

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 29. September 1933

Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

Die Kanalisierung der Flüsse.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Wittmann, Berlin.

1. Allgemeines.

Die Kanalisierung der Flüsse hatte ursprünglich im wesentlichen den Zweck, der Schifffahrt in den Fällen eine größere Fahrwassertiefe und -dauer zu gewährleisten, in denen ihr diese Verbesserungen nicht mehr durch künstliche Einschränkung der Abflußquerschnitte, selbst mit Hilfe von Zuschußwasser aus Speichern, geschaffen werden konnten. Bei dieser Aufgabe, die auch heute noch meistens die beherrschende ist, kann es sich um die Überwindung des Gefälles eines längeren Flußlaufes durch eine zusammenhängende Staffel handeln (Oder, Mittelweser, Main, Neckar), oder es werden einzelne für die Schifffahrt durch ihre Gefälle und ihre Lage besonders hinderliche Strecken mittels einer einzelnen Staustufe überwunden, während der übrige Teil des Flusses regullert wird (Kachletstufe in der Donau bei Passau). Da für die Kanalisierung im Schifffahrtinteresse eine verhältnismäßig geringe Wassermenge nötig ist und starke Gefälle überwunden werden können, eignet sie sich besonders für die Oberläufe der Ströme und die gefällereichen, aber wasserarmen Nebenflüsse. An ihnen sind, da das Flußbett meist tief eingeschnitten und das Tal selbst eng ist, bei mäßiger Geschiebeführung die Eingriffe in die bestehenden Verhältnisse nicht so schwer wie bei Flachlandflüssen in breiter Talniederung mit reichlicher Geschiebeführung.

Der Ausbau der Wasserkräfte hat der Kanalisierung in den letzten Jahrzehnten eine weitere wichtige Aufgabe zugewiesen: das an den Stufen zusammengefaßte Gefälle zur Erzeugung elektrischer Energie zu verwerten. An Flüssen mit größerem Wasserreichtum und starken Gefällen kann dieses Bestreben sogar der alleinige oder, wie in der Rheinstraße Basel—Schaffhausen, der erste Zweck einer Kanalisierung sein, die damit einer späteren Schiffbarmachung weitgehend vorarbeitet.

Eine dritte Aufgabe, die selten allein und dann höchstens für die Ausführung von Teilkanalisationen oder einzelnen Stufen ausschlaggebend ist, erfüllt die Kanalisierung durch Förderung der Landeskultur, wenn z. B. Bewässerungswasser in einer gewissen, mit anderen Mitteln nicht zu erreichenden Höhe seitlich abgeleitet werden soll. So wird mit Hilfe des Dörverden Wehres, das den durch die Unterweserkorrektur abgesenkten Grundwasserstand auf der früheren Höhe hält, gleichzeitig das über 5000 ha große Syke-Bruckhausen-Thedinghauser Meliorationsgebiet bewässert.

In den letzten Jahren sind für die Kanalisierungen der Flüsse neue Probleme entstanden: die Aufgabe, die Selbstreinigungskraft des Flusses zu verstärken, um zugeleitete Abwässer wieder verwenden zu können, und das Bestreben, die Haltungen besonders in volkreichen Gegenden oder in der Nähe von Großstädten zu Volkserholungsstätten und Sportplätzen auszugestalten. Die letztgenannten Zwecke lassen die Kanalisierung eines Flusses zu einem bestimmenden Faktor der Landesplanung werden.

2. Zahl und Lage der Staustufen.

Die Kanalisierung unterbricht die freie Strömung während eines großen Teiles des Jahres und zerlegt den Fluß durch Stauanlagen in treppenförmig aufeinanderfolgende Haltungen. Der Aufstau geschieht in neuerer Zeit nur mehr durch bewegliche Wehre; die Schifffahrt überwindet ihn durch die Kammerschleuse.

Die Zahl, der Abstand und die Lage der Staustufen werden bestimmt durch die Forderungen der Schifffahrt, der Kraftnutzung, der Landeskultur und der Hygiene. Sie werden bedingt durch die Höhenlage der Ufer, des Grundwassers, der rückliegenden Ländereien und die Besiedlung des Flußtales, durch das Gefälle, den Grundriß und die Untergrundverhältnisse des Flusses, sowie durch die vorhandenen Nutzungen des Wasserlaufes.

Die Schifffahrt drängt zur Erhöhung des betriebswirtschaftlichen Wertes der Wasserstraße auf eine möglichst geringe Zahl von Staustufen. Durch große Stauhöhen mit langen Haltungen können die für die Bemessung der Maschinenleistungen von Schleppern und Selbstfahrern ausschlaggebenden größten Fließgeschwindigkeiten am oberen Ende der Haltungen niedrig gehalten werden. Ganz besonders in diesem Teile der Haltungen muß bei allen Abflußmengen eine bestimmte Mindesttiefe t unter dem hydrostatischen Stau sichergestellt sein (Abb. 1). Der sich tatsächlich einstellende hydraulische Stau bietet ein Sicherheitsmaß gegen vorübergehende Unebenheiten der Sohle und kleine Schwankungen der Wasserführung. Der Schifffahrtbetrieb verlangt eine übersichtliche Fahrstraße sowohl bei den Bauwerken wie in der freien Flußstrecke, und die

Schleusen wie die im Fluß besonders zu schaffende und zu unterhaltende Fahrwasserrinne müssen in ihren Abmessungen den Betriebsmitteln angepaßt werden. Bei der Bestimmung der Höhenlage der Brücken oder bei vorhandenen, mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln nicht veränderlichen Brücken: der zulässigen Stauhöhe, ist vom hydraulischen Stau des höchsten schiffbaren Wasserstandes auszugehen, wobei unter den Brücken eine von der Höhe der Fahrzeuge abhängige lichte Durchfahrhöhe in einer Mindestbreite vorhanden sein muß. Bietet der Fluß bei höheren Wasserständen im ungestauten Zustande genügende Fahrwassertiefen mit annehmbaren Fließgeschwindigkeiten, so kann außer der Fahrstraße durch die Schleuse eine Öffnung des Wehres als Schiffsdurchlaß eingerichtet werden. Ist eine bestehende, auf dem freien Fluß betriebene Schifffahrt aufrechtzuerhalten, so muß die Schifffahrtrinne jederzeit, also auch an Tagen, an denen bei Niederwasser der Stau gelegt ist, befahrbar sein. Die Schifffahrtrinne führt dann entweder durch den Schiffsdurchlaß am Wehr oder die Schleusendempel, und die Sohlen der Ober- und Unterkanäle müssen für die Benutzung ohne Stau genügend tief gelegt werden. So liegt z. B. der Oberdempel der Südschleuse der Kachletstufe bei Passau 9,95 m unter dem normalen Stauspiegel, damit auch bei gelegtem Stau und beim niedersten schiffbaren Wasserstande die Fahrwassertiefe von 1,40 m des freien Flusses vorhanden ist. Für die Flößerei werden bei namhaftem Verkehr Flößgassen gefordert. Wegen der großen Wasserverluste durch ihren Betrieb ist an Staustufen mit Wasserkraftnutzung von der Anlage einer Flößgasse abzusehen, und die Flöße sind auf die Schleuse oder den Schiffsdurchlaß zu verweisen. Für die Flößerei ist mit der Kanalisierung mehr noch als für die Großschifffahrt der Nachteil verbunden, daß für die Talfahrt die freie Strömung verloren geht und die Flöße entweder geschleppt werden müssen oder eine längere Reisedauer erreichen. Der Nachteil kann durch die Möglichkeit eines tieferen Einbindens der Flöße aufgehoben werden. Sowohl bei der Anlage einer besonderen Schifffahrtrinne durch das Wehr wie einer Flößgasse wird immer sehr ernstlich zu prüfen sein, ob der Aufwand für die notwendigen Daueranlagen der wirtschaftlichen Bedeutung der Verkehrsarten entspricht oder ob ihnen gewisse Nachteile zum Nutzen des Gesamtunternehmens aufgebürdet werden können. An die Bauwerke der Kanalisierung und die Betriebseinrichtungen ist die Anforderung zu stellen, daß sie eine möglichst lange Dauer der Schifffahrt gewährleisten, daß also durch ihre konstruktive Durchbildung die Zahl der durch Eis und Hochwasser notwendigen Sperrtage möglichst eingeschränkt wird.

Die Belange der Wasserkraftnutzung sind hinsichtlich Stauhöhe und Länge der Haltung in den meisten Fällen gleichlaufend mit denen der Schifffahrt. Kraftwirtschaftlich ist es richtig, den Abstand zweier Flußkraftwerke oder die Stauhöhe so zu wählen, daß bei gutem Mittelwasser noch ein wesentlicher Einstau des oberen Werkes vorhanden ist, weil der durch den höheren Stau am unteren Werk erzeugte Gefälleertrag größer ist als der Gefälleverlust am oberen Werk. Nach diesen Gesichtspunkten wird man das Gefälle an Flüssen aufteilen, bei denen die Kraftgewinnung der Hauptzweck der Kanalisierung ist. Für die Schifffahrt kann sich ein gegenseitiger Einstau der Staustufen durch die Vergrößerung der Fahrwassertiefe und namentlich durch die Verminderung der Fließgeschwindigkeit im oberen Teil der Stauhaltung so günstig auswirken, daß der schifffahrtbetriebliche Nachteil einer größeren als unbedingt notwendigen Zahl von Stufen aufgehoben wird. Wo durch die Kanalisierung der Fluß in erster Linie aber schiffbar gemacht werden soll, wird man, ohne auf diese kraftwirtschaftliche Forderung zu stark Rücksicht zu nehmen, die Stufen möglichst weit auseinanderziehen. Bei den hierbei am oberen Ende der Haltung meist notwendigen Baggerungen werden die gestauten Wasserspiegel vielfach unter die bisherigen ungestauten Spiegelhöhen absinken, und das Kraftwerk erhält dadurch, besonders bei NW, einen nicht unbedeutenden Gefällezuwachs.

Die Forderungen der Landeskultur begrenzen das Stauziel. Die zulässige Stauhöhe h — Unterschied der hydrostatischen Stauspiegel am Wehr — oder, wenn unterhalb der Staustufe eine unkanalisierte Strecke anschließt, h_1 — Unterschied des Stauspiegels der ersten Stufe mit dem MW des ungestauten Unterwassers —, ist bedingt durch die Höhenlage der Ufer und der angrenzenden Ländereien sowie durch die Höhe des Grundwasserstandes (Abb. 1). Im allgemeinen wird man die Höhe des Stauspiegels, das Stauziel, so anordnen, daß nach der Einstauung das

Grundwasser bei Wiesengelände noch 0,50 bis 0,60 m, bei Ackerland noch 1,00 bis 1,20 m unter der Geländeoberfläche steht. Der Grundwasserstand von Ortschaften in der Nähe einer Staustufe darf nicht vom Oberwasser, sondern muß vom Unterwasser beherrschend beeinflusst werden. Bei der Beurteilung des Einflusses der Stauhöhe ist vom hydraulischen Stauspiegel auszugehen. Wo es durch andere Verhältnisse (Stufe II und III in Abb. 1) wirtschaftlich nicht möglich ist, den Stauspiegel auf der ganzen Länge der Haltung und besonders in der Nähe des Wehres niedriger als das Ufergelände zu halten, müssen Dämme gegen die Überflutung errichtet werden. Um die Einwirkung der Kanalisierungsmaßnahmen auf den Grundwasserstand beurteilen zu können, sind Beobachtungsrohre im ganzen Bau- und Staugebiet zu setzen und möglichst schon mehrere Jahre vor Baubeginn zusammen mit Hausbrunnen in Ortschaften und Pegeln in Nebengewässern zu beobachten.

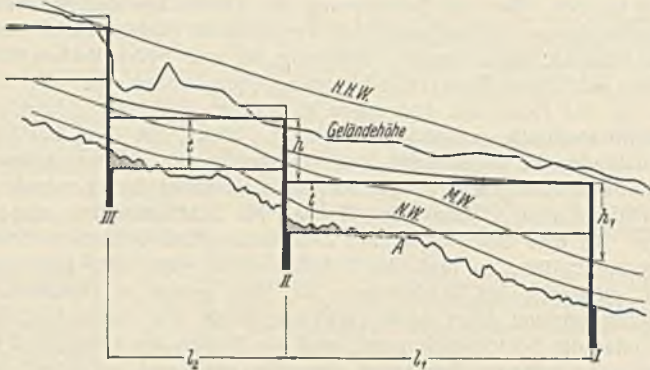


Abb. 1.
Längsschnitt einer kanalisierten Flußstrecke.

Die wachsenden Schwierigkeiten der Wasserversorgung erfordern z. B. an der Ruhr die Wiederverwendung der Abwässer. Der Fluß muß instandgesetzt werden, durch Erhöhung der Selbstreinigungskraft und Verdünnung das ihm übergebene Abwasser so zu verarbeiten, daß es bei entsprechender Nachreinigung, z. B. durch Bodenfiltration, wieder zu einem vollwertigen, reinen Versorgungswasser wird. Dies wird durch die Anlage von Staueen erreicht, in denen die Laufzeit des Flußwassers verlängert und es in großer Fläche dem Einflusse der Luft und des Lichtes ausgesetzt wird. Die Lage der Staustufen muß also die Bildung genügend großer Staueen möglich machen. An den bis jetzt in Betrieb genommenen zwei Staueen der Ruhr sind ferner drei Laufwerke zur Ausnutzung der Wasserkraft eingebaut. An einem See, dem Hengstey-See, ist ferner ein Pumpspeicherwerk errichtet, und die Seen werden von der Bevölkerung eifrig als Sport- und Badegelegenheit benutzt. Das Bestreben der Stadt Stuttgart, die Haltung der Staustufe Münster der Neckarkanalisation unterhalb Stuttgart zu einem See für den Bade- und Rudersport zu erweitern, war für die Lage des Wehres und die Zahl der flußabwärts anschließenden Staustufen ausschlaggebend.

Bei der Einteilung der Stufen wird das Fließgefälle der Haltungen vernachlässigt und, nachdem die Stauhöhe h im wesentlichen durch die landeskulturellen Bedingungen eingegrenzt ist, die Stauweite l nur nach dem hydrostatischen Stau berechnet. Besonders geeignet für eine Kanalisierung sind Flußstrecken mit geringen Gefällen in tief eingeschnittenen Tälern. Hier läßt sich das Gefälle ohne unzulässige Beeinträchtigung der Ländereien durch lange Haltungen und eine geringe Zahl von Stufen mit großen Stauhöhen überwinden. Bei dem meist vorhandenen ungleichmäßigen Gefälle des ungestauten Wasserspiegels und der Flußsohle in einer längeren Kanalisierungsstrecke wird man daher eine Stufe so legen, daß die Strecken mit stärkerem Gefälle am Anfang, jene mit schwächerem Gefälle am Ende der Haltung liegen. Für die Lage der Staustufe II in Abb. 1 ist dieser Grundsatz maßgebend. Hierbei wurde die Haltung der Staustufe I dadurch verlängert, daß man von dem Punkte A an, von dem flußaufwärts die notwendige Fahrwassertiefe t unterschritten würde, die Sohle durch Baggerung vertieft. Die Ausdehnung dieser Baggerungen ist begrenzt durch die entstehenden Kosten, die namentlich bei felsiger Sohle sehr erheblich sind, und durch die Gefahr unzulässiger Senkungen des Niedrigwasserspiegels. Sie können sich dauernd schädlich auf den Grundwasserstand und vorübergehend — während des Baues und bei aufgehobenem Stau — nachteilig auf eine schon bestehende und aufrechterhaltende Schifffahrtmöglichkeit auswirken. Diesen Nachteilen steht der große Vorteil gegenüber, daß durch die Baggerungen der höchste Hochwasserspiegel oft nicht unwesentlich gesenkt werden kann. Bei der Haltung der Stufe II erreichen die Baggerungen augenscheinlich ein ungewöhnliches Maß. Die Stufe III mußte jedoch wegen des tiefliegenden Geländes möglichst weit flußaufwärts verschoben werden. Nur beschränkt zulässig sind Baggerungen zur Verlängerung der Haltungen bei stark geschlebeführenden Flüssen, weil hier das Hochwasser, bei dem die Wehröffnungen freigegeben sind, die gebaggerte Schifffahrtstrinne durch

Sinkstoffe und Geschiebe wieder auffüllt. Die dann nach jedem Hochwasser notwendigen Baggerungen verursachen nicht nur außerordentliche Kosten, die dauernden Entnahmen können sich auch auf den Geschlebehaushalt eines Flusses durch die Förderung einer vorhandenen Vertiefungstendenz sehr ungünstig auswirken und besonders am Ende einer Kanalisierungsstrecke unzulässige Sohlenvertiefungen infolge Fehlens einer genügenden Geschlebezufuhr hervorrufen.

3. Linienführung.

Für die Linienführung der Kanalisierung bestehen durch die Gegebenheiten der Flußtäler starke Einschränkungen. Im allgemeinen wird man versuchen, die Schifffahrtstraße im Flusse selbst zu belassen, und sie nur in unbedingt notwendigen Fällen in die teureren Seitenkanäle verlegen, die bei Ausnutzung der Wasserkraft gleichzeitig der Zuleitung des Kraftwassers dienen können. Ausschlaggebend für diese Entscheidung ist neben der Höhenlage der Ufer und der Ländereien vielfach die Beschaffenheit des Untergrundes und, bei den unteren Strecken von Nebenflüssen, die Gefahr von Eisversetzungen durch den Rückstau des Vorfluters. Auch wenn der Fluß stark ausholende lange Schleifen mit für die Schifffahrt unzulässigen Halbmessern aufweist, kann eine Umgehung durch Seitenkanäle notwendig werden, wodurch sich vielfach die Stufenzahl einschränken läßt und der Schifffahrt durch die Abkürzung Ersatz für die durch die Schleusung verlorene Zeit geboten werden kann. Im Flusse soll, wenn nicht zwingende örtliche Gründe dagegen sprechen, eine Stufe nur in geraden oder schwach gekrümmten Flußstrecken angelegt werden. Starke Krümmungen des freien Flusses von größerer Länge sind abzufachen, oder die Stufe ist so anzuordnen, daß die Krümmung noch in tiefes, langsam fließendes Wasser zu liegen kommt.

4. Ausbildung der Querschnitte.

Im allgemeinen wird man sich an die vorhandenen Querschnitte des freien Flusses halten, wenn ihre Breite den Anforderungen des Schiffsverkehrs genügt. Oberhalb der Wehre wird eine Änderung meist nur dann notwendig sein, wenn durch das Wehr eine Schifffahrtstrinne hindurchführt, in der bei gelegtem Stau, geringen Abflußmengen und einem entsprechend tief liegenden Wehrboden eine bestimmte Fahrwassertiefe vorhanden sein muß. Die Querschnitte flußaufwärts vom oberen Vorhafen bedürfen gleichfalls einer besonderen Ausbildung, wenn die Schleuse ohne Stau und schon während des Baues benutzt werden soll. Unterhalb der Wehre ist meist schon durch die notwendige Baggerung eine Umgestaltung der Querschnitte notwendig und auch zweckmäßig, um die Fließgeschwindigkeiten im oberen Teil der Haltungen möglichst zu verkleinern. Als Querschnittsform empfiehlt sich die einfache Trapezform. Die Neigung der Böschungen hängt von der Beschaffenheit der Sohle ab. Man wird sie so flach wie wirtschaftlich vertretbar, im allgemeinen zwischen 1:2 bis 1:4 wählen.

5. Hochwasserabfluß.

Bei gelegtem Stau, wenn der Fluß wieder frei abfließt, muß dem Hochwasser durch die Lage der Staustufe und die Ausbildung der Bauteile wie auch der oben und unten anschließenden freien Flußstrecke ein glatter Abfluß gesichert sein. Wenn es irgend erreichbar ist, sollte Hochwasser nicht durch die Schleusen geleitet werden. Hierzu ist mindestens das Schleusenoberhaupt, besser die ganze Schleusenplattform hochwasserfrei zu legen. Die Wehranlage ist grundsätzlich so auszubilden, daß die Öffnungen bei plötzlich eintretendem Hochwasser schnell und durchaus sicher auf ihre ganze Breite freigegeben werden können. Die Verschlüsse sind dabei vollständig aus dem Abflußquerschnitt bis zu einer Höhe von mindestens 0,30 m über dem höchsten bekannten Hochwasser herauszunehmen. Ein schädlicher Aufstau der Hochwasser durch die Einbauten muß vermieden werden, vielmehr ist durch die gesamte Anlage eine Senkung des Hochwasserspiegels anzustreben.

6. Vor- und Nachteile von Flußkanalisierungen.

Der größte Vorteil einer Flußkanalisierung für die Schifffahrt ist die nahezu vollständige Unabhängigkeit des Schifffahrtbetriebes von der vorhandenen Wassermenge, da der hydrostatische Wasserspiegel bei dichten Wehren so lange gehalten werden kann, als der Zufluß den Verbrauch durch die Schleusen, Fischpässe und Floßgassen und den Verlust an Verdunstung und Versickerung deckt. Der große Querschnitt erleichtert und verbilligt den Betrieb, und die geringe Fließgeschwindigkeit erfordert für die Bergfahrt Schlepper von nur wesentlich stärkeren Maschinen als für die Talfahrt. Diesen Vorteilen stehen der erhebliche Nachteil hoher Anlage- und Unterhaltungskosten und der Verlust an treibender Kraft bei der Talfahrt sowie die Einbuße an Zeit durch die Schleusungen gegenüber. Der Zeitverlust durch eine Schleusung entspricht bei jedem Stauwerk einer Wegstrecke von 2 bis 8 km, im Mittel 5 km. Er kann durch geeignete Linienführung in Seitenkanälen vielfach stark vermindert werden. Der Gefahr, daß bei Hochwasser oder Elsgang die beweglichen Wehrteile nicht rechtzeitig genug entfernt werden könnten und dadurch Schäden

für Kulturland und Ortschaften entstehen würden, beugt eine sorgfältige Ausbildung der Wehrverschlüsse vor.

Als besonderer Vorteil der Kanalisierung ist die Möglichkeit der Wasserkraftausnutzung einzuschätzen. Sie kann in besonders günstigen Fällen überhaupt der Anlaß für den Ausbau des Flusses sein und dadurch die Schiffbarmachung vorbereiten und erheblich zur Finanzierung der Großschiffahrtstraße beitragen.

Für die Landeskultur bedeutet eine Kanalisierung stets einen Eingriff in bestehende Verhältnisse. Es ist aber durchaus möglich, durch umfassende und vor allem rechtzeitig getroffene Maßnahmen die Einwirkungen unter Beachtung der Interessen des gesamten Unternehmens auf ein erträgliches Maß zurückzuschrauben. Am einschneidendsten wirkt die Veränderung der freien Wasserspiegel durch den Stau auf die Grundwasserverhältnisse, und hier hat es sich bei der Kanalisierung der Oder gezeigt, daß der Einfluß auf die Grundwasserstände in der sehr breiten Talniederung wesentlich weiter reichte, als ursprünglich angenommen wurde¹⁾. Der aus einer 2 bis 3 m dicken Schicht Auenlehm bestehende Niederungsboden besitzt sehr große Kapillarkraft. Vor der Kanalisierung wirkte der darunterliegende Sandboden als natürliche Drainage. Mit dem Anheben des Grundwassers bis zur Unterkante der Lehmschicht hörte diese natürliche Entwässerung auf, es traten umfangreiche Verwässerungen der Flußniederung ein. In trockenen Jahren war die Anfeuchtung des Bodens von unten für die Landwirtschaft erwünscht. Da die Pflanzen in heißen Sommern aber bis zu 2 cm Wasserschicht täglich verdunsten, wird mit der Hebung des Grundwasserspiegels und der damit verbundenen Verbreiterung des unter dem Einfluß der Oder stehenden Niederungstreifens mehr Wasser als zuvor verdunstet, und die Niedrigwasserführung der Oder, die für die Schiffahrt erforderlich ist, wird erheblich geschmälert. Die mittlere Niedrigwassermenge der Oder bei Breslau ist seit der Kanalisierung um 16 m³/sek, das sind 30%, gesunken. 80 km unterhalb Breslau, wo sich das Flußbett der Oder ständig vertieft, ist dagegen eine Zunahme der Niedrigwasserführung feststellbar, weil das Grundwasser bereits unter die Lehmschicht gesunken ist.

Der Gefahr der Durchnässung und Versumpfung des zurückliegenden, landwirtschaftlich genutzten Geländes wird durch Entwässerungsgräben vorgebeugt, die in das Unterwasser ausmünden, nötigenfalls in Verbindung mit Dränagen oder durch Auffüllung der zu tief liegenden Flächen je nach Bodenart und Bebauung auf 0,70 bis 1,00 m über dem hydraulischen Stau des Mittelwassers. Genügen hierfür die beim Bau gewonnenen Abtragmassen nicht oder sind sie ihrer Beschaffenheit wegen nicht verwendbar, so kann der Boden durch den Abtrag zu hoch gelegener Flächen gewonnen werden, die damit überhaupt erst in die richtige Lage zum Grundwasserspiegel gebracht werden. Wertvoll ist hierbei auch die Einlebung großer Flächen für die Bewirtschaftung mit neuzeitlichen landwirtschaftlichen Maschinen. Vielfach bietet sich Gelegenheit, Altarme oder wegen ständig drohender Überflutung brachliegendes Ödland mit den Aushubmassen aufzufüllen und der landwirtschaftlichen Benutzung und Wohnsiedlung zuzuführen. Die Hebung des Grundwasserstandes wirkt sich bei Flächen, die bei ungestauten niederen Wasserständen unter starker Trockenheit leiden, vorteilhaft aus. Kann das Gelände mit wirtschaftlichen Mitteln nicht aufgefüllt werden, so bleibt nur Ankauf oder Entschädigung durch das Kanalisierungsunternehmen übrig. Trockenschäden können durch Absenkung des Grundwasserspiegels bei Durchstichen, unterhalb der Wehre und infolge von Sohlenbaggerungen in den oberen Teilen oder Haltungen entstehen. Sie lassen sich durch Bewässerungsanlagen beseitigen. Die Kanalisierung bietet in vielen Fällen überhaupt erst die Möglichkeit, schon vorher unter Trockenheit leidende Flächen durch Entnahme des Wassers aus dem OW der Staustufe und Zuleitung mit natürlichem Gefälle zu bewässern. Ist mit der Kanalisierung eines Flusses gleichzeitig die Ausnutzung der Wasserkraft verbunden, so geht das Bewässerungswasser der Kraftausnutzung verloren. Es wird aber bei den Planungen stets zu untersuchen sein, ob die gleiche Wassermenge durch Erzeugung elektrischer Energie einen größeren volkswirtschaftlichen Wert schafft als durch Ertragsteigerung des Bodens mittels Bewässerung. Unter Ausnutzung der an der Staustufe gewonnenen Wasserkraft kann das Bewässerungswasser auch künstlich aus der Stauhaltung gefördert werden, wenn das vorhandene Gefälle zu einer natürlichen Bewässerung nicht ausreicht, so daß in diesem Falle neben der Bewässerung durch Gräben auch die wirtschaftliche Verwendung von neuzeitlichen Beregnungsanlagen möglich ist und die landwirtschaftliche Nutzung einer höheren Form zugeführt werden kann. Bei längeren Durchstichen, die auch Kraftwasser ableiten, ist durch die nahezu vollständige Trockenlegung des alten Flußschlauches oft eine für die Vegetation sehr empfindliche Absenkung des Grundwassers zu befürchten. Zur Vermeidung von Trockenschäden kann es in diesen Fällen vorteilhaft sein, am unteren Ende der abgeschnittenen Flußschleifen sogenannte Landeskulturwehre einzubauen, wodurch nicht allein der Grundwasserstand gehalten, sondern — wenigstens

¹⁾ Fabian, „Die obere und mittlere Oder als Schiffahrtstraße“, Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 1925, S. 47.

unmittelbar am Wehr — in eine für die Vegetation günstige Lage gebracht werden kann und der Kraftnutzung das andernfalls für eine Bewässerung notwendige Kraftwasser erhalten bleibt. Die Landeskulturwehre werden lediglich in den Vegetationsmonaten April bis Oktober aufgerichtet, während in der übrigen Jahreszeit der Stau entfernt wird. Da sie dem Hochwasser und Eisgang nicht ausgesetzt sind, können sie von einfacher Bauart sein.

Die Umgestaltung eines Flusses durch seine Kanalisierung wirkt sich nicht allein mechanisch durch die Änderung der Ufer, der Breite, des Gefälles und die Regelung der Wassertiefe und Wasserführung aus, sie ändert auch die biologischen Grundlagen des Gewässers und damit auch die fischereilichen Verhältnisse²⁾. Diese Änderungen müssen nicht von vornherein eine Verschlechterung bedeuten. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß sich in den Haltungen eine äußerst reiche Kleintierwelt entwickelt, die den Fischen günstige Ernährungsmöglichkeiten bietet. Sagen diese Lebensbedingungen gerade den Fischarten zu, die in der betreffenden Flußstrecke heimisch waren und werden nicht andere wirtschaftlich wertvolle Fischarten gleichzeitig verdrängt, so kann von einer Schädigung der Fischproduktion nicht gesprochen werden. Unter günstigen Verhältnissen wird sogar eine erhebliche Steigerung möglich sein. Die Unterbrechung des freien Flusses und der Aufstiegmöglichkeit für die Wanderfische durch den Einbau des Wehres wurde noch bis vor wenigen Jahren als die schwerste Benachteiligung der Fischerei und die zur Milderung des Schadens eingebauten Fischpässe als vollkommen ungenügend angesehen. Systematische Beobachtungen an Fischpässen verschiedener Bauart der Oberrheinkraftwerke, der Neckar- und Mainkanalisierungen sowie der Kachletstufe in der Donau haben aber den Nachweis erbracht, daß nahezu sämtliche in unseren Gewässern heimischen Fischarten, vor allem die als Wanderer in Betracht kommenden, hydraulisch richtig konstruierte Fischpässe auch bei größeren Stauhöhen spielend überwinden. Verständnisvolle Zusammenarbeit des Ingenieurs mit dem Fischereisachverständigen wird hier Fehlschläge am besten vermeiden lassen.

7. Einwirkung der Kanalisierung auf die Ausbildung des Längsschnittes der Sohle.

In Flüssen mit felsigem Untergrund, der nur durch eine verhältnismäßig dünne Schicht von Geröll und Geschiebe überlagert ist, wird die Veränderung des Gleichgewichtszustandes der Sohle durch den Einbau einer zusammenhängenden Kanalisierungstafel nur unwesentlich sein und nach geringfügigen Umlagerungen der Geschiebmassen im allgemeinen als beendet angesehen werden können. Auch Hochwasser wird, abgesehen von Verschlammungen der Oberkanäle der Schleusen und Kraftwerke, keine einschneidenden, für den Bestand der Bauwerke zu beachtenden Sohlentauftragungen hervorrufen. Anders dagegen in geschiebeführenden Flüssen. Hier wird durch die Errichtung der Staustufen die frühere durchgehende Geschiebeführung unterbrochen. In der obersten Haltung lagern sich das aus dem freien Fluß kommende Geschiebe und besonders die gröberen Teile ab, und es gelangen in geringer Menge nur die leichteren Teile in die anschließenden Haltungen. Während des Staus kommen somit die im freien Fluß an sich geschiebeführenden Abflußmengen unbelastet in die oberen Strecken der Haltungen, sättigen sich hier mit Geschiebe und lagern es innerhalb der Haltung in der unteren, schleppkraftarmen Strecke wieder ab. Es entsteht allmählich ein geringeres Sohlengefälle und ein Ausgleich: Oberhalb des Wehres erhöht sich die Sohle, unterhalb tieft sie sich ein, bis die für die Geschiebebewegung maßgebende kritische Profilschwindigkeit nicht mehr überschritten wird. In dieser Weise hat sich, wie aus Abb. 2 hervorgeht, die Sohle der kanalisierten Oder zwischen Cosel und der Neißemündung zwischen den Jahren 1891 — vor der Kanalisierung — und 1928 verändert.³⁾ Die bei gelegten Stauen und Hochwasser durchgehende Geschiebebewegung vermag diese Treppen an den Wehren nicht dauernd auszugleichen. Sie führt meist nur eine Verschüttung der Fahrwasserinne und eine Versandung des Wehrbodens auf der einbuchtenden Seite herbei. Man kann der Austiefung und Aufhöhung durch entsprechende Veränderung des Abflußquerschnittes entgegenwirken und sie zu mildern versuchen. Eine unverminderte Geschiebedurchfuhr wird aber nicht zu erreichen sein.

In der an die unterste Haltung anschließenden freien Flußstrecke wird sich das Fehlen der Geschiebezufuhr durch Austiefung der Flußsohle am stärksten bemerkbar machen. Der Vorgang ist der gleiche wie in der oberen Strecke der Haltungen, nur wird das Geschiebe nicht mehr abgelagert, sondern flußabwärts verfrachtet. Hat sich das Gefälle und die Schleppkraft unmittelbar unterhalb des Wehres genügend verringert, so nimmt der ungesättigte Fluß sein Geschiebe weiter flußabwärts auf, die Vertiefung pflanzt sich talwärts fort. Diese Erscheinungen, allerdings vermehrt durch andere Einflüsse, traten unterhalb des Wehres an der

²⁾ Hinterleitner, „Die Binnenfischerei im Rahmen der neuzeitlichen Wasserwirtschaft“, DWV 1932, Heft 2.

³⁾ Fabian, Bericht 13 zur 2. Frage der I. Abt. (Binnenschiffahrt) des XV. int. Schiffahrtkongresses, Venedig 1931.

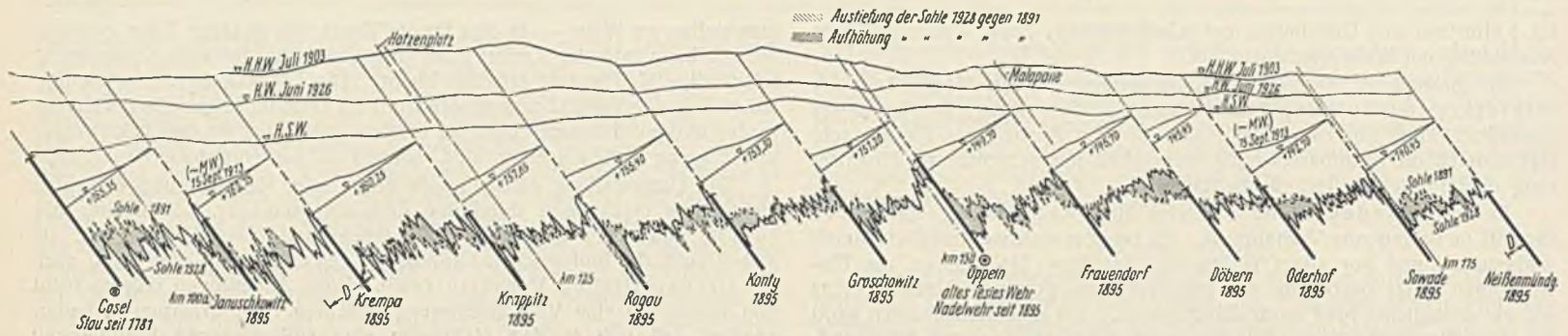


Abb. 2. Umbildung der Sohle der Oder zwischen Cosel und der Neißemündung durch die Kanalisierung.

Neißemündung und treten unterhalb der letzten Stufe Ransern der Oderkanalisierung auf. Es wird hier versucht, die Sohle durch eine dünne Schotterlage — entweder durchgehend oder in einzelnen Schwellen — gegen weitere Austiefung zu schützen. Für die Bauwerke der Staustufen ergibt sich die Notwendigkeit, die Wehrschwelle nicht höher als die vorhandene Flußsohle zu legen und bei den Gründungen und der Höhenlage der Schleusendempel etwaige Absenkungen der Sohle zu berücksichtigen.

8. Schifffahrt und Wasserkraftnutzung.

Die Stau- und Abflußregelung an einem ganz oder teilweise kanalisierten Fluß bringt große Interessenkonflikte zwischen dem Schifffahrt- und Kraftwerkbetrieb mit sich. Wo die Schifffahrt der Hauptzweck ist, muß sich die Wasserkraftnutzung mancherlei Einschränkungen gefallen lassen. Jede Schleusung beeinflußt sie; sie kann nicht beliebig abmahlen, damit in der Haltung die Fahrwassertiefe nicht unterschritten wird; sie darf nicht Wasser ansammeln, um nicht den Wasserhaushalt der unteren Haltung ungünstig zu beeinflussen; sie muß beschränkt werden auf den natürlichen Zulauf und das hierzu gehörige Gefälle. Auch dort, wo in regulierten Flüssen nur vereinzelte Staustufen vorhanden sind, die Schifffahrt im übrigen aber den freien Fluß benutzt, kann eine unstetige Abflußregelung bei niedrigen Wasserständen auf lange Strecken unterhalb der Stufe die Fahrwassertiefe verkleinern. Voraussetzung für eine der Schifffahrt unschädliche Stauregelung ist das Arbeiten des Kraftwerks auf eine die Leistungsunterschiede im Tag- und Nachtbetrieb, wie im Jahresbetrieb ausgleichende Sammelschiene eines großen Versorgungsnetzes. Dann bietet auch die für beide Nutzungsarten zuträglichste Stauregelung mit konstantem Oberwasser keine unüberwindlichen Schwierigkeiten.

Erleichtert wird die rationelle Kraftausnutzung außer durch die dichten Wehrverschlüsse durch eine zweckmäßige Ausbildung der Bauwerke für den Schifffahrtbetrieb: Ersparnis an Schleusungswasser durch senkrechte Kammerwände, Mittelhäupter für die Einzelfahrer, besondere Bootschleusen für Motorboote und Bootschleppen für den Sportverkehr. Wegfall der Floßgassen. Die Strömung nach dem Kraftwerk und der Abfluß fordert eine sorgfältige Ausbildung der Schleusenvorhöfen im Ober- und Unterwasser, und

im Oberwasser möglichst strömungslose Liegeplätze. Um Behinderungen der Schifffahrt durch kleine Stauschwankungen auszuschließen, empfiehlt es sich, das Sicherheitsmaß, das der Unterschied zwischen dem hydraulischen und dem hydrostatischen Stauspiegel im UW ergibt und das unmittelbar unterhalb der Stufe am größten ist, dadurch beizubehalten, daß die Sohle nicht waagrecht, sondern im Gefälle abgebagert wird (Abb. 1). Ebenso kann es, sofern sich die Verteuerung der Anlage in erträglichen Grenzen hält, zweckmäßig sein, die Nutztiefe der Schleusen zu vergrößern.

In der Leitung der Stau- und Abflußregelung soll der für die Schifffahrt verantwortliche Teil führen. In besonderen Fällen, bei Hochwasser und Eis, muß die gesamte Regelung einheitlich für eine größere Kanalisierungsstrecke vorgenommen werden. Hierfür sind von den öffentlichen Netzen unabhängige Fernsprechanlagen längs des Flusses herzustellen. Bei Frost und beginnendem Eistreiben ist im Interesse der Schifffahrt zu versuchen, die Bildung von festen Eisdecken zu verhindern. Versenkbare Walzen, Schützen, Segmente und Walzen mit aufgesetzten, umlegbaren Klappen ermöglichen auch bei stärkerem Eistreiben die Abführung der Eisschollen durch eine Senkung des Oberwasserspiegels, wobei die Energieverluste des Kraftwerks in mäßigen Grenzen gehalten werden. Das Treibeis im Oberwasser muß hierzu aber genügend in Bewegung gehalten werden, sei es durch die stärkere Strömung, sei es durch Eisbrecher, damit nicht Eisstand, besonders in den Schleusenvorhöfen entsteht und dadurch, vorwiegend bei Einzelstufen, die Schifffahrt länger als im freien Fluß gesperrt wird. Besteht die Gefahr, daß sich der Rechen vor den Turbinen durch Grund- und Treibeis verstopft, so kann versucht werden, durch Unterbrechung des Kraftwerkbetriebes bei Eintritt von Frost die Bildung einer festen Eisdecke oberhalb des Turbineneinlaufs zu begünstigen. Eine Vereisung der ganzen Haltung und damit eine Verlängerung der Schifffahrtssperre soll aber verhindert werden.

Größere Ausbesserungen an den Stau- und Schifffahrtanlagen lassen sich bei gelegtem Stau am leichtesten ausführen, und zwar ohne wesentliche Behinderung der Schifffahrt, wenn sie bei günstigen Wasserständen die Schifffahrtöffnungen in den Wehren benutzen kann. Für die Energieausbeute ist die Niederlegung des Staus möglichst zu umgehen und jedenfalls zeitlich weitgehend einzuschränken. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Berechnung massiver Druckluft-Senkkasten aus Eisenbeton.

Von Dr.-Ing. Hans Graßberger, Wien.

Bei der Verwendung des Eisenbetons für die Herstellung von Senkkasten sind zwei verschiedene Ausführungsformen zu unterscheiden.

Bei der einen, der aufgelösten Bauweise, setzt sich der Senkkasten aus dünnen Platten und Trägern zusammen. Sie kommt in Betracht, wenn auf geringes Gewicht Wert gelegt wird; wenn also der Senkkasten von einem Gerüst aus durch freies Wasser abgesehen werden soll, wenn er schwimmend an die Baustelle zu befördern ist, und in ähnlichen Fällen. Aus ausführungstechnischen Gründen ist diese Form auch bei besonders großen Abmessungen die gegebene.

Sind dagegen die Abmessungen nicht allzu groß und kann der Senkkasten auf fester Unterlage hergestellt werden, sei es auf gewachsenem Boden, sei es auf künstlicher Anschüttung, so kann die Konstruktion massiv gehalten werden. Gegenstand der folgenden Arbeit ist die Berechnung solcher massiver Eisenbeton-Senkasten. Vorausgesetzt wird, daß der Grundriß ein längliches Rechteck ist, was in der Regel der Fall ist.

1. Beanspruchung in der Querrichtung.

Die Festigkeitsberechnung in der Querrichtung hat sich auf zwei Teile zu erstrecken, auf die Decke und auf die Konsolen. Die zunächst zu erörternde Berechnung der Deckenquerbewehrung ist ein ziemlich verwickeltes Problem, das in der Praxis bisher nach gewissen Faustregeln behandelt wird. Im folgenden wird dafür eine neue und statisch einwandfreie Lösung gegeben.

Bevor mit dem Aufbringen der Aufmauerung begonnen wird, hat die Kastendecke nur ihr Eigengewicht zu tragen. Ihre Bewehrung erhält

dadurch eine Anfangsspannung. Gleichzeitig mit dem Absenken wird sodann die Aufmauerung allmählich aufgebracht. Jede neu hinzukommende Schicht erhöht das Gewicht und liefert zur Anfangsspannung in der Deckenquerbewehrung einen Zuwachs.

Zuerst trägt die eigentliche Decke allein das zusätzliche Gewicht. Dies bleibt so, bis der Beton unmittelbar darüber zu erhärten beginnt. Wie groß die Belastung in diesem Zustande ist, hängt einerseits vom täglichen Arbeitsfortschritt ab, andererseits von der Erhärtungsdauer des Aufmauerungsbetons. Man kann annehmen, daß er jeweils nach drei Tagen mitzutragen beginnt¹⁾.

Von nun an ist die Decke kein selbständiger Bauteil mehr. Der weitere Gewichtszuwachs wird von einer Platte aufgenommen, deren Dicke sich fortdauernd vergrößert und schließlich so groß wird, daß die Bewehrung nicht mehr wie die einer Eisenbetonplatte rechnerisch behandelt werden darf.

Der für die Spannungsberechnung in diesem späteren Zustande in Betracht kommende Querschnitt ist in Abb. 1 voll schraffiert gezeichnet. $\mathcal{L}G$ bedeutet die Belastung durch eine neu aufgebraute Betonschicht. Es handelt sich nun darum, den hierdurch entstehenden Zuwachs der Eisenzugkraft zu finden. Der hier vorliegende ebene Spannungszustand bietet der rechnerischen Behandlung außerordentliche Schwierigkeiten. Dies erklärt die vielfachen Versuche, der Frage durch Näherungsverfahren

¹⁾ In einer Arbeit, die die Berechnung von Senkkasten aufgelöster Bauweise zum Gegenstande hat, empfiehlt auch Schultze diese Annahme, vgl. B. u. E. 1921, S. 166.

beizukommen²⁾. Der Verfasser schlägt im folgenden eine Berechnungsweise vor, die sich auf Modellversuche stützt.

Diese Versuche³⁾ wurden an Gummimodellen angestellt, also an Körpern aus homogenem Material. Abb. 2 zeigt einige dabei erhaltene charakteristische Spannungskurven. Dargestellt ist überall der Spannungsverlauf in einem senkrechten, in der Mitte geführten Schnitt, der den Größtwert der Spannungen ergibt.

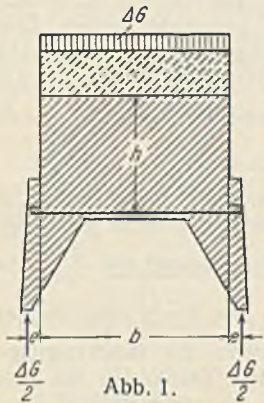


Abb. 1.

Für die Größe der inneren Kraft Z wurden aus den Versuchen empirische Formeln abgeleitet. Für eine Belastung entsprechend der linken Hälfte der Abb. 2, also eine gleichmäßig verteilte Auflast am oberen Rande, der von zwei Gegenkräften in den unteren Ecken das Gleichgewicht gehalten wird, ergab sich:

$$(1a) \quad \frac{Z}{Q} = \frac{3}{16} \cdot F\left(\frac{h}{b}\right).$$

Für eine Belastung entsprechend der rechten Hälfte der Abb. 2, also an den beiden unteren Ecken je ein Einspannmoment, ergab sich:

$$(1b) \quad \frac{Z}{M} = \frac{3}{2b} \cdot F\left(\frac{h}{b}\right).$$

Zur Abkürzung ist hier und im folgenden gesetzt

$$F\left(\frac{h}{b}\right) = \frac{b}{h} \sqrt[6]{1 + 2,54 \left(\frac{h}{b}\right)^6}.$$

Diese für homogenes Material geltenden Beziehungen können leicht so umgeformt werden, daß sie mit genügender Näherung für Eisenbeton gelten.

Der Hebelarm der inneren Kräfte ist bekanntlich beim homogenen Rechteckbalken gleich $\frac{2}{3} \cdot h$, beim Eisenbetonbalken dagegen gleich φh , wobei φ nur innerhalb enger Grenzen schwankt und im Mittel mit 0,9 angenommen werden darf. Die inneren Kräfte verhalten sich bei gleichem Biegemoment umgekehrt wie ihre Hebelarme; es verhält sich also die Eisenzugkraft im Eisenbetonbalken zur inneren Kraft im gleich hohen und gleich beanspruchten homogenen Rechteckbalken wie $\frac{2}{3}$ zu φ oder ungefähr wie 3 : 4.

Ähnlich liegt die Sache in unserem Falle. Der in Frage stehende Querschnitt ist nichts weiter als ein übermäßig hoher Balken. Die Eisenzugkraft darf genügend genau zu 0,75 der inneren Kraft im entsprechend hohen homogenen Körper angenommen werden. Damit ergeben sich aus Gl. (1a) u. (1b) die für Eisenbeton geltenden Beziehungen:

$$(2a) \quad \frac{Z_e}{Q} = 0,14 F\left(\frac{h}{b}\right)$$

$$(2b) \quad \frac{Z_e}{M} = \frac{1,12}{b} \cdot F\left(\frac{h}{b}\right).$$

Die Belastung nach Abb. 1 läßt sich ersetzt denken durch eine Belastung mit ΔG , mit Auflagerkräften im gegenseitigen Abstände b , und ein Einspannmoment an jedem Konsol im Betrage von $M = \frac{\Delta G e}{2}$. Die Anwendung der Gl. (2a) u. (2b) ergibt also:

$$(3) \quad \Delta Z_e = 0,14 \Delta G \left(1 + \frac{4e}{b}\right) F\left(\frac{h}{b}\right).$$

²⁾ Vgl. u. a. Durel, Gén. Civ. 1883, T. IV, und Swoboda, B. u. E. 1919, S. 213, sowie Schoklitsch, Der Wasserbau, Wien 1930, Bd. II, S. 707.

³⁾ Z. d. OclAV 1932, H. 25/26 u. 29/30.

Im allgemeinen darf man voraussetzen, daß das Absinken gleichmäßig geschieht und daß die Aufmauerung im gleichen Zeitmaße mit der Absenkung aufgebracht wird. Unter dieser Voraussetzung wird der Zuwachs der Belastung proportional dem Zuwachs der Höhe. Mit Einführung einer Konstante c kann dann geschrieben werden:

$$dG = c d h.$$

Setzt man dies an Stelle von ΔG in Gl. (3) ein und integriert, so bekommt man als Zuwachs der Eisenzugkraft bei Zunahme des h von h_1 auf h_2

$$Z_{e2} - Z_{e1} = 0,14 c (b + 4e) \int_{x=\frac{h_1}{b}}^{x=\frac{h_2}{b}} F(x) dx.$$

Für die Anwendung ist es am bequemsten, das bestimmte Integral als Differenz zweier bestimmter Integrale $\psi(x)$ mit konstanter unterer Grenze, die willkürlich gewählt werden kann, darzustellen. Für diese Funktion $\psi(x)$ wird nachstehend eine Zahlentafel gebracht; als willkürlich wählbare untere Grenze wurde bei ihrer Aufstellung $x=0,10$ angenommen.

Tafel der Funktion $\psi(x)$.

x	$\psi(x)$	x	$\psi(x)$	x	$\psi(x)$
0,10	0,000	0,20	0,693	0,60	1,795
0,11	0,095	0,22	0,788	0,70	1,954
0,12	0,182	0,24	0,876	0,80	2,096
0,13	0,262	0,26	0,956	0,90	2,228
0,14	0,337	0,28	1,030	1,00	2,353
0,15	0,406	0,30	1,099	1,50	2,950
0,16	0,470	0,35	1,253	2,00	3,535
0,17	0,531	0,40	1,378	3,00	4,704
0,18	0,588	0,45	1,505	4,00	5,872
0,19	0,642	0,50	1,611	5,00	7,040

Mit dieser Bezeichnung ergibt sich

$$Z_{e2} - Z_{e1} = 0,14 c (b + 4e) \left[\psi\left(\frac{h_2}{b}\right) - \psi\left(\frac{h_1}{b}\right) \right].$$

In der Praxis sind fast immer Absätze in der Aufmauerung vorhanden. Bei der Rechnung muß beachtet werden, daß jedesmal ein sprunghafter Wechsel der Konstanten c eintritt, wenn die Aufmauerung bei einem Absatz angelangt ist oder wenn ein solcher ins Wasser eintaucht und dadurch der Auftrieb sich ändert. Wird diesem Umstande Rechnung getragen und bezeichnet ferner Z_{e1} die Eisenzugkraft in dem Zeitpunkte, zu dem die unterste Aufmauerungsschicht zu erhöhen beginnt, so erhält man für die Eisenzugkraft am Ende der Absenkung

$$(4) \quad Z_{e \max} = Z_{e1} + \sum 0,14 c (b + 4e) \left[\psi\left(\frac{h_2}{b}\right) - \psi\left(\frac{h_1}{b}\right) \right].$$

Die Konstante c ist gleich dem zweifachen, durch die Erhöhung der Aufmauerung um 1 m entstehenden Zuwachs des Schneidendruckes. Dieser ist im Betrieb naturgemäß nicht dauernd am ganzen Schneidenumfang gleich groß. Man trägt dem am besten dadurch Rechnung, daß man nur die beiden Längswände als tragend annimmt. Es empfiehlt sich, die entlastende Wirkung der Reibung zwischen dem absinkenden Fundamentkörper und dem durchfahrenen Boden nicht zu berücksichtigen und so zu rechnen, als ob das ganze Gewicht abzüglich Auftrieb von der Schneide aufgenommen würde. Die Reibung ist wohl mitunter sehr stark, doch ist sowohl ihre Größe wie ihr Angriffspunkt rechnerisch nicht genügend sicher erfassbar⁴⁾. Soweit sie im untersten Teile, also an den Außenseiten des eigentlichen Senkkastens, angreift, hat sie übrigens die gleiche statische Wirkung wie der Schneidendruck.

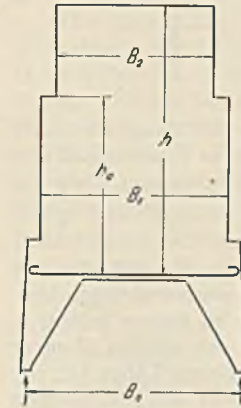


Abb. 3.

Betrachtet man den Querschnitt Abb. 3, so fragt sich, was hier als b und e in Gl. (4) einzusetzen ist, sobald die Aufmauerung die Höhe h_a überschreitet. Um hierfür einen Anhaltspunkt zu gewinnen, wurde im Zuge der obenerwähnten Modellversuche auch eine Versuchsreihe durchgeführt, bei der die Versuchskörper am oberen Rande durch eine Einzelkraft belastet waren. Hierbei stellte sich heraus, daß die Lastverteilung am oberen Rande auf die Größe von Z ohne merklichen Einfluß wird, wenn die Höhe des Rechtecks größer wird als das 1,25fache der Breite, während bis zu einem Verhältnis von Höhe zu Breite = 1 : 2 die Spannungen annähernd der gewöhnlichen Balkentheorie folgen. Auf Grund dieser Er-

⁴⁾ Die ersten gründlichen Untersuchungen über die beim Absinken auftretende Reibung dürften die Untersuchungen von Paproth sein, vgl. Bautechn. 1933, Heft 6, S. 81.

gebnisse wird empfohlen, in Gl. (4) mit den Bezeichnungen der Abb. 3 einzusetzen:

$$(5a) \quad \text{für } h_a > 1,25 B_1 \dots \begin{cases} b = B_1 \\ e = B_0 - B_1 \end{cases}$$

$$(5b) \quad \text{für } h_a < 0,5 B_1 \dots \begin{cases} b = B_2 \\ e = B_0 - B_2 \end{cases}$$

Für zwischenliegende Werte kann geradlinig interpoliert werden.

Die durch Gl. (5b) ausgesprochene Regel wurde schon früher stillschweigend vorweggenommen, indem der Vorsprung des eigentlichen Senkkastens vor die Flucht der Aufmauerung bei der Anwendung der Versuchsergebnisse, die ja an Körpern ohne diesen Vorsprung gewonnen wurden, nicht berücksichtigt wurde.

Auf die Konsolen und dadurch mittelbar auf die Decke wirken außer dem senkrechten Schneidendruck zwar noch waagerechte Kräfte: der Erd- und Wasserdruck von außen und der Luftdruck von innen. Bei der Berechnung der Beanspruchungen, die die Decke im normalen Betriebe erleidet, darf aber im allgemeinen die Wirkung dieser drei Kräfte, deren waagerechte Komponenten meist sich gegenseitig nahezu aufheben, vernachlässigt werden.

Bei den bisherigen Entwicklungen wurde stets vorausgesetzt, daß der Schneidendruck senkrecht wirkt. Gewöhnlich wird dies auch der Fall sein: die zeitweise oder stellenweise auftretenden Abweichungen von der senkrechten Richtung heben sich im Mittel auf, so daß sie für die mittelbar beanspruchte Decke ohne Belang sind.

Anders liegt der Fall bei den Konsolen. Bei der Berechnung ihrer Innenbewehrung empfiehlt es sich, eine gewisse Neigung des Schneidendruckes nach außen zu anzunehmen, etwa 1:20 bis 1:10. Derartige Neigungen können auch bei vollkommen störungsfreier Absenkung schon durch die zur Einhaltung der entwurfsmäßigen Lage notwendigen Manöver entstehen.

Außer den im normalen Betriebe sich ergebenden Beanspruchungen müssen auch die bei besonderen Vorkommnissen entstehenden Beanspruchungen untersucht werden. Als ein derartiger besonderer Belastungsfall sei das Ablassen der Druckluft bei Betriebsunterbrechungen erwähnt. Die Beanspruchung der Konsolen infolge des dabei auftretenden Außendruckes — Erd- und Wasserdruck — ist für die Außenbewehrung der Konsolen maßgebend, die im normalen Betriebe nahezu spannungslos ist.

Die Festigkeitsberechnung der Konsolen bietet übrigens nichts Besonderes; sie geschieht auf außermittigen Druck nach den für Eisenbetonkragträger gültigen Regeln.

2. Beanspruchung in der Längsrichtung.

Bei der Abschätzung der Beanspruchungen, die ein Senkkasten in der Längsrichtung erleidet, liegt die Hauptschwierigkeit in der zutreffenden Annahme der Auflagerung, die beim Ausschalen und im Beginn der Absenkung vorkommen kann. Erfahrungsgemäß treten die meisten Beschädigungen von Eisenbetonsenkkasten in diesem Stadium ein⁵⁾. Die Beanspruchung geschieht im wesentlichen auf Biegung; die unter Umständen auftretende Verdrehung spielt bei dem massigen Querschnitt meist keine Rolle.

Gegenüber positiven Biegemomenten verhält sich der Kastenquerschnitt wie ein Rippenbalken (Abb. 4 links). Die Eisenzugspannung wird von der Schneide, die erforderlichenfalls durch Zulageisen zu verstärken ist, aufgenommen.

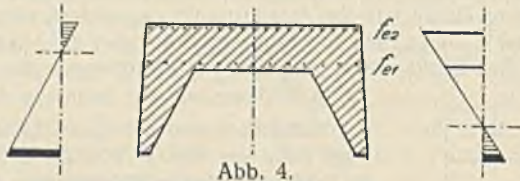


Abb. 4.

Das Verhalten gegenüber negativen Momenten wird durch die rechte Hälfte von Abb. 4 erläutert. Die Druckzone wird vom Konsolenfuß und von der Schneide gebildet, die Zugspannungen werden zum kleineren Teil von den Verteileisen f_{e1} der Deckenquerbewehrung, zum größeren Teil von den Längseisen f_{e2} aufgenommen.

Die zu erwartenden Biegemomente müssen jeweils nach den vorliegenden Verhältnissen eingeschätzt werden. Unter sonst gleichen Umständen lassen sie sich erfahrungsgemäß relativ um so kleiner halten, je länger der Senkkasten ist. Abgesehen davon wird das positive Moment um so kleiner, je schmaler der Grundriß im Verhältnis zur Länge ist; bei einem verhältnismäßig breiten Senkkasten gibt der von den Schmalseiten

aufgenommene Schneidendruck mehr aus als bei langgestreckter, schmaler Grundrißform. Außer den Abmessungen sind jedoch auf die Anforderungen, die an die Längsfestigkeit gestellt werden müssen, eine Reihe von anderen Umständen von Einfluß. Als Beispiel hierfür seien die Annahmen angeführt, die der Verfasser der Berechnung von vier großen Eisenbetonsenkkasten für das Wehr des Kraftwerkes Pernegg⁶⁾ zugrunde gelegt hat.

Jeder Senkkasten war 24 m lang und 5,05 m breit.

Einer von ihnen war mitten im Fluß innerhalb einer Larssenspundwand unter Wasserhaltung herzustellen. Der Untergrund war nicht sehr zuverlässig. Deshalb und mit Rücksicht auf die Erschwerung der Arbeit in dem engen Spundwandkasten mußte schon von vornherein mit beträchtlichen Längsbeanspruchungen beim Ausschalen gerechnet werden. Überdies mußte in hochwassergefährdeter Jahreszeit gearbeitet werden. Hier durfte nichts riskiert werden. Dieser Senkkasten erhielt deshalb eine sehr starke Längsbewehrung; das positive Moment wurde mit $\frac{gL^2}{12}$, das negative mit $\frac{gL^2}{18}$ angenommen.

Bei den drei übrigen, deren Abmessungen, wie gesagt, genau die gleichen waren, lag nichts vor, was zu besonderer Vorsicht gezwungen hätte. Bei ihrer Bemessung wurde das positive Moment mit $\frac{gL^2}{24}$, das negative mit $\frac{gL^2}{65}$ angenommen. Bei zweien von ihnen sind übrigens beim Ausschalen Querrisse entstanden. Obwohl die Beschädigungen bedeutungslos waren, würde der Verfasser diese Senkkasten mit etwas stärkerer Längsbewehrung versehen, wenn er sie ein zweites Mal auszuführen hätte.

Bei normalen Verhältnissen empfiehlt der Verfasser, die Biegemomente nach den folgenden Gleichungen anzunehmen (g = Eigengewicht des Senkkastens ohne Aufmauerung je lfdm, L = Länge, B = Breite):

$$(6a) \quad + \max M = gL^2 : \left(8 + \frac{4L}{B + 4 \text{ m}} \right),$$

$$(6b) \quad - \max M = gL^2 : \frac{100L}{L + 40 \text{ m}}$$

Wenn nicht besondere Schwierigkeiten vorliegen, wird es einem erfahrenen Bauführer stets möglich sein, eine Überschreitung dieser Momente beim Ausschalen und Abstellen zu vermeiden.

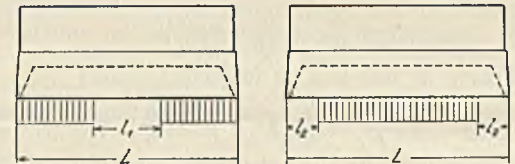


Abb. 5.

Um einen Anhaltspunkt dafür zu haben, was der Senkkasten bei der eigentlichen Absenkung aushält, empfiehlt sich, im voraus zu berechnen, welchen Auflagerbedingungen er bei verschiedenen Absenkungszuständen gewachsen ist. Es ist zweckmäßig, hierbei zwei Fälle zu untersuchen (Abb. 5).

Fall 1. Die Schneide liegt in der Mitte hohl. Das Größtmoment ergibt sich zu

$$(7a) \quad \max M = \frac{G}{8} \cdot \frac{BL + Ll_1 - l_1^2}{L + B - l_1}$$

Fall 2. Die Schmalseiten und die anschließenden Teile der Längswände liegen hohl, so daß die Kastenenden frei vorkragen. Das Größtmoment ist

$$(7b) \quad \max M = - \frac{G l_2}{4}$$

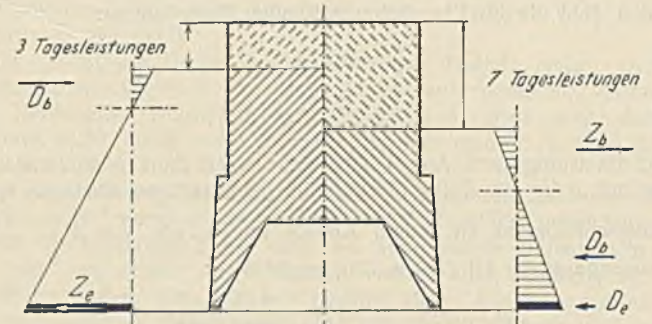


Abb. 6.

⁵⁾ Als Beispiel sei der Bericht über den Bruch von zwei 27,8 bzw. 33 m langen Eisenbeton-Senkkasten beim Bau des Wehres Oberföhring angeführt; vgl. Veröffentlichungen der Mittlere Isar-AG, München 1926, Heft 3, S. 18.

⁶⁾ Über diese Anlage vgl. Grengg, Ww. 1930, S. 17 ff. Einiges über diese Senkkasten wird auch von Schoklitsch mitgeteilt, vgl. a. a. O., S. 708 ff.

Aus diesen Gleichungen lassen sich die gesuchten Werte l_1 und l_2 ermitteln. G bezeichnet das Gesamtgewicht von Senkkasten samt Aufmauerung abzüglich Auftrieb. Fall 1 ergibt ein positives, Fall 2 ein negatives Biegemoment; dementsprechend ist in Gl. (7a) das positive, in Gl. (7b) das negative Tragmoment einzusetzen. Das erstere ergibt sich wieder ähnlich wie bei einem Rippenbalken (Abb. 6 links). Wie bei der Berechnung der Deckenquerbewehrung kann der Aufmauerungsbeton nach dreitägiger Erhärtung als mittragend angenommen werden. Das negative Moment muß von einem auf Biegung beanspruchten reinen Betonkörper aufgenommen werden (Abb. 6 rechts). Bei guter Arbeit und nicht allzu magerer Mischung darf einem sieben Tage alten Beton unbedenklich eine Zugspannung von 3 kg/cm² zugemutet werden. Immerhin sind lange Eisenbeton-Senkkasten namentlich bei Beginn des Absenkens gegen negative Momente sehr empfindlich.

3. Beispiel.

In Abb. 7 ist ein Brückenpfeiler dargestellt, der mittels Eisenbeton-Senkkastens zu gründen ist. Die Berechnung dieses Senkkastens wird nachfolgend auszugsweise mitgeteilt.

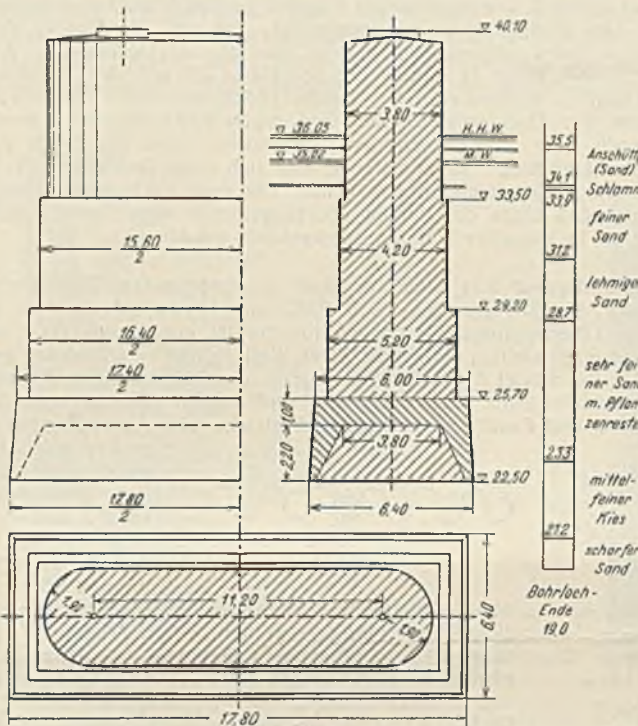


Abb. 7.

Als täglicher Fortschritt beim Absenken ist anzunehmen 40 cm/24 Std. Der aufgehende Beton soll so hoch geführt werden, daß die jeweilige Betonoberfläche 3,5 m über dem Wasserspiegel liegt. Für die Bewehrung (St 37) wurde mit folgenden zulässigen Spannungen gerechnet: Schneide und Konsolen im normalen Betriebe 1000 kg/cm², höchstens 1300 kg/cm²; Decke im normalen Betriebe 1300 kg/cm², höchstens 1600 kg/cm².

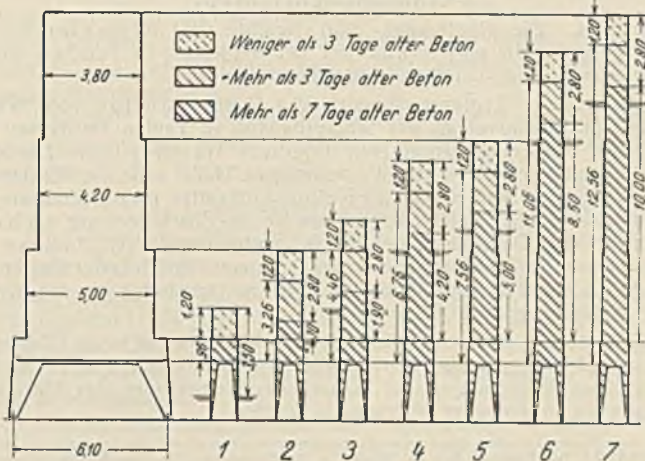


Abb. 8.

Für die Berechnung der Deckenquerbewehrung nach Gl. (4) muß zunächst der Absenkungsvorgang in Abschnitte so unterteilt werden, daß innerhalb jedes Abschnitts die Werte c , b und e konstant sind. Dies ist in Abb. 8 geschehen, die schematisch die Bauzustände zeigt, bei denen

infolge der Absätze ein Wechsel dieser Werte stattfindet. In der folgenden Tabelle sind sodann die Werte c berechnet; hierbei ist angenommen, daß nur die beiden Längswände tragen, die Zahlen der vorletzten Spalte sind also durch 17,8 dividiert.

Bauzustand	Gewicht G' in t	Auftrieb A in t	$G - G'$ t	h m	AG t	Ah m	$\frac{AG}{Ah}$ t/m	c t/m ²
1	649	102	547	0,96	187	2,30	81,4	4,6
2	1083	349	734	3,26	76	1,20	63,3	3,6
3	1257	447	810	4,46	164	2,30	71,3	4,0
4	1610	636	974	6,76	68	0,80	85,0	4,8
5	1730	688	1042	7,56	204	3,50	58,2	3,3
6	2164	918	1246	11,06	105	1,50	70,0	3,9
7	2350	999	1351	12,56				

Die Werte b und e ergeben sich wie folgt: Bauzustand 1 und 2: $b = 5,00$ m, $e = \frac{1}{2} \cdot (6,10 - 5,00) = 0,55$ m; Bauzustand 2 bis 5: mit den Bezeichnungen nach Abb. 3 ist $h_2 : B_1 = 4,46 : 5,00 = 0,89$. Es ist also zwischen Gl. (5a) u. (5b) zu interpolieren. Man erhält $b = 4,58$ m und $e = 0,76$ m. Bauzustand 5 bis 7: Der Absatz 8,76 m über der Bewehrung liegt bereits so hoch, daß er auf das Spannungsbild im unteren Teil ohne Einfluß ist; es bleibt $b = 4,58$ m und $e = 0,76$ m.

Z_{e1} in Gl. (4) ist die Eisenzugkraft im Bauzustand 1. Sie ergibt sich folgendermaßen:

Eigengewicht der Decke	$1,00 \cdot 2,4 = 2,40$ t/m ²
Aufmauerung	$1,20 \cdot 2,3 = 2,76$ "
	5,16 t/m ²
Ab Auftrieb (Luftdruck)	$0,90 \cdot 1,0 = 0,90$ "
Belastung der Decke im Bauzustand 1	4,26 t/m ²
Biegemoment $4,26 \cdot 6,10^2 : 8 = 19,8$ tm/m.	

Schätzungsweise wird angenommen $\varphi = h_0 : h = 0,9$, und man erhält in erster Annäherung $Z_{e1} = 19,8 : (0,9 \cdot 0,96) = 22,9$ t/m.

Nach diesen Vorbereitungen kann an die Auswertung der Gl. (4) geschritten werden, was in der folgenden Tabelle durchgeführt ist.

Bzstnd.	h m	b m	$b + 4e$ m	$\frac{h_1}{b}$	$\frac{h_2}{b}$	$\psi \left(\frac{h_1}{b} \right)$	$\psi \left(\frac{h_2}{b} \right)$	$\Delta \psi$	c t/m ²	ΔZ_e t/m
1	0,96									22,9
2	3,26	5,00	7,20	0,19	0,65	0,64	1,87	1,23	4,6	5,7
3	4,46	4,58	7,62	0,71	0,97	1,97	2,32	0,35	3,6	1,3
4	6,76	4,58	7,62	0,97	1,48	2,32	2,93	0,61	4,0	2,6
5	7,56	4,58	7,62	1,48	1,65	2,93	3,13	0,20	4,8	1,0
6	11,06	4,58	7,62	1,65	2,42	3,13	4,04	0,91	3,3	3,2
7	12,56	4,58	7,62	2,42	2,74	4,04	4,40	0,36	3,9	1,5
										38,2

Der erforderliche Eisenquerschnitt ergibt sich zu $38,2 : 1,3 = 29,4$ cm². Gewählt wird 8 R.-E. 22 mm Durchm. f. 1 lfdm = 30,4 cm²/lfdm.

Der in der Tabelle eingesetzte Wert für Z_{e1} kann nun richtiggestellt werden. Es ist $\mu = 30,4 : (100 \cdot 96) = 0,0032$; $\varphi = 0,912$; $Z_{e1} = 19,8 : (0,912 \cdot 0,96) = 22,6$ t/m. Die Eisenzugkraft am Ende der Absenkung ist also gleich 37,9 t/m. Die Eisenzugspannung wird damit gleich $37900 : 30,4 = 1250$ kg/cm².

Die Berechnung der Konsolen bietet nichts Besonderes. Für die Bemessung der Längsbewehrung wurden die Biegemomente nach Gl. (6a) bzw. (6b) angenommen. Die Fläche des Kastenquerschnittes beträgt 9,32 m², das Gewicht somit $9,32 \cdot 2,4 = 22,3$ t/m. Hiermit liefern die beiden Formeln $+ \max M = 476$ t/m = $gL^2 : 14,85$ und $- \max M = 229$ t/m = $gL^2 : 30,8$.

Entsprechend den Ausführungen unter 2. wurde zum Schluß das zulässige Hohlliegen der Schneide in den ersten vier auf Abb. 8 dargestellten Bauzuständen untersucht. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Bauzustand	Gewicht minus Auftrieb t	Positive Biegung		Negative Biegung	
		Tragmoment t/m	zulässig l_1 (Abb. 5) m	Tragmoment t/m	zulässig l_2 (Abb. 5) m
1	547	487	2,7	230	1,7
2	734	850	5,1	230	1,3
3	810	1040	6,2	470	2,3
4	974	1400	7,6	830	3,4

Man sieht, wie empfindlich der Senkkasten bei Beginn der Absenkung ist und wie rasch seine Widerstandsfähigkeit mit wachsender Höhe der Aufmauerung zunimmt.

Abb. 9 gibt einen Querschnitt des Senkkastens mit der Bewehrung wieder. Die Eisen der Deckenbewehrung sind zur Hälfte aufgebojen, obwohl die

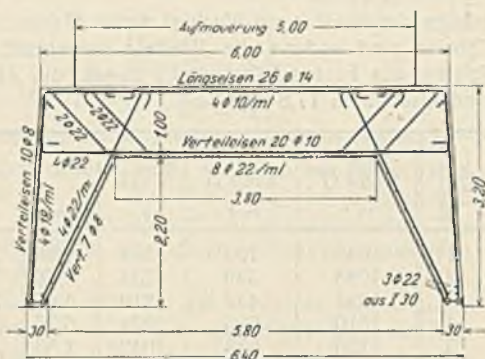


Abb. 9.

Querkräfte so gering sind, daß sie rechnungsmäßig von Beton allein genommen werden können. Die Bewehrungseisen der Konsolen tragen am unteren Ende Gewinde und sind an der entsprechend gelochten Schneide mittels Mutter und Gegenmutter angeschraubt. Bügel sind weiterhin in den Konsolen noch in der Decke erforderlich.

Die Eisengewichte betragen abgerundet:

Schneidenkonstruktion	2 500 kg = 22 kg/m ² Grundfläche
Rundeisenbewehrung:	
Schneidenzulagelsen	200 kg
Außenbewehrung der Konsolen	2100 "
Innenbewehrung der Konsolen	2200 "
Untere Deckenbewehrung	3100 "
Obere Deckenbewehrung	800 "
Gesamteisengewicht	10 900 kg = 96 kg/m² Grundfläche

Vermischtes.

Erlaß des Reichsverkehrsministers betr. Leitsätze für die Bauüberwachung im Eisenbetonbau (W 2, T 3. 69 vom 2. Mai 1933). Mit Runderlaß vom 28. Dezember 1927 — WIE II T 3 206 II — sind die vom Deutschen Betonverein herausgegebenen „Vorläufigen Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau“ bekanntgegeben worden. Ihr Inhalt ist inzwischen im wesentlichen in die neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 übernommen worden, so daß die Festsetzungen über die Bauüberwachung jetzt bei allen Bauten, für die diese „Bestimmungen“ maßgebend sind, ohne weiteres zu beachten sind. Es ist daher in diesen Fällen in Zukunft nicht mehr notwendig, die dem Deutschen Betonverein nicht angehörenden Firmen zur Beachtung dieser Leitsätze besonders zu verpflichten.

Der Deutsche Betonverein hat inzwischen unter Beachtung der neuen Eisenbetonbestimmungen und der deutschen Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement neue Leitsätze für die Bauüberwachung im Eisenbetonbau herausgegeben. Sie fassen die in diesen Bestimmungen und Normen enthaltenen Vorschriften über die auf der Baustelle auszuführenden Versuche übersichtlich zusammen und erläutern sie kurz. Zu Seite 6 dieser Leitsätze ist zu bemerken, daß der Kaltblegeversuch auf jeder Baustelle zu verlangen ist.

Da die Leitsätze ein praktisches Hilfsmittel für die Bauleitung darstellen, kann ihre Beschaffung bei Bedarf empfohlen werden. Sie sind beim Deutschen Betonverein in Oberkassel (Siegkreis) zum Preise von 0,25 RM erhältlich.

Erlaß des preußischen Finanzministers betr. Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. V 19, 6200 h/3 vom 31. August 1933. Der Deutsche Normenausschuß e. V. hat die Vorschriften über geschweißte Stahlbauten — DIN 4100 — vom Mai 1931 ergänzt und in entsprechend geänderter Form neu herausgegeben (DIN 4100 — 2. Ausgabe Juli 1933 — Vertrieb Beuth-Verlag GmbH., Berlin SW 19¹).

Die Vorschriften über geschweißte Stahlbauten setze ich hiermit unter Aufhebung des Runderlasses des Ministers für Volkswohlfahrt vom 10. Mai 1931 — II, 6200 h/10. 5. —²) für Preußen mit Wirkung vom 1. Oktober 1933 förmlich in Kraft. Die Vorschriften werden in den Regierungsamtsblättern bekanntgegeben werden und gelten damit in dieser Fassung vom 1. Oktober an als maßgebende Konstruktionsvorschriften im Sinne des § 11 der nach den Einheitsbauordnungen aufgestellten Bauordnungen. Der Runderlaß des Ministers für Volkswohlfahrt vom 18. Oktober 1931 — II, 6200 h/10. 9. —³) betr. Vorschriften für geschweißte Stahlbauten behält sinngemäß Bedeutung.

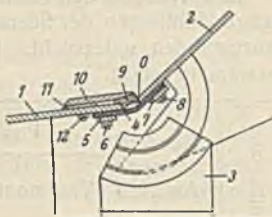
Winddruck auf Gebäude. Der Verfasser dieses in Bautechn. 1933, Heft 37, S. 509 erschienenen Aufsatzes, Prof. Dr. techn. Chr. Nøkkentved, teilt ergänzend mit, daß bei Berechnung von Fachwerken außer den für die Flächen A und B angegebenen Werten P_A und P_B noch Winddrucke auf die Flächen C und D, nämlich

$$P_C = P_D = -20$$

in Rechnung zu ziehen sind. Außerdem sind alle Flächen mit P = -60 zu berechnen. — Dabei bedeuten auch hier die Zahlenwerte Hundertteile des Staudrucks.

Patentschau.

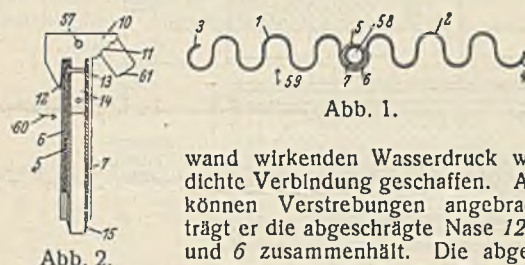
Gelenkdichtung für Aufsatzklappen von festen oder beweglichen Wehren. (Kl. 84 a, Nr. 537084 vom 7. 3. 1929 von Dr.-Ing. Ludwig Bosch in Dortmund.) Die Dichtung wird als Doppeldichtung ausgeführt, wobei das zweite Dichtungsmittel auf der Oberwasserseite des mit beiden Wehrteilen fest verbundenen Hauptdichtungsmittels liegt. 0 ist der theoretische Drehpunkt der Klappe, 1 die Stauwand des Wehrkörpers, 2 die Stauwand der



Klappe, 3 das Klappendrehlager, 4 das Dichtungsmittel, das durch Eisenbänder 5 und 7 sowie Schrauben 6 und 8 an den Stauwänden befestigt ist. 9 ist ein nachgiebiges Dichtungsmittel, das auf die Ränder der Stauwände 1 und 2 aufgepaßt ist. 10 ist eine eiserne Decklasche, die nebst einer Zwischenlage 11 durch die Schrauben 12 mit der Stauwand des Wehrkörpers verbunden ist. Beide Dichtungsmittel liegen völlig flach auf der Decklasche 10 und sind gegen Beschädigungen durch übergleitende feste Körper gesichert. Außerdem wird der Spalt zwischen beiden Stauwänden so abgedeckt, daß sich beim Aufrichten der Klappen in diesem nichts festklemmen kann. Die neue Dichtungsart bietet den Vorteil, daß eines der beiden Dichtungsmittel ohne Störung des Wehrbetriebes in einfacher Weise ausgewechselt werden kann.

Spundwand aus sich im Stoß überlappenden Wellblechtafeln. (Kl. 84 c, Nr. 556304 vom 18. 3. 1930 von Hans Syrowy in Zürich.) An der Überlappungsstelle der Wellbleche ist ein runder Pfahl als Verankerung eingetrieben, der zugleich den Wellblechen eine Drehung gestattet. Die Wellblechtafel 1 hat an den Enden die Abkröpfungen 3 und 6, die Wellblechtafel 2 die Abkröpfungen 4 und 5. Die Abkröpfungen 3 und 4 einerseits und 4 und 6 andererseits sind gleich. Die Abkröpfungen 5 und 6 greifen gelenkig ineinander, und der in der Erde gerammte runde Pfahl 7 hält die Kupplungsteile fest. Durch den in der Pfeilrichtung 59 auf die Spundwand wirkenden Wasserdruck wird bei 58 eine wasserdichte Verbindung geschaffen. Am Rammkopf 10 (Abb. 2) können Verstrebungen angebracht werden; außerdem trägt er die abgeschrägte Nase 12, die die Abkröpfungen 5 und 6 zusammenhält. Die abgetreppte Fläche 11 dient als Stütze für die in den Boden eingerammte Strebe

die den Wasserdruck in der Pfeilrichtung 60 aufnimmt, und damit erhält auch der Sicherheitspfahl 7, der bei 15 angeschärft ist, eine gute Unterstützung, wodurch auch die Kupplungsteile der Wellblechtafeln gesichert werden. Durch das Loch 57 in Rammkopf 10, der mittels eines Zapfens durch die Stifte 13 an dem Pfahl 7 befestigt ist, wird ein Rundseil gezogen, das für eine weitere Verstrebung der Spundwand und der Verbindung dient.



Personalmeldungen.

Preußen. Die Regierungs- und Bauräte (W.) Niemeier bei der Regierung in Stettin und Klaus bei der Regierung in Potsdam sind als Oberregierungs- und -bauräten ernannt worden.

Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Gustav Müller vom Wasserbauamt II in Hannover an das Wasserbauamt in Tapiau als dessen Vorstand, der Regierungsbaurat (W.) Friedrich Walther von Nordern (Wasserbauamt Norden) an das Wasserbauamt Halle a. S., der Regierungsbaurat (W.) Sader von Köslin als Kulturbaubeamter nach Dillenburg, der Regierungsbaurat (W.) Schweicher von Berlin-Charlottenburg als Kulturbaubeamter nach Düsseldorf, der Regierungsbaumeister (W.) Griese vom Wasserbauamt in Tönning an das Wasserbauamt in Kiel, der Regierungsbaurat (W.) Dörholt vom Wasserbauamt in Osnabrück an das Wasserbauamt in Meppen.

Der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Böhlmann ist unter Übernahme aus dem Reichsdienste in den preußischen Staatsdienst und unter Nennung zum Regierungsbaurat der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam überwiesen worden.

INHALT: Die Kanalisierung der Flüsse. — Die Berechnung massiver Druckluft-Senkkasten aus Eisenbeton. — Vermischtes: Erlaß des Reichsverkehrsministers betr. Leitsätze für die Bauüberwachung im Eisenbetonbau. — Erlaß des preußischen Finanzministers betr. Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. — Winddruck auf Gebäude. — Patentschau. — Personalmeldungen.

1) Heftausgabe mit Berichtigungen vom Juli 1933 im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn erschienen. Preis 0,80 RM u. 8 Rpf. Postgeld.
2) Ztrbl. d. Bauv. 1931, S. 340.
3) Ztrbl. d. Bauv. 1931, S. 672.