beweglichen Brücken im allgemeinen“ und im II. Abschnitt „Gemeinsame Einzelheiten der beweglichen Brücken“ erörtert.

Der III. Abschnitt bringt Werkstoffeigenschaften, Festwerte für Teile der Bewegungswerke, Drahtseile, Ketten, Lager und Gegengewichte.

Der große IV. Abschnitt handelt von den Drehbrücken. Nach einer Beschreibung der verschiedenen Arten der Drehbrücken folgt eine eingehende Abhandlung über die Berechnung der Hauptträger der Drehbrücken und über den Bewegungsantrieb. Hieran schließt sich eine Beschreibung von Einzelheiten ausgeführter Drehbrücken.

Im V. Abschnitt „Hubbrücken“ werden nach Erörterung der verschiedenen Formen dieser Brücken die Aufhängevorrichtungen, die statische Berechnung der Endrahmen, die Antriebsarten und Einzelheiten ausgeführter Hubbrücken behandelt.

Der VI. Abschnitt ist dem wichtigen Gebiete der Klappbrücken vorbehalten. In den einzelnen Beschreibungen der Klappbrücken mit fester Drehachse, der Rollklappbrücken, der Klappbrücken der Bauart Strauß und der Klappbrücken besonderer Bauarten werden auch die Festigkeitsberechnungen und ausgeführte Beispiele erläutert.

Der Abschnitt VII handelt von den Zugbrücken mit Waagebalken, der Abschnitt VIII von den Rollbrücken, der Abschnitt IX von den Fähr-, Anlege- und Landebrücken und der Abschnitt X von den Schwimmbrücken. Es folgen der Abschnitt XI über die Schwebefähren, der Abschnitt XII über geschweißte bewegliche Brücken, der Abschnitt XIII über Pfeiler und Widerlager und der Abschnitt XIV über die Aufstellung beweglicher Brücken. Den Schluß des Buches bildet ein umfangreiches Literaturverzeichnis.

Dem überall geschätzten Verfasser des vorliegenden Buches schuldet die Fachwelt für sein mit größter Sachkenntnis, mit Gründlichkeit und unendlichem Fleiß bearbeitetes Werk besonderen Dank. Das Buch ist ein unentbehrlicher, verlässlicher Ratgeber bei der Bearbeitung beweglicher Brücken.
Schaper.

Schulze, F. W. O.: Seehafenbau, Bd. II: Ausbau der Häfen. 2. Auflage, 3. Lieferung, 80 S. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn. Preis 5,50 RM.

Die dritte Lieferung¹⁾ führt den Abschnitt „Uferbefestigungen“ mit der Darstellung der Kaimauern zu Ende. Die große Zahl der verschiedenen Ausführungsarten sind an Hand gut ausgewählter, kennzeichnender Beispiele besprochen: Kaimauern auf Holzpfahlrost ohne und mit Spundwänden sowie auf Eisenbetonpfahlrost, im Trockenem ausgeführte und unter Wasser auf Schwimmkästen, Unterwasserbetonierung, Blöcke, Brunnen und mit Druckluft gegründete Mauern und endlich die aufgelöste Bauweise, bei der die Mauer sich auf einzelne durch Pfahlroste, Brunnen oder Druckluftsenkkästen gebildete Pfeiler stützt. Erwähnenswert ist dabei ein Abschnitt, der die Verstärkung von Pfahlrostmauern zum Zwecke der Vergrößerung ihrer nutzbaren Wassertiefe behandelt.

Von dem Abschnitt „Ausrüstung der Uferbefestigungen“ bringt die dritte Lieferung die Schutzvorrichtungen an Kaimauern, die Streichdäben, Streichpfähle und Reibehölzer sowie die beweglichen Fender. Weiter wird mit der Besprechung von Steigeleitern und Treppen begonnen.

Eine über diese Inhaltsangabe hinausgehende Würdigung des Werkes kann erst gegeben werden, wenn der Band abgeschlossen vorliegt.

Lohmeyer.

¹⁾ Besprechung der 1. u. 2. Lieferung s. Bautechn. 1936, Heft 52, S. 743.

Schultze, Karl, Dr. phil., Hygienisches Staatsinstitut zu Hamburg: Das Ausblühen der Salze. 96 S. mit 36 Abb. Dresden und Leipzig 1936, Verlag Theodor Steinkopff. Preis geh. 4 RM.

Aus dem ersten Teil geht hervor, wie vielseitig die Ausdrücke für die Erscheinung des Ausblühens sind und wie wenig fest umrissen der Begriff selbst ist. Nachdem Verfasser den Komplex „Ausblühen“ mit den Erscheinungen der Stoffanreicherung und der Diffusion, sowie die Wechselbeziehung bzw. Gegnerschaft dieser Vorgänge geklärt hat, werden die Hauptgebiete besprochen, in denen das Ausblühen wirksam in Erscheinung tritt: Landwirtschaft und Bauwesen.

Der Vorgang — wohl auf die ersten Beschreibungen des Ausblühens der Salpetersalze von Homberg 1710 zurückzuführen —, oft mit „salpetern“ bezeichnet, ist ein so vielseitiger und trotzdem so wenig verstandener, daß die Art der klaren Behandlung sehr begrüßt werden muß. Verfasser zeigt, wie die Erscheinung abhängt von der Stoffnatur der Salze, ob leicht oder schwer löslich; wie ferner Großklima, ob arid, humid oder nival, aber auch gerade das Kleinklima (Mikroklima) im Boden oder am Bauteil eine ausschlaggebende Rolle für die Ausblüfung spielen. Alle Klimaarten können an einem Bauwerk herrschen, je nachdem der Bauteil Regen oder Sonne ausgesetzt ist, ob er im Windschatten oder an der Windseite liegt. Die Mitteilungen über Schutzrindenbildung und über die Wirkung von Salz- und Eisausblühungen, Kapillarität und Möglichkeit von Preßdruck sind grundlegend für die Erkenntnis der Verwitterungsvorgänge. Verfasser vertritt die Ansicht, daß auch kolloide Lösungen zu Ausblühungen führen können, indem die Verwitterungsgele zum Teil ein Kapillargerüst bilden und sich so als Träger des Ausblühungsstoffes betätigen. Bei Anführung des einschlägigen Schrifttums, u. a. Behrend-Berg, Blanck, Grün, Kaiser, Kieslinger, Linck, Pollack, Zunker, ist die Schrift die erste zusammenfassende Darstellung, die es von diesem wichtigen vielseitigen aufbauenden und zerstörenden Naturvorgange gibt. Das eingehende Studium der Arbeit ist vor allem auch dem praktischen Baufachmann, der sich mit der Wetterbeständigkeitsfrage beschäftigen muß, zu empfehlen.
K. Stöcke.

Deutscher Auschuß für Eisenbeton. Heft 81: Versuche an Säulen mit Walzprofilbewehrung und Versuche über Balkenanschlüsse bei Säulen mit Walzprofilbewehrung. Bericht erstattet von Prof. Dr.-Ing. W. Gehler und Regierungsbaurat Dipl.-Ing. H. Amos. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 7,80 RM.

Zweck der Versuche ist die Klarstellung der Frage, wie sich Säulen mit hohem Bewehrungsgehalt unter Verwendung von Walzprofilen bei Belastungen verhalten und ob die für niedrige Bewehrungsverhältnisse vorgeschriebenen Berechnungsgrundlagen auch bei stärkerer Bewehrung zutreffen.

Die Durchführung der Versuche geschah mittels Säulen, die mit I-, C- und L-Eisen sowie mit Walzprofilen aus hochwertigem Baustahl St 52 bewehrt waren. Der verwendete Beton wies Würfelstärkigkeiten von 188 bis 375 kg/cm² auf. Der Bruch trat bei allen Säulen plötzlich unter Bildung von schrägen Gleitflächen ein. Als wichtigstes Ergebnis wurde festgestellt, daß das übliche Additionsgesetz auch für Säulen mit Walzprofilbewehrung und für Bewehrungsverhältnisse bis zu 6,7% des gesamten Querschnittes zutrifft. Die Anordnung von Bindeblechen hat keinen merklichen Einfluß auf die Bruchlast, ebenso das Schwinden des Betons.

Die behandelten Fragen sind so grundsätzlicher Art, daß das eingehende Studium der sorgfältig durchgeführten Versuche bestens empfohlen sei. Ein abschließender Abschnitt befaßt sich noch mit Versuchen über Balkenanschlüsse bei Säulen mit Walzprofilbewehrung.
Olsen.

Deutscher Auschuß für Eisenbeton. Heft 83: Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen oftmals wiederholte Druckbelastung und Versuche über den Einfluß langdauernder Belastung auf die Formänderungen und auf die Druckfestigkeit von Beton- und Eisenbetonsäulen. Bericht erstattet von Prof. Otto Graf und E. Brenner. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 2,70 RM.

Über den ersten Teil der Versuche wurde bereits in Heft 76 berichtet. Bei den vorliegenden Versuchen sollte zunächst der Einfluß der Zusammensetzung des Betons auf seine Widerstandsfähigkeit ermittelt werden. Es wurden Prismen von verschiedener Betongüte geprüft. Dabei wurde ein Teil der Prismen bis zum Bruch stetig belastet und der restliche Teil zum Vergleich oftmals wiederholten Druckbelastungen unterworfen. Die Belastung wechselte dabei zwischen einer unteren und oberen Grenzlast. Ermittelt wurde u. a. der Einfluß der Körnung der Zuschlagstoffe, des Wasserzusatzes und des Zementgehaltes auf die Dauerfestigkeit des Betons. Aus den Ergebnissen ist hervorzuheben, daß sich bei Beton mit höherer Prismenfestigkeit die Schwingungswerte größer ergab als bei geringerwertigem Beton. Im Vergleich mit der Schwingungswerte bei Ursprungsbelastung nahm die Schwingungswerte jedoch mit zunehmender Prismenfestigkeit des Betons verhältnismäßig ab. Die Rissebildung unter oftmals wiederholter Druckbelastung trat bereits bei niedrigeren Belastungen, teilweise schon bei einem Drittel der Prismenfestigkeit ein.

Bei den Versuchen über den Einfluß langdauernder Belastung auf die Formänderungen und auf die Druckfestigkeit von Beton- und Eisenbetonsäulen wurde festgestellt, daß Säulen, die dauernd von einer Last beansprucht worden sind, sich fortwährend verkürzen. Dabei sind die Verkürzungen der bewehrten Säulen kleiner als jene der unbewehrten.

Die Versuche sind mit der gewohnten Gewissenhaftigkeit durchgeführt und die Ergebnisse für die Praxis von großem Werte.
Olsen.

Straßenbautagung 1936. Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V., Berlin W 8, Pariser Platz 3. 234 S. Berlin 1936, Selbstverlag der Forschungsgesellschaft. Preis geh. 3 RM.

Die Arbeit von 24 namhaften Männern auf dem Gebiete des Straßenbaues und des Straßenverkehrs, die sich bemühen, eine ausführliche und umfassende Darstellung des heutigen Standes des Straßenwesens unter besonderer Berücksichtigung der Erkenntnisse und Erfahrungen beim Bau der Reichsautobahnen zu geben. Das gelingt ihnen erschöpfend.

Zunächst werden im I. Abschnitt die Ansprachen des Generalinspektors Dr.-Ing. F. Todt und zweier weiterer Fachleute zur Eröffnung der Straßenbautagung mitgeteilt.

Es folgen im II. Abschnitt die Tätigkeitsberichte der acht Arbeitsgruppen bei der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen. Diese Berichte erschöpfen sich nicht nur in Informationen. Die Berichterstatter dringen tiefer ein, und alle sind bestrebt, die ihnen zugewiesenen Forschungsaufgaben auf dem Gebiete der Deckenbefestigung, der Planung, der Straßen- und Landschaftsgestaltung, der Untersuchung, der Wechselwirkungen zwischen Fahrzeug und Fahrbahn und der Untergrundforschung gründlich zu bearbeiten. Der Gesamtaufwand für den deutschen Straßenbau beträgt im Jahre rd. 1 Milliarde RM, und da muß auch der Nichtfachmann zu der Überzeugung kommen, daß der heutige moderne Straßenbau in seinen jüngsten Fortschritten zu einer seiner Bedeutung in den öffentlichen Haushalten entsprechenden Wissenschaft im wahren Sinne des Wortes geworden ist.

Abschnitt III bringt 13 ausführliche Vorträge mit Richtlinien über den Stand der Untergrundforschung, über die Deckenarten, über die Anpassung der Reichs-, Land- und Stadtstraßen an den Kraftverkehr und über wirtschaftliche Fragen des Straßenwesens.

Als besonders klärend seien die Aufsätze über die Reiseindrücke vom amerikanischen Betonstraßenbau von Dipl.-Ing. Dittrich und über die Richtlinien für bituminöse Straßendecken und ihr Anwendungsgebiet von Landesbaurat Großjohann hervorgehoben.

Das Buch schließt sich würdig der bereits erschienenen Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen an und hat auch für die internationalen Straßenbauer Interesse. Es ist ein Führer für jeden Straßenbauingenieur, der dadurch eine Fülle von Anregungen und Erfahrungen übermittelt bekommt. G. Koch, München.

Das Sächsische Baugesetz in der Fassung vom 20. Juli 1932, 14. Dezember 1933 und 13. September 1934. Handausgabe mit den zugehörigen Bestimmungen, Erläuterungen und Sachregister, bearbeitet von Carl Graf Vitzthum von Eckstädt, Oberreg.-Rat im Sächsischen Ministerium des Innern, unter Mitwirkung von Hans Bähr, Geh. Baurat und Ministerialrat i. R. 2. Auflage, 728 S. Leipzig 1936. Roßbergsche Verlagsbuchhandlung in Leipzig. Preis geb. 18 RM.

Die mehrfachen Bemühungen der Sächsischen Landesregierung, das Sächsische Baugesetz vom 1. Juli 1900 den Gegebenheiten anzupassen, fanden ihren Ausdruck in der Neufassung des Gesetzes vom 20. Juli 1932, und es ist von Interesse, daß die nationalsozialistische Regierung verschiedene Bestimmungen wiederherstellte, die in der damaligen Regierungsvorlage enthalten waren, aber beim damaligen Parlament keine Zustimmung fanden. Wenn die Gültigkeitsdauer des Gesetzes im Hinblick auf das in Vorbereitung befindliche Reichsgesetz vielleicht auch mehr als sonst beschränkt sein dürfte, so darf doch nicht übersehen werden, daß es sich um eine baurechtliche Maßnahme nach neuesten Gesichtspunkten handelt, die aus den lebendigen bevölkerungspolitischen und regionalen Gegebenheiten erwachsen ist.

Um es vorwegzunehmen: Die Ausgabe gehört sozusagen zum unentbehrlichen eisernen Bestande aller Kreise, die mit dem Bauen im Lande Sachsen zu tun haben oder sich darüber ausgiebig unterrichten wollen.

Die 2. Auflage enthält u. a. die Gesetzesänderungen vom 14. Dezember 1933 und 13. September 1934 und die acht Änderungen der Ausführungsverordnung. Der Umfang der Geltung des Landesrechtes wurde im Hinblick auf die Entwicklung der Raumordnung und des einheitlichen Baurechtes geprüft und die seit dem Umbruche ergangene Rechtsprechung beachtet.

Das Gesetz zerfällt in elf Abschnitte. Die Abschnitte I und II enthalten die allgemeinen Bestimmungen. In den Abschnitten III bis V werden die Vorbereitungen für die Bebauung des Grundstückes, in Abschnitt VI die damit zusammenhängenden Fragen wirtschaftlicher Natur und in Abschnitt VII die eigentlichen Vorschriften über die Bebauung des Grundstückes und den Bau selber behandelt. Abschnitt VIII enthält die Vorschriften für die laufende Bauüberwachung und Abschnitt IX die Vorschriften für die baupolizeiliche Beaufsichtigung. In Abschnitt Xa und XI werden die Straf- und Übergangsbestimmungen erörtert. Die durch die acht Änderungen erweiterte Ausführungsverordnung ergänzt das Gesetz.

In der vorliegenden Ausgabe folgen die Bestimmungen der Ausführungsverordnung und die erläuternden Anmerkungen und Hinweise unmittelbar dem Gesetzestext, auf den sie bezogen sind. Diese ausgezeichnete Anordnung vermittelt eine besonders gute Übersicht. Als weiterer Vorzug ist zu erwähnen, daß alle wesentlichen anderen Gesetzesbestimmungen, auf die Gesetz und Ausführungsverordnung Bezug nehmen, am Schluß mit aufgenommen sind. Ein sorgfältig bearbeitetes Sachverzeichnis erleichtert das Auffinden bestimmter Gesetzesstellen. Eine übersichtliche Anordnung und guter Druck zeichnen die Ausgabe aus.

Doorentz.

Jahrbuch 1936. Forschungsberichte und Abhandlungen. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen. 263 S. mit vielen Abb. Berlin 1936, Verlag Volk und Reich. Preis geb. 5,80 RM.

Die Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen legt ihren ersten Jahresbericht vor. Sie benutzt die Gelegenheit, die Aufgabe, die sie sich gestellt, in umfassenderen Abhandlungen zu umreißen. So behandelt im ersten Abschnitt „Verkehrspolitik und Straßenverwaltung“ Generalinspektor Dr.-Ing. Todt als Vorsitzender der Forschungsgesellschaft „Die nationale Bedeutung der Reichsautobahnen“ und gibt damit die große Linie an, auf der sich der Straßenbau in Deutschland bewegt: Geschichtlich gesehen, die Straßen Adolf Hitlers, die arbeitspolitische Aufgabe der Reichsautobahnen, was Behebung der Arbeitslosigkeit und die Förderung heimischer Gewerbe anbelangt, z. B. Wiedereinführung des Natursteinbaues in dem Brückenbau, und die verkehrspolitische Bedeutung. Es wird die Frage aufgeworfen, wie der Güterverkehr aus den Reichsautobahnen Nutzen ziehen wird, und die Verkehrswissenschaft zur Lösung dieser Frage aufgerufen. Im Eisenbahn- und großstädtischen Verkehrswesen ist eine Wissenschaft ausgebildet, die Voraussagen mit großer Treffsicherheit macht. Im Wasserverkehr, der mit dem Straßenverkehr das gemein hat, daß der Weg öffentlich, die Verkehrsmittel privat sind, ist von Sympher der Versuch gemacht, zu Verkehrsvorschätzungen zu kommen. Ich habe schon einmal angedeutet, daß man nach diesem Verfahren auch den Kraftwagenverkehr würde erfassen können¹⁾.

Die zweite Abhandlung bringt die Übersicht über die Neuregelung des Straßenwesens und der Straßenverwaltung, die aus einer Zerspaltung zu einem leistungsfähigen Straßenwesen geführt hat.

Eine ganz neue Beziehung des Verkehrsausgleiches zwischen Kraftwagen und Schifffahrt bringt im zweiten Abschnitt „Verkehrswissenschaft“ der Beitrag „Binnenwasser- und Landstraße“. Nach den dort gegebenen Beispielen könnte man auch die von mir schon angeschnittenen Fragen beantworten, ob es nicht angebracht wäre, den Neckarkanal in Stuttgart enden zu lassen und seine Fortsetzung in der Reichsautobahn nach Ulm und der nach Schaffhausen zu sehen. In diesem Abschnitt werden auch noch die „Grundlagen der dritten Verkehrszählung auf den Landstraßen“ erläutert.

Die folgenden Abhandlungen des dritten Abschnittes „Straßengestaltung“ befassen sich mit „Bepflanzung der Reichs- und Landesstraßen“, ein durch treffende Abbildungen und eine anschauliche Darstellung fesselnder Beitrag: „Beleuchtung“, wohl die erste Zusammenfassung dieses Gegenstandes; „Anpassung von Straße und Kraftfahrzeug aneinander“ und „Seltenführungskräfte und Straßenkrümmungen“ rühren an noch nicht ganz gelöste Aufgaben.

Im vierten Abschnitt folgen drei Forschungsberichte über Verdübelung der Dehnungsfugen in Betonstraßen, Untersuchung von Straßenfertigern und Mischvorgängen im bituminösen Straßenbau. Ebenso sehr die Reichhaltigkeit, wie der für den deutschen Straßenbau maßgebliche Inhalt sichern dem Jahrbuch weiteste Verbreitung. Dr. Neumann.

Probst, E.: Handbuch der Betonsteinindustrie, 4. Aufl. Mit über 800 S. und über 260 Abb. und 60 Tabellen. Halle a. d. Saale 1936. Verlag Carl Marhold. Preis geb. 23 RM.

Gegenüber der vorhergegangenen dritten Auflage 1927 ist dieses Sammelwerk an Umfang und Reichhaltigkeit nicht geringer geworden. Allen in den letzten Jahren wissenschaftlich und werkmännisch errungenen Fortschritten ist im vorliegenden Bande Rechnung getragen. In übersichtlicher Einteilung sind die Gebiete der Rohstoffe und seiner Hilfsmittel, ferner des Betons nach Bereitung und Verarbeitung, sodann aller Betonwaren in ihrer Herstellung sowie der Betonwerksteine in allen Ausführungen behandelt; angefügt sind Terrazzoerzeugnisse und alle künstlichen Steine und plastischen Massen überhaupt.

Die einzelnen Abteilungen enthalten bis ins kleinste durchgeführte Beschreibungen der Herstellung aller Betonsteine.

Mit großer Sorgfalt ist über die umfangreiche Industrie aus Abhandlungen, Fachaufsätzen, Werbeschriften und aus vielseitiger Erfahrung und eigener Anschauung ein reichhaltiges Sammelwerk entstanden, das der Verfasser mit Recht als unbeeinflusst und werbefrei bezeichnet.

Jeder, der das Werk vollständig liest und durcharbeitet, kann irgend etwas daraus lernen oder erfahren. Das ganze Werk läßt sich auch infolge des übersichtlichen Verzeichnisses in Stichworten und den vielseitigen Tabellen als Lexikon der Betonsteinindustrie ansprechen.

Im einzelnen sind die wichtigen Abbildungen etwas weniger zahlreich zu solchem Inhalt; manche Abhandlung würde durch Beigabe einer Skizze oder eines Bildes leichter verständlich sein. Ein Teil der vorhandenen Abbildungen ist veraltet und von der früheren Ausgabe übernommen, ein anderer Teil ist in Bezeichnung und Erläuterung zu kurz weggekommen.

Einzelne Meinungen, die vorgetragen sind, können als nicht völlig aus der Praxis stammend oder wohl auch eigener Erfahrung des Verfassers entsprechend angesehen werden, denn wir lesen unter anderem beim Stufenstampfen S. 385: „Die Kernmasse elektrisch oder mit Preßluft einzustampfen, ist nicht besonders ratsam, da hierdurch leichter als bei Handstampfung Erschütterungen in der Form auftreten können“ usw.

Bei einem so umfangreichen Sammelwerk kann nicht alles sich nur auf Erfahrung stützen, doch ist in der Unmenge Material nach bestem Wissen und nach dem hohen Stande der Technik endlos viel des Besten, des Brauchbaren und des Belehrenden gegeben.

Wenn bei einer späteren Neuauflage der Umfang des Buches sich wesentlich verkleinern, keine Wiederholungen notwendig würden, neue Bilder beigegeben werden könnten und der Preis bedeutend verringert würde, so wäre dies sehr zu begrüßen.

R. Braunwald.

¹⁾ Asphalt- und Teer-Straßenbautechnik 1934, Nr. 35.

Föppl, Otto: Aufschaukelung und Dämpfung von Schwingungen. 2. Bd. zu Grundzüge der Technischen Schwingungslehre. 121 S. mit 72 Bildern. Berlin 1936, Julius Springer. Preis 8,40 RM.

Der Verfasser hat sich die Aufgabe gestellt, in Ergänzung seiner „Grundzüge der Technischen Schwingungslehre“ die für den Ingenieur besonders wichtige Frage der Schwingungsdämpfung zusammenfassend darzustellen. Zunächst wird eine ausführliche, jedoch mehr analytisch als anschaulich behandelte Darstellung der verschiedenen Dämpfungsbegriffe gegeben. Die Entstehung der Kurbelwellen-Drehschwingungen wird in mehreren Beispielen erläutert; dabei wird gezeigt, wie man bereits beim Entwurf das Zusammenfallen von Resonanzschwingungen mit der Betriebsdrehzahl vermeiden kann und wie die Resonanzbeanspruchung durch geeigneten Werkstoff von geringer Festigkeit, aber hoher Dämpfung gemildert werden kann. Bei raschlaufenden Kolbenmaschinen mit großem Drehzahlbereich kommt man oft nicht ohne zusätzliche Schwingungsdämpfer aus. Die Resonanz-Gummidämpfer werden in mehreren Beispielen beschrieben. Bei einer Neuauflage wäre es jedoch zweckmäßig, auch diejenigen Dämpfer zu behandeln, die in der Praxis eine weit größere Bedeutung erlangt haben, z. B. die Ölkammer-Dämpfer, Zahnrad-Dämpfer, Hülsenfeder-Dämpfer u. a. m. Die Fragen des Massen- ausgleichs, der elastischen Lagerung von Motoren und die Sellschwingungs- Dämpfer werden nur kurz gestreift; verhältnismäßig ausführlich ist die Schlingerdämpfung von Schiffen behandelt. Die im Schlußkapitel angestellten Vergleichsbetrachtungen über künstliches Aufschlingern zur Erhöhung der Schiffsgeschwindigkeit und über den Vorgang des Kraul- schwimmens muten reichlich phantastisch an. Sie könnten in Zukunft ohne Schaden zugunsten einer Literatur-Zusammenstellung weggelassen werden.

H. Waas.

Vom wirtschaftlichen Bauen. 17. Folge. Literaturnachweis und Zeitschriftenschau 1934/35 über Baustoffe, Bauweisen, Bautenschutz, Baumängel, Baubetrieb, Schall und Wärme, Heizung, Lüftung, Installation, Baumaschinen und Geräte. Herausgegeben von Rudolf Stegmann, Regierungsbaurat i. R., unter Mitwirkung von Diplomingenieur Kramer und Ingenieur Klauk. 94 S. Dresden A. 1, Verlag Laube, Druck-G. m. b. H. Preis geh. 2,50 RM.

Der Literaturnachweis ist nach den oben angegebenen Gruppen und — soweit nötig — nach Einzelbaustoffen und Konstruktionsarten geordnet. Auf 94 Seiten sind 584 Literaturnachweise aufgeführt und der wesentliche Inhalt der Aufsätze im Telegrammstil angegeben. Die Zusammenstellung soll dazu dienen, dem Baufachmann durch eine kurze Übersicht die Möglichkeit des Einblicks in den Gedankenstrom der Technik zu geben, der seinen lebendigsten Ausdruck in den vielen Aufsätzen findet, die in den Zeitschriften verstreut liegen. Der Nachweis dient dem Entwurfs- bearbeiter wie auch dem Ausführenden und dem Gutachter in gleichem Maße. Er trägt unzweifelhaft dazu bei, eine Lücke zu schließen, weil er den lebendigen Strom der Technik dem Fachmann nahebringt. Die Herausgabe geschah mit Unterstützung der Stiftung zur Förderung von Bauforschungen. Es ist beabsichtigt, den Nachweis von 1936 ab auch auf Erscheinungen in Buchform auszudehnen.

Doorentz.

Bücher der Anstrichtechnik: Vorträge in Veranstaltungen des Fachausschusses. Erstes Buch. Herausgegeben vom Fachausschuß für Anstrichtechnik beim Verein deutscher Ingenieure und Verein deutscher Chemiker durch die Gruppe „Verbreitung anstrichtechnischer Kenntnisse“. 99 S. mit 79 Abb. Berlin 1936, VDI-Verlag/Verlag Chemie. Preis 7,50 RM.

Der Fachausschuß für Anstrichtechnik, der sich aus Fachleuten der erzeugenden und verbrauchenden Industrie, des Handwerks und der Wissenschaft zusammensetzt¹⁾, hält regelmäßig monatlich ein- bis zweimal „Stunden der Anstrichtechnik“ ab. In dem vorliegenden ersten Buch sind 35 Aufsätze enthalten, die zum größten Teil auf Vorträge dieser Sprechstunden zurückzuführen sind. Zur Zeit der Umstellung der Farbenindustrie auf heimische Rohstoffe verdient das Buch besondere Beachtung.

Im 1. Teil, Rohstofffragen und Anstrichtechnik, behandeln Aufsätze von Dr. Karsten, Prof. Dr. Scheiber, Dr. Zeidler, Dr. Scheifele im wesentlichen die Bindemittel. Nach diesen ist eine Ölersparnis möglich, einmal durch Korngrößengestaltung des Farbkörpers oder durch Zusätze von Verschnittmitteln zum Farbkörper, weiter aber durch Zusätze zum Leinöl oder durch Vorbehandeln des Leinöls und durch Wahl des richtigen Ölgehalts. Auch wird die Kombination fetter Öle mit modernen Kunstharzen für die einzige Möglichkeit zur Erzielung entsprechend gesteigerter Eigenschaften bei der Filmbildung gehalten. Dr. Jordan empfiehlt für diesen Zweck Phthalsäureharze oder aber, wo es auf gutes Aussehen und geringstes Einfressen von Staub und Ruß ankommt, Nitrolack, der Phthalsäureharz enthält. Über die Vorzüge und Fehler von Kunstharzlacken und Kunstharzlackfarben spricht Dr. Willborn, der eine Weiterentwicklung dieser Farben für möglich hält. Bei chemisch beanspruchten Anstrichen im Innen- und Außenanstrich von Tankanlagen, Dampfkesselteilen und Wasserbehältern schlägt Dr. Asser Nitrozellulose-Emaille vor, und nach Dr. Schultze sind bei mechanisch beanspruchten Anstrichen Erfahrungen mit Chlorkautschuk vorhanden.

Mehrere Berichte äußern sich dahin, daß sich für die Rostschutz- grundierung die Ölmennige nicht ersetzen läßt, daß aber eine gewisse Streckung durch Schwerspat möglich ist. Prof. Dr. Wagner schreibt über Hammerschlag und andere bleifreie deutsche Rostschutzfarben, wie Silizium-

karbid und Schachtofenschlacke. Er hält auf Grund von Beobachtungen es für das beste, Hammerschlag und die übrigen passiven Rostschutz- farben grundsätzlich nur in Mischung mit aktiven Rostschutzpigmenten zu verwenden. Mischungen von Hammerschlag, Silcar, Schachtofenschlacke mit Bleimennige, Graubleimennige, Blei-Zink-Chromaten (besonders den seifenbildenden Spezialsorten mit basischem Charakter) oder auch Zinkoxyden sind nach seiner Ansicht die empfehlenswerten Pigmente. Dr. Meier hält für den Rostschutz einen teilweisen Ersatz der Bleimennige durch Eisenoxyd durch geringe Zusätze zu diesem für möglich, die die Farbe basisch-seifenbildend machen. Dr. Apel berichtet, nach den praktischen Erfahrungen mit Eisenoxydanstrichen im Ammoniakwerk Merseburg habe sich gezeigt, daß der Zusatz von Verdünnungsmitteln möglichst knapp gehalten werden muß. Die Versuche führten zu einem Anstrichsystem mit Leinölstandöflfrnis und Uerdinger Eisenoxyd 140 F, dem im Grundanstrich 8,5%, im ersten Deckanstrich 6,5% und im zweiten Deckanstrich 4,5% Zinkoxyd beigegeben waren.

Zu den Aufsätzen über Anstrichtechnik gehört ein Aufsatz von Dr. Adrian über anstrichrichtige Gestaltung, von Kappler über Vor- behandlung des Untergrundes an vorhandenen und neuen Anlagen, von Dr. Büttner über neue Gesichtspunkte für den Eisenschutz im Stahlbau, von Hübner über Streichen oder Spritzen, von Klose zur Frage des nebellosen Farbspritzens, von Dönges über die Probleme der Spritz- lackierung und die Farbnebelabsaugung im Waggonbau. Dr. Meier be- handelt unter Problemen des Eisenanstrichs das Taufeuchtverfahren, bei dem die Rostschutzfarben einen geringen, wasseremulgierenden Zusatz erhalten, Pahl das Heißspritz- und Aufschmelzverfahren. Weiter gehört hierher ein Aufsatz von Dr. Seufert über Instandhaltung der Bauten aus Eisen, Stein, Beton, Putz und Holz durch zeitgemäße Anstriche, von Wiggers über Erfahrungen beim Anstrich des Schiffshebewerks Nieder- flinow und von Dr. Mann über seitherige Erfahrungen mit Anstrich auf Bauwerken bei großer Beanspruchung.

Der 2. Teil behandelt Anstrichfragen im Wasserbau, in der Binnen- und Seeschifffahrt. Dr. Burkhardt erwähnt unter „neuere Arbeiten über Unterwasseranstriche von Stahlbauteilen“, daß sich ein Sonderausschuß gebildet habe, der sich mit der zweckmäßigen Auswahl und Aufbringung von Unterwasseranstrichen befaßt, und Dr. Asser betont die Bedeutung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit. Prof. Kindscher behandelt die Unterwasseranstriche mit Leinölgrundlage und auf bituminöser Grundlage. Bewährt haben sich Bitumenanstriche auf einem gut durchgetrockneten zweimaligen Bleimennigegrundanstrich. Dr. Meier weist darauf hin, daß fette Ölfarben sich nicht zu Anstrichen unter Wasser eignen und nur solche Öl- und Lackfarben brauchbar sind, wenn der Ölanteil verhältnis- mäßig gering und der Harzkörperanteil recht groß ist. Nach Versuchen von Bailé über die Haftfestigkeit von Anstrichen, besonders mit solchen, die unter Wasser auf Verschleiß beansprucht werden, hat sich am besten doppelte Bleimennigegrundierung mit buntem Bitumendeckanstrich und Chlorkautschuklacküberzug bewährt.

Prof. Dr. Grün spricht über Erfahrungen von Anstrichen von Beton im Meerwasser. Nach diesen sollen gute Teerpechanstriche häufig Bitumenanstrichen überlegen sein. Auf möglichst trockenem Beton können sowohl Anstriche auf Lösungs- als auch auf Emulsionsgrundlage verwendet werden. Ein Pigmentzusatz zu Bitumen- und Teeranstrichen soll recht gut bei dreimaligem Anstrich wirken können. Als Pigment werden Lithopone, Hochofenschlacke, Portlandzement, Hammerschlag und Aluminiumpulver verwendet.

Nach Dr. Bärenfänger treten beim Unterwasserschutz an Eisentellen im Süßwasser und im Seewasser nicht nur chemisch-physikalische Er- scheinungen, sondern auch biologische (Muscheln, Algen, im Seewasser auch Seepocken) auf. Er hält Anstriche mit Chlorkautschuk für aussicht- reich. Mit Benzylzellulose soll man derartig harte Anstriche erhalten, daß selbst nach starkem Bewachsen und auch bei Angriffen von Seepocken der Film unversehrt bleibt. Dr. Kühl hält einen Anstrich als Schutz gegen Bewuchs dann für geeignet, wenn Schiffe zwei Jahre vor dem Bewuchs geschützt werden können. Dies ist möglich, wenn der Anstrich durch ansatzhindernde Zusätze in wirksamen Mengen zusammengestellt wird. Gute Ergebnisse seien nur möglich, wenn man die einzelnen Stedler in ihren Lebensbedingungen genau kenne.

Der 3. Teil, Pflege des Anstrichs, enthält den Aufsatz von Hübner: die anstrichtechnische Reinigung und Pflege der Berliner Stadtbahn- wagen.

Die Aufsätze enthalten viel Wissenswertes, vor allem diejenigen, die auf praktische Erfahrungen zurückgreifen. Wie es im Vorwort heißt, wird daher das Buch vielfach in der Lage sein, ein Mittler, Sendbote und Berater für den mit Anstrichfragen bedrückten Ingenieur und Verbraucher zu sein. Immerhin sind auch mehrere Aufsätze vorhanden, die wohl mehr die Ansicht des Herstellers darstellen, so z. B. der Wert der geringen Zusätze, die die Farbe verbessern sollen. Es bestehen jedenfalls Zweifel, ob derartig geringe Zusätze, selbst wenn deren Wert wissenschaftlich be- stätigt sein sollte, von praktischer Bedeutung sein werden. Auf der Bau- stelle kommen für den Rostschutz gewöhnlich nur Farben in Anwendung, die länger gelagert haben, also mehr oder weniger abgesetzt und daher sich mehr oder weniger entmischt haben. Selbst bei sorgfältigem Auf- führen wird sich eine gleichmäßige Verteilung der Zusätze selten durch- führen lassen.

Wie schon in einer Sprechstunde angeregt wurde, dürfte es sich bei der Herausgabe der weiteren Bücher empfehlen, bei den einzelnen Auf- sätzen darauf hinzuweisen, sofern es sich nicht um eine Veröffentlichung eines unabhängigen wissenschaftlichen Instituts handelt, daß es sich hier um die Ansicht des Herstellers oder Verfassers handle.

Brodersen.

¹⁾ Bautechn. 1927, Heft 48, S. 709.

Mohr, S., Dr. techn.: Der Hochbau, eine Enzyklopädie der Baustoffe und der Baukonstruktionen. 313 S., 298 Textabb. Wien 1936, Julius Springer. Preis geb. 16 RM.

Ein knapp gefaßtes, inhaltsreiches Handbuch für Studium und Praxis. Der erste Teil (65 S.) enthält eine gedrängte, sorgfältig ausgewählte Baustofflehre. Der Rest ist den Baukonstruktionen gewidmet, wobei die Abschnitte Mauern, Stiegen, Dachstühle, Dachdeckung, Verblechung, Fußböden, Fenster, Türen unterschieden werden. Dem Grundbau, der Abwasserbeseitigung, der Raumheizung und der Bauführung sind besondere Abschnitte vorbehalten.

Ausgegangen ist zunächst von österreichischen Verhältnissen. Österreichische Normen, Vorschriften und Bezeichnungen sind bevorzugt. Außerdem begegnen wir österreichischen Sonderkonstruktionen, die im Holzreichtum des Landes oder in besonderen Verhältnissen der Stadt Wien begründet sind. Aber auch der reichsdeutsche Architekt wird fast alles finden, was die Praxis der Hochbautechnik von ihm verlangt. Er muß sich freilich auf die knappen ingenieurmäßigen Zeichnungen einstellen, die sich nur mit dem Schnitt, kaum je mit der Ansicht der Konstruktionen abgeben. Auch der Baulingenieur wird, obwohl der eigentliche Ingenieurbau (Eisenbeton- und Stahlbau) nur gestreift ist, das Buch als gedrängtes Nachschlagewerk für alle Hochbaufragen sehr schätzen. Lempp.

Thoma, D., Dr.-Ing., o. Professor, Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München, Heft 8. 98 S. mit 93 Abb. u. 2 Tafeln. München u. Berlin 1936. R. Oldenbourg. Preis geh. 7,50 RM.

Das neue Heft der im Jahre 1926 begonnenen Reihe von Veröffentlichungen des obengenannten Instituts enthält vier Arbeiten: 1. Zobel, Versuche an der hydraulischen Rückstromdrossel; 2. Bischoff, Untersuchungen über das Verhalten einer Kreiselpumpe bei Betrieb im Kavitationsbereich; 3. Fendt, Untersuchungen an vollkommenen und unvollkommenen Überfällen; 4. Thoma, Die Entstehung des Antriebes bei Flatterschwingungen.

1. Die von Thoma entwickelten Rückstromdrosseln erfüllen eine ähnliche Aufgabe wie Rückschlagventile in Rohrleitungen. Die Form der Drossel erinnert an das Gehäuse einer Kreiselpumpe. Die Strömungswiderstände in den beiden möglichen Durchflußrichtungen sind verschieden groß. Bei der gewöhnlichen Fließrichtung tritt das Wasser in der gedachten Pumpenachse ein und fließt tangential vom Gehäuseumfang ab. In dieser Richtung sind die Widerstandszahlen bei geeigneter Formgebung erheblich geringer als bei umgekehrtem Strömungsweg. Zweck der Untersuchungen Zobels war, durch systematische Veränderung der verschiedenen für den Abfluß wichtigen Einzelteile der Drossel ein möglichst hohes „Widerstandsverhältnis“ zu finden. Damit wird das Verhältnis der Widerstandsbeiwerte ζ für einen bestimmten, für beide Durchflußrichtungen gleichen Druckverlust bezeichnet. Es wurde die Ausbildung des Gleichrichters untersucht, der im axialen Anschlußrohr untergebracht ist und die hydraulisch ungünstigen Drehbewegungen herabsetzt. Ferner spielte die Form des Tangentialanschlusses, des Düsenrohres, wie auch des ganzen Drosselgehäuses eine bedeutende Rolle. Durch geschickte Vereinigung der verschiedenen günstigen Einzelformen konnten Widerstandsverhältnisse bis zu 122 erreicht werden, d. h. der Abfluß in der Gegenrichtung war, durch die Widerstandszahl ausgedrückt, 122mal ungünstiger als in der Hauptrichtung. Wichtig ist eine glatte Innenwandung der Rückstromdrossel. Versuche mit rauher Innenfläche ergaben ein Anwachsen der Widerstandszahl in der Hauptstromrichtung und ein Sinken bei umgekehrtem Weg. Dadurch ergab sich eine Herabsetzung des Widerstandsverhältnisses auf fast $\frac{1}{5}$ des bei glatten Flächen erzielten. Die Hauptversuche mit Wasser wurden ergänzt durch solche mit Öl verschiedener Temperaturen und mit überhitztem Dampf. Die Ölversuche erstreckten sich über einen sehr großen Bereich von Reynoldsschen Zahlen. Die Wirkung der Rückstromdrossel beim Durchfluß von Dampf war etwa ebenbürtig der beim Betrieb mit Wasser.

2. Die Frage der Kavitation ist in den letzten Jahren besonders auf dem Gebiete des Turbinenbaues eifrig untersucht worden. Auch für Kreiselpumpen besteht Kavitationsgefahr, doch sind bisher die verwickelten Einzelheiten dieser Erscheinung nicht geklärt. Die Untersuchungen Bischoffs sollen hier eine erste Abhilfe bringen. Die Versuche wurden an einer kleinen, hydraulisch guten Kreiselpumpe für verschiedene Drehzahlen, Förderhöhen und Wellenleistungen bei wechselnden Fördermengen unter Verwendung genauer Meßgeräte angestellt. Die möglichen Meßfehler wurden sorgfältig abgewogen. Unter Anlehnung an einen von Thoma für den Betrieb von Turbinen aufgestellten Ausdruck wird auch für den Betrieb von Pumpen ein „Kavitationsbeiwert“ entwickelt, dessen Größe abhängt vom Luftdruck und der Wasserdampfspannung, ferner von der Saughöhe der Pumpen und von der „normalen“ Förderhöhe. Eine weitere zur Darstellung der Vorgänge benutzte Größe ist das „Fördermaß“, mit dem die während einer Laufrumdrehung geförderte Wassermenge bezeichnet wird. Bei strenger Gültigkeit der verwendeten Ähnlichkeitsregeln wäre der Strömungszustand in der Pumpe durch die beiden genannten Begriffe, nämlich Kavitationsbeiwert und Fördermaß vollständig bestimmt. Die ermittelten Versuchskurven ergeben auch an vielen Stellen gute Übereinstimmung in diesem Sinne. Die Abweichungen an anderen Stellen werden einem dritten Einfluß, der Zähigkeit, ausgedrückt durch die Reynoldssche Zahl, zugeschrieben. Andere Abweichungen werden zurückgeführt auf die im Wasser gelösten und bei Druckerniedrigung teilweise sich ausscheidenden Luftmengen. Schon durch Kavitationsversuche an Turbinen sind diese die Ähnlichkeitsbeziehungen störenden Einflüsse bekanntgeworden.

3. Für die Bemessung von Wehren besteht hinsichtlich der Wahl des Überfallbeiwertes große Unsicherheit. Die von Fendt an Modellwehren

verschiedener Bauart vorgenommenen systematischen Versuche dürften den ganzen Bereich des vollkommenen und unvollkommenen Überfalls geklärt haben. Es wurden scharfkantige Plattenwehre, d. h. solche mit lotrechter Stauwand, Wehre mit verschieden breiter waagerechter Krone bei scharfer oder abgerundeter, zum Oberwasser hin gelegener Kante und schließlich Wehre mit Stauklappen untersucht. Die gesuchten Abflußbeiwerte m wurden in Beziehung gesetzt zu zwei Kenngrößen. Die erste, Belastungsgrad genannt, hängt ab von der Wassermenge und von zwei die Wehrgröße angehenden Maßen; die zweite, der Unvollkommenheitsgrad, stellt das Verhältnis dar der Höhe des Unterwassers zur Höhe des Oberwassers einschl. der Geschwindigkeitshöhe, beide auf die Wehrkrone bezogen. Zur Klärung des weiteren Einflusses der Kronenbreite auf den Beiwert m wurde dieser in Abhängigkeit von dem Verhältnis Kronenbreite zur Überfallhöhe aufgetragen. Es ergaben sich Kurvenscharen, die die Zusammenhänge übersichtlich angeben. Die gefundenen Beiwerte m liegen hauptsächlich zwischen 1,2 und 0,4. Mit dem Beiwert $m = 1$ ergibt die gewählte Abflußgleichung die Wassermenge, die ein vollkommener Überfall mit sehr breiter Krone unter vereinfachten Annahmen (Verlustfreiheit) abführt; gegenüber dem Beiwert μ in der sonst meist verwendeten Formel für vollkommene Überfälle ist in diesem Falle $m = 1,7 \mu$. Für vollkommene Überfälle mit schmaler Krone wird m größer als 1, für unvollkommene Überfälle wird es bei hohem Rückstau viel kleiner als 1. Bei den Versuchen stellten sich mit den verschiedenen Unvollkommenheitsgraden vier verschiedene Strömungsformen ein: Tauchform, Wellenform, eben abfließender Strahl und Strömung mit Stauwelle, letztere beiden bei sehr hohem Unterwasserstand und breiter Krone.

4. In einer kurzgefaßten geistvollen Darlegung, die als Vorbereitung für geplante Versuche anzusehen ist, setzt sich Thoma mit den Ursachen auseinander, die zu „Flatterschwingungen“ führen. So werden Schwingungen bezeichnet, die z. B. bei einem elastischen Holzstab auftreten, den man in eine Strömung stellt und dessen beide Enden festgehalten werden. In bestimmten Sonderfällen gibt es eine verhältnismäßig einfache Erklärung für die Schwingungen. Für den allgemeinen Fall aber versagt diese Deutung. Auch die „Kärminsche Wirbelstraße“ läßt sich zur Klärung nicht heranziehen. Bei der Untersuchung der Frage müssen zwei wesentliche Tatsachen berücksichtigt werden, daß nämlich entgegen den oft stillschweigend gemachten Annahmen die Strömung nicht stationär und die Flüssigkeit nicht reibungsfrei ist. Beide Tatsachen zusammen mit der hinter dem Körper entstehenden Totwasserschleppel wechselnder Form erlauben eine vorläufige allgemeine Erklärung der Flatterschwingungen. —

Das Heft gibt wieder einen guten Einblick in die vielseitigen Aufgaben, die das Hydraulische Institut Thoma sich stellt. Aus den Ergebnissen, die sich durchweg durch klare Darstellung auszeichnen, wird nicht nur der Wissenschaftler, der sich mit Aufgaben ähnlicher Art auf hydraulischem Gebiete oder in benachbarten Bezirken zu beschäftigen hat, manche Anregung erfahren, sondern auch die einschlägige Industrie wird Nutzen aus den auf den ersten Blick rein wissenschaftlich aussehenden Arbeiten ziehen können. Abbildungen und Druck sind vorzüglich und entsprechen der bekannten guten Überlieferung des Verlages.

Dr.-Ing. Carp, Essen.

Patentschau.

Biegsame und gegen hohen Wasserdruck widerstandsfähige Dichtung für das Gelenk von drehbaren Stauwänden. (Kl. 84a, Nr. 607852 vom 3. 7. 1931 von Vereinigte Stahlwerke AG in Düsseldorf.)

Um die Dichtigkeit und Lebensdauer solcher Abdichtungen zu erhöhen und einerseits eine große Widerstandsfähigkeit und geringe Empfindlichkeit gegen Biegen zu erreichen, werden auf der Luftseite der Stauwände mehrere dehnbare und an beiden Wänden befestigte Dichtungstreifen zu einer einheitlichen, an der drehbaren und festen Wand anliegenden Dichtung vereinigt. Um die Dichtung gegen scharfe Fremdkörper widerstandsfähig zu machen, werden metallische Lamellen verwendet, oder metallische und weichere Lamellen (z. B. Gummi, Leder) miteinander vereinigt, wobei die Metalllamellen vornehmlich die mechanische Widerstandsfähigkeit und die weicheren Lamellen die Wasserundurchlässigkeit der Dichtung herbeiführen. An der Stelle, an der die Stauwände 1 und 2 von Wehr und Klappe, die um die Drehachse 3 schwingt, sich berühren und das Auftreten eines Spaltes unvermeidlich ist, wird die Dicke der Dichtung gleich der Summe der Dicken der untergelegten Lamellen 4 bis 8 gemacht. Die Lamellen werden mittels Flacheisen 9 und 10 durch die Schrauben 11 und 12 an die Stauwand angepreßt.

INHALT: Erfahrungen mit beweglichen Brücken. — Betonbereitung und -verarbeitung bei deutschen Talsperrenbauten. — Die Regelung kleinerer Wasserläufe durch Errichtung von Gefällstufen. — Bücherschau. — Patentschau.

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