

Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Karl Lüders, Braunschweig.

I. Einleitung.

A. Allgemeines: Die Lage des Weges zu kennen, den das treibende Geschiebe bei seiner Wanderung talwärts in den Flußläufen einschlägt, ist für den Wasserbauingenieur wie auch für die Flußschiffahrt von Bedeutung. Der Ingenieur hat sich bei Flußregulierungen, bei Anlage von Flußhäfen usw. ein Bild von den Geschiebewegen und -ablagerungen zu machen, um danach die zweckmäßigste Lösung der ihm gestellten Aufgaben zu finden.

Die Flußschiffahrt wiederum hat insofern ein Interesse an der Kenntnis der Geschiebeverhältnisse eines Stromes, als Sandbänke und Schwellen die Schiffahrt stören oder gefährden können. Besonders sind es an den Übergängen die Schwellen, die durch ihre Lage quer durch den Fluß, durch die geringe Wassertiefe auf ihnen und bei NW durch die Querrichtung der Strömung, welche letztere alsdann dort eine große Geschwindigkeit besitzt, der Flußschiffahrt erhebliche Hindernisse entgegenseetzen.

Man sollte nun annehmen, daß schon frühzeitig Beobachtungen und Messungen angestellt worden wären, um Klarheit über die Wanderung und Ablagerung des Geschiebes und Entstehung der Schwellen zu erlangen. Aber noch im zweiten Drittel des vorigen Jahrhunderts finden sich nur vereinzelt in der wasserbautechnischen Fachliteratur wissenschaftliche Abhandlungen über Fragen, die sich mit den Erscheinungen der Geschiebebewegung und -ablagerung in Flußläufen und mit Maßnahmen zur Bekämpfung der sich daraus ergebenden Nachteile befassen.

B. Geschichtliche Übersicht: Die ersten Veröffentlichungen über das Verhalten der beweglichen Sohle geschiebeführender Flüsse in Süddeutschland stammen von Grebenau, der 1849 und 1854 und seit 1860 alljährlich auf der pfälzisch-badischen Rheinstraße zwischen Lauterburg und Germersheim bei NW Aufnahmen von der Lage der Kiesbänke und des Talweges machte. Auf diese Messungen baut sich seine 1869 bekanntgegebene Theorie über die Wanderung der Kiesbänke auf.²⁾

Grebenau nahm an: Wird eine Kiesbank hinreichend hoch überflutet, so rollt der Kies auf und neben der Kiesbank in einer den Stromfäden parallelen Richtung weiter, nicht aber, wie einzelne Hydrotekten behaupten, in einer gegen das Ufer gerichteten drehenden Bewegung. Die Kiesbank wird stets oben kürzer, unten länger, sie rückt also talabwärts. Hierbei bleibt, da bei HW die Wasserfäden unter sich und nahezu dem Ufer parallel sind, die Kiesbank stets auf der Seite des Talweges, wo sie ursprünglich war, ohne ihn jemals zu kreuzen.

Nach Grebenau findet also ein regelmäßiges Wandern der Kiesbänke flußabwärts statt. Diese Theorie ist später u. a. von Faber als nicht ganz richtig erkannt worden; dieser weist auf das Schwanken in den alljährlich gemessenen gegenseitigen Abständen der Kiesbänke im Oberrhein hin³⁾ und kommt zu dem Schluß, daß dieses die Folge einer Verlegung des Talweges bei HW ohne vollständigen Abtrieb der Kiesbänke ist. Eine derartige Umbildung rechtfertigt nach Faber die Bezeichnung: Stromstrecke mit pendelndem Talweg.

Grebenaus Arbeiten bezüglich der Geschiebebewegung befassen sich vorwiegend mit der Wanderung der Kiesbänke in gestreckten, fast geradlinigen Flußläufen, weshalb in der vorliegenden Abhandlung nicht weiter darauf eingegangen werden soll. Es ist aber noch die deutsche Bearbeitung der von den amerikanischen Offizieren Humphreys und Abbot am Mississippi vorgenommenen Untersuchungen zu erwähnen, die im Jahre 1867 von Grebenau erschien.⁴⁾

¹⁾ Auszug aus der von der Technischen Hochschule Carolin-Wilhelmina in Braunschweig 1925 genehmigten Doktor-Dissertation. Referent: Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. M. Möller, Korreferent: Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

²⁾ Grebenau, Der Rhein vor und nach seiner Regulierung auf der Strecke von der elsässisch-bayerischen Grenze bis Germersheim. Dürkheim a. d. H. 1870.

³⁾ „Die Bautechnik“ 1923, Heft 15. Das Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen bei steigendem und fallendem Wasser von Dr.-Ing. chr. F. Faber, Ministerialrat a. D., München. — Vergl. auch dessen Aufsatz: „Über bauliche Versuche zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse“, Südd. Bztg. 1922, S. 153 bis 156.

⁴⁾ Grebenau, Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. München 1867.

Aus diesem Werke ist Abb. 18 entnommen, die die Querprofile einer S-förmig gewundenen Strecke des Mississippi bei Carrollton in Louisiana zeigt und die normale Wirkungen einer Flußkrümmung auf die örtliche Gestaltung eines Querprofils erkennen läßt.

Gleichzeitig mit Grebenau stellte Lavale eingehende Untersuchungen über das Verhalten geschiebeführender Flüsse an. Er bereiste als Kreisbaurat der Pfalz Ende der 60er Jahre den Main, Teile der Donau, des Inn, des Lech und der Salzach und studierte besonders die Wasser- und Geschiebebewegung nicht nur an genannten Strömen und Flüssen, sondern auch an kleineren Gewässern und Bächen.

In seinen von Rapp herausgegebenen Aufzeichnungen⁵⁾ behandelt er besonders ausführlich die Bewegung des Treibmaterials,

„weil diesem Gegenstande bisher eine verhältnismäßig geringe Aufmerksamkeit geschenkt worden ist. In den meisten Lehrbüchern über Wasserbau findet man nur spärliche Angaben über das Verhalten des Treibmaterials, obwohl zur Beurteilung der Flußverhältnisse eine genaue Kenntnis der Art und Weise der Geschiebebewegung von größter Wichtigkeit ist.“

Im III. Abschnitt des genannten Werkes von Lavale wird einleitend über das Zustandekommen des Treibmaterials gesprochen, sodann wird dargelegt, welches die Ursachen für die Ablagerung des Geschiebes im Flußlauf sind. Es heißt dort:

„Es lagern sich zwischen den Ufern und über den regulären Flußsohlen naturgemäß in größerer oder geringerer Höhe Materialmassen ab, und zwar:

- a) in verhältnismäßig zu breiten Stromstrecken,
- b) an konvexen Ufern,
- c) an beliebigen Stellen, selbst im regulären Strome, wenn der Strom wandernde Materialbänke treibt,
- d) an beliebigen Stellen und ebenfalls im regulären Strome, wenn der Strom feines, gleichmäßiges Material in Menge treibt und diesem wenige, vereinzelte, schwere Stücke beigemischt sind, sowie endlich
- e) an Stellen, wo zufällig von Gehängen oder durch Rinnen schwere Senkstücke in den Fluß gelangen.“

Zu dem Falle b), der für vorliegende Abhandlung hauptsächlich in Frage kommt, führt Lavale aus, daß die Materialbänke sich an das konvexe, ausbiegende Ufer anschließen, ohne von der Strömung jemals vollständig abgetrieben zu werden. Es findet nur insofern eine Änderung an der Materialbank statt, als ein steter Wechsel im Anlaufen und Ablaufen der Kiesbank oben und unten vor sich geht.

Weiter schreibt Lavale wörtlich:

„Meistens, ja fast immer entsteht unterhalb einer Konkaven auf der entgegengesetzten Seite eine zweite Konkave, und es liegen die beiden Konkaven bzw. Konvexen einander schräg gegenüber. Die Materialbänke, welche sich an den Konvexen bilden, stehen dann gewissermaßen miteinander in Verbindung, indem sich von einer Materialbank quer durch den Strom bis zur anderen eine Schwelle bildet. Läuft die eine Bank oben ab und verlängert sich dieselbe nach unten, dann geschieht das gleiche an der schräg abwärts liegenden Bank. Ebenso verhält es sich, wenn die eine Bank aufwärts wieder anwächst und abwärts abläuft. Mit diesen Bewegungen steht die quer durch den Strom liegende Kiesbank (Schwelle) ebenfalls in Verbindung derart, daß dieselbe von oben nach unten abwärts rückt und später unten wieder abtreibt und oben anlauft. Mit den Änderungen der Bänke und der Schwelle hängt immer auch eine entsprechende Änderung des Talweges zusammen.“

Ferner wird gesagt, daß die Materialablagerungen an konvexen Stromstellen, sowie die beschriebenen Änderungen an den Bänken und Schwellen sich an allen Flüssen zeigen, mögen diese wenig oder viel Material führen und mag das Material fein oder grob sein.

⁵⁾ Georg Lavale, Unsere natürlichen Wasserläufe. Hydrotechnische Studien. Herausgegeben von Jacob Rapp. Weilheim 1883 bei Gebr. Boegler.

In dem gleichen Jahre, in dem die Lavale-Rappschen Hydrotechnischen Studien erschienen, veröffentlichte M. Möller seine „Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen mit Bezugnahme auf die Ausbildung des Flußprofils“. In dieser Veröffentlichung wird zum ersten Male dargelegt, daß die einzelnen Wasserfäden eines geraden Wasserlaufes im Mittel nicht gerade Bahnen verfolgen, sondern meist spiralförmige Windungen beschreiben, deren lotrechte Projektionen als Schlangenlinien erscheinen (Abb. 1).

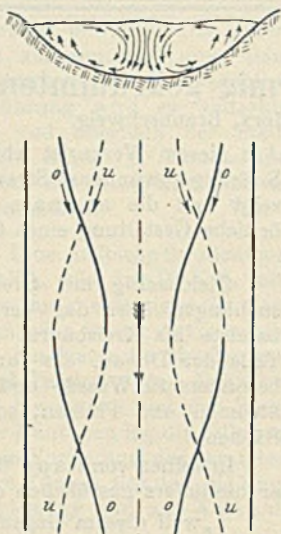


Abb. 1.

An den Böschungen des Flusses steigt das Wasser empor, treibt der Strom in schwach geneigter Richtung zu und fällt hier abwärts, um in der Tiefe wieder auseinander zu weichen und dann, den Böschungen sich nähernd, den Kreislauf zu erneuern. Jeder reguläre Strom würde hiernach aus zwei Wasserwulsten bestehen, die nebeneinander im Flusse stromabwärts gleiten und eine drehende Bewegung um ihre Längsachse ausführen. Der Drehungssinn der so gebildeten beiderseitigen Uferspiralen ist an der Oberfläche nach der Flußmitte zu gerichtet, so daß hier ein fallender Strom entsteht, der die größere Wassergeschwindigkeit der Oberfläche auf die Flußsohle überträgt, die an diesen Stellen den stärksten Angriff erleidet. Je stärker nun die Drehbewegung der Spiralen ist, um so bedeutender ist auch die Auswaschung der Sohle.

Bei einem ganz regulären Flußlauf findet dieser Vorgang in der Flußmitte statt; der ausgespülte Boden wird gleichmäßig nach beiden Seiten fortgeschoben, der Fluß „gräbt sich sein Bett“. Der Amerikaner Stearns hat nach Angabe von Möller⁶⁾ diese Art der Wasserbewegung auf experimentellem Wege auch gefunden. Eingeführte Sägespäne dienten zur Kenntlichmachung der Wasserwege im Wasserinnern, die durch eine seitliche Glaswand und von oben her beobachtet werden konnte.

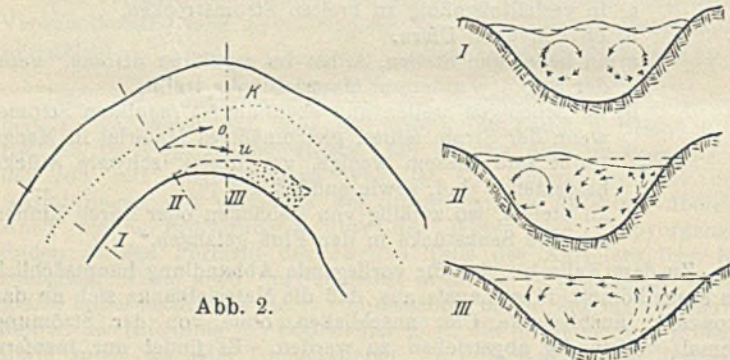


Abb. 2.

In einer Flußkrümmung ist nur noch eine der beiden Wasserspiralen vorhanden (Abb. 2), und zwar diejenige, die an der Seite oberhalb des konvexen Ufers der Flußwindung bestand. Die Strömungsrichtung an der Oberfläche ist also in der Krümmung gegen das hohle Ufer gerichtet, während die Strömung an der Sohle eine wesentliche Winkelabweichung jener gegenüber besitzt und gegen das vorspringende Ufer weist.

Im Grundriß des Wasserbaues finden die Vorgänge, die in einer Flußkrümmung bei Bildung der Kolke und Sandbänke statthaben, ausführliche Behandlung.⁵⁾ Es wird hier dargelegt, daß infolge der Fliehkraft die am schnellsten fließenden Wassermassen sich dem hohlen Ufer nähern und dort gestaut werden. Es entsteht ein Quergefälle, das sich an der Oberfläche durch Querneigung des Wasserspiegels zu erkennen gibt, und in der Tiefe als Neigung der Flächen gleichen Druckes

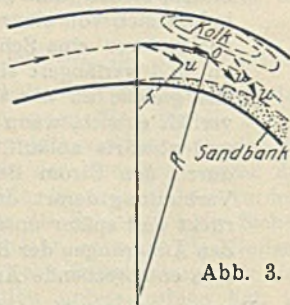


Abb. 3.

auftritt; diese sind hier dem Wasserspiegel parallel gerichtet (Abb. 3). Aus der Gleichung zwischen der zentripetalen Querbeschleunigung $\frac{1}{n} \cdot g$ (der Schwere), die nach vorstehendem in oberen und unteren Schichten den gleichen Wert besitzt, und der zentrifugalen Querbeschleunigung $\frac{v^2}{r}$ wird dort nachgewiesen, daß die schnellbewegten Teilchen nahe der Stromoberfläche in einem Bogen von größerem Halbmesser $R = v^2 \cdot \frac{n}{g}$ sich bewegen und daher an das hohle Ufer gelangen und dort kolkend wirken, während die unteren, langsamer fließenden Wassermassen nahe der Sohle in stärker gekrümmten Bogen $r = u^2 \cdot \frac{n}{g}$ (also von kleinerem Halbmesser) sich nach dem konvexen Ufer hinüber bewegen und die Sinkstoffe dorthin führen. Letztere lagern sich ab und bilden im Schutze des vorspringenden Ufers eine Sandbank. Das Verhältnis der Halbmesser ergibt sich zu: $R:r = v^2:u^2$, und daraus wird für $v = \text{etwa } 2u$

$$R = 4r.$$

Dieser Vorgang ist von Möller u. a. zum Gegenstande von Vorführungen in den Wasserbau-Übungen im Anschluß an den Hochschulunterricht gemacht worden, die in einem im Mühlbache bei Gliesmarode (Braunschweig) eingebrachten Gerinne mit gerader Anfangsstrecke und anschließenden Krümmungen zur Durchführung gelangten.

Weiter sind diese Untersuchungen von Möller als Thema für eine Preisarbeit gewählt worden.⁹⁾ Die Messungen der Stromrichtungen wurden in der Weise ausgeführt, daß man in das Wasser mittels eines Glasröhrchens Farbstoff einführte, der die Strömungsrichtungen etwa so erkennen ließ, wie der Rauch die Windrichtung. Er breitete sich auf seinem Lauf aus und schwankte in seiner Bewegung, wie der Rauch das unter der Wirkung des Windes ebenfalls tut. Die mittlere Richtung der Strömung wurde durch einen über Wasser gespannten Faden bestimmt, dessen Neigung zur Stromachse durch Koordinaten festgelegt wurde.

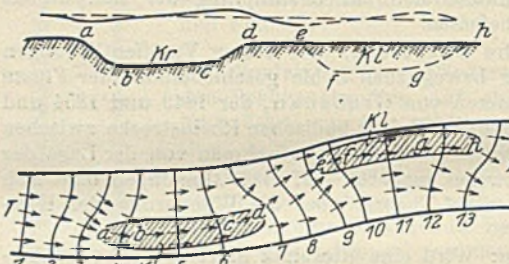


Abb. 4.

Von besonderem Interesse sind noch die Ausführungen, die Möller von der Wasserbewegung an den Übergängen bei mittlerem oder kleinem Wasser im Grundriß des Wasserbaues, Band II, S. 138 bis 139, bringt (Abb. 4¹⁰⁾ zeigt eine Flußstrecke mit zwei schräg gegenüberliegenden Kolken, die nach Ablauf des HW wie Teiche wirken. Ein fast wagerechter Spiegel will sich in den Kolken einstellen, so daß in ihnen nur ein geringer Gefällverbrauch stattfindet. Hierdurch ist bedingt, daß der Abstand zweier Spiegel-Höhenlinien voneinander in den Kolken größer ist als außerhalb der Kolke. Fast das ganze Gefälle vereinigt sich über den Schwellen, hier eine große Wassergeschwindigkeit erzeugend, wodurch eine kleinere Querschnittsfläche für den Wasserdurchfluß notwendig wird. Da ferner die Querschnittsbreite am Orte der Linie 8, d. h. die Länge der Linie 8, am größten ist, vermindert sich die Wassertiefe dort bedeutend.

Zusammenfassend wird gesagt: Einmal wird bei kleiner Wasserführung auf der Schwelle eine kleinere Querschnittsfläche benötigt, weil das Wasser dort am schnellsten fließt, und weiter ist die Tiefe vermindert, weil die Profilbreite dort groß ist.

Es wird noch erwähnt, daß im Interesse der Schifffahrt die Querströmung von einem Kolk zum gegenüberliegenden hinüber zu vermindern ist; die Übergänge sind also sanfter zu gestalten, und die Wassertiefe über den Schwellen ist daselbst zu vermehren.

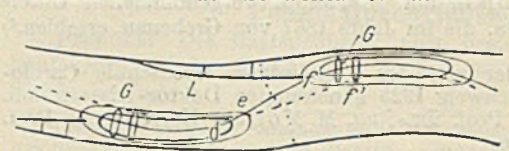


Abb. 5.

Um dieses zu erreichen, wird vorgeschlagen, den Wasserspiegel am oberen Ende der Kolke durch Einbau von Grundschwellen G (Abb. 5¹¹⁾ zu heben; ferner sind niedrige Leitwerke L für Verminderung der Breite des Flußprofils quer zur Stromrichtung zu errichten, wodurch eben-

⁶⁾ Zeitschrift für Bauwesen 1883, S. 194 bis 210. Siehe auch: „Über Bewegung im Strome und Gestaltung der Flußsohle“ von M. Möller, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1890, S. 455 bis 467.

⁷⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1890.

⁸⁾ M. Möller, Grundriß des Wasserbaues, II, S. 134 u. f. Leipzig 1906. Verlag von S. Hirzel.

⁹⁾ Der damalige Studierende Herr F. W. Schmidt (zurzeit Oberbaurat in Münster) erhielt den ausgesetzten Preis (1898).

¹⁰⁾ Aus M. Möller: Grundriß des Wasserbaues, Bd. II, S. 139.

¹¹⁾ Aus M. Möller: Grundriß des Wasserbaues, Bd. II, S. 142.

falls eine Vergrößerung der Wassertiefe auf den Schwellen erreicht wird. Die Leitwerke wirken auch dahin, die Querströmung in einer schlankeren Linie abzulenken. Zuletzt kann noch die Ausbaggerung einer Schiffahrtrinne von e bis zum oberen Ende des Kolkes f' in Frage kommen, wodurch das relative Gefälle schwächer als zuvor wird; auch vereinigt sich die Wassermenge, welche vor der Baggerung die ganze Breite des Flußbettes ausfüllte, auf eine schmale Rinne.

Es sei an dieser Stelle noch nachgetragen, daß das Blechgerinne, in dem die auf S. 739 beschriebenen Versuche angestellt wurden, im Jahre 1896 von Möller zur Veranschaulichung von Strömungserscheinungen in einem Flußlauf verwendet worden ist.

Zehn Jahre früher, im Jahre 1886, stellte Möller zum ersten Male Versuche mit Wasser in einem Gefäß von 120 cm Durchmesser an, und zwar bezweckten diese die Nachahmung der atmosphärischen Wirbelvorgänge. Sie zeigten, wie durch die Einwirkung der Reibung an der Sohle die Strömung, in der Tiefe geringer ausfallend, sich nach dem Wirbelzentrum hin bewegt und dort aufsteigenden Strom veranlaßt. Die mitgeführten Sinkstoffe sammeln sich dann im Zentrum. Hier entspricht letzteres dem konvexen Ufer des Flusses, wo sich auch die Sinkstoffe sammeln und die Sandbänke bilden.

Im Jahre 1886 veröffentlichte F. v. Hochenburger, k. k. Oberbaurat, die Ergebnisse seiner Studien, die er bei den zahlreichen von ihm ausgeführten Flußregulierungen in Steiermark gewonnen hatte.¹²⁾

In diesem seinem Werke behandelt er im V. Abschnitt unter: „Geschiebe“ zuerst allgemeine Betrachtungen, in welchen er Aufschluß über Gewicht, Form, Gemenge und Größe des Geschiebes sowie über die Ursachen der Geschiebeablagerungen gibt. Diese sind in der Regel darauf zurückzuführen, daß der Fluß nicht mehr die Kraft hat, das in Bewegung befindliche Geschiebe fortzubringen und dessen Anhäufung an irgend einer Stelle zu verhindern.

Ausführlich wird noch über die Schichtung, über Alter und Abtrieb der Geschiebebänke berichtet.

Von der Bewegung des Geschiebes wird gesagt, daß diese erst bei höheren Wasserständen durch die gesteigerte Kraft der Strömung beginnt. Bei dieser Bewegung reiben sich die einzelnen Bestandteile der Geschiebemasse an anderen Sinkstoffen und dem strömenden Wasser oder am Fluß- oder Uferboden, sie verfolgen auch nicht immer eine und dieselbe Richtung und kreuzen sich häufig auf ihren Wegen; die einzelnen Steine werden daher nicht allein durch die Reibung mit anderen Steinen, dem Boden und strömenden Wasser in ihrer Bewegung aufgehalten, sondern erleiden auch durch andere in Bewegung befindliche Sinkstoffe eine Einbuße in den erlangten Bewegungsmomenten.

Die Bewegung des Geschiebes wird häufig unterbrochen, und zwar durch Hindernisse im Flußbette oder durch Verminderung der bewegenden Wasserkraft infolge Rückganges des Wasserstandes. Aus diesen Erscheinungen ist es erklärlich, weshalb die Fortbewegung der Geschiebemasse verhältnismäßig langsam vonstatten geht.

Zum Schluß wird noch sehr eingehend über den Verschleiß des Geschiebes und die Widerstände bei der Geschiebebewegung berichtet.

Wenn die bisher besprochenen Untersuchungen und Beobachtungen, die der wasserbautechnischen Wissenschaft dienen sollten, fast ausnahmslos an den bestehenden Flüssen und Bächen angestellt wurden, so trat darin im Jahre 1890 eine Änderung insofern ein, als Professor Engels an der Technischen Hochschule in Dresden ein Laboratorium zur Verfügung hatte, in dem er Modellversuche über das Wesen und Verhalten der natürlichen Wasserläufe anstellte.

„Da diese Versuche in ihrer Art gänzlich neu waren und es daher zweifelhaft erschien, ob sie überhaupt zu brauchbaren Ergebnissen führen würden, so war es geboten, unter Aufwendung möglichst geringer Mittel, d. h. im möglichst kleinen Maßstabe den Anfang zu machen.“¹³⁾

Diese ersten, in einem einfachen Zinkblechgerinne angestellten Versuche hatten sehr günstige Ergebnisse gezeigt, so daß im Jahre 1898 der Dresdener Hochschule ein Flußbaulaboratorium angegliedert wurde, das mit einem 13,40 m langen Gerinne und vielem Meßgerät ausgestattet war.

Von den von Engels in der Folgezeit sehr zahlreich angestellten Versuchen seien in vorliegender Abhandlung nur diejenigen erwähnt, die sich mit der Geschiebebewegung in Flußläufen befassen.

In der obengenannten Veröffentlichung von Engels wird zuerst eine Untersuchung beschrieben, die den Wanderungsweg der Sandbänke in einer geradlinigen Elbstrecke feststellen sollte. Dieser Versuch hat gezeigt,

¹²⁾ F. v. Hochenburger, Über Geschiebebewegung und Eintiefung fließender Gewässer. Leipzig 1886. Verlag von Wilhelm Engelmann.

¹³⁾ Das Flußbaulaboratorium der Königl. Technischen Hochschule in Dresden. Vom Geh. Hofrat Professor H. Engels in Dresden. Zeitschrift für Bauwesen 1900, S. 343.

„daß die Sandfelder bei ihrer Wanderung von einem Ufer zum anderen überschlagen“.

Die Beobachtung der Wanderung des Sandes in dieser geraden Flußlaufstrecke konnte unmittelbar stattfinden, was bei dem folgenden Versuch, der die Sandwanderung in gekrümmten Flußstrecken betraf, nicht ohne besondere Vorrichtungen möglich war.

Bei diesen Untersuchungen verwendete Engels gefärbten Sand, und um dessen Überlagern durch den das Flußbett bildenden Sand zu vermeiden, wurde das Flußbett unter Verwendung feinen Kieses (feste Sohle) hergestellt. Jetzt konnte der Weg des wandernden Sandes sehr gut beobachtet werden, und Engels faßt das Ergebnis in folgendem Gesetz zusammen:

„In Flußkrümmungen der vorliegenden Art verfolgt das wandernde Geschiebe den kürzesten Weg, indem es von einem ausbiegenden Ufer zum nächsten ausbiegenden Ufer unterhalb überschlägt.“ (S. 358 der oben angegebenen Veröffentlichung.)

In seinem „Handbuch für Wasserbau“ hat Engels auf diese Ergebnisse seiner früheren Modellversuche hingewiesen und daran die Bemerkung geknüpft: „Daß die Sinkstoffe tatsächlich in der beschriebenen Weise wandern, ist durch Beobachtungen von Lavale nachgewiesen worden.“ Diese Schlußfolgerung bezieht sich auf eine auf S. 735 im Wortlaut wiedergegebene Stelle in der Lavale-Rappschen Abhandlung. Oberregierungsbaurat a. D. Rapp legte aber in einem Schreiben an Engels dar, daß Lavale nie behauptet hätte, „daß das die Schwelle bildende Geschiebe das Flußbett während seiner Wanderung durchquert. Darüber, ob dieses Geschiebe in der Richtung der Schwelle oder quer zu dieser wandere, und wie die Schwelle überhaupt zustande komme, äußerte sich Lavale nicht.“

Wie nun Engels im „Bauingenieur“¹⁴⁾ mitteilt, erschien ihm „der Einspruch von solch beachtenswerter Seite doch so gewichtig“, daß er sich veranlaßt sah, durch neue Versuche mit einem eine bewegliche Sohle aufweisenden Modellfluß diese Frage nachzuprüfen. Engels kommt zu folgendem Schluß:

„Auch diese Versuche haben meine Auffassung bestätigt, daß in gekrümmten Flußstrecken die Geschiebe vom oberen konvexen Ufer zum nächstfolgenden gegenüberliegenden konvexen Ufer unter Durchquerung des Flußbettes überschlagen.“

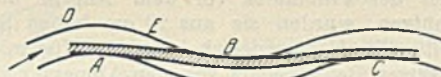


Abb. 6.

Der bei A (Abb. 6) eingebrachte Sand wanderte von A nach B und von B nach C. Bei D eingebrachter Sand schlug sofort nach A hinüber, um dann nach B und C weiterzuwandern, während bei E eingebrachter Sand nach B und von hier nach C wanderte.

Die vorstehend behandelte Frage muß daher solange als eine offene angesehen werden, solange nicht durch Beobachtungen im großen die bisherigen Ergebnisse der Modellversuche eine Bestätigung gefunden haben.“

Die Tatsache, daß die Frage nach dem Wege, den das wandernde Geschiebe in S-förmig gekrümmten Flußläufen einschlägt, noch nicht geklärt ist, hat mich veranlaßt, die im folgenden mitgeteilten Modellversuche anzustellen.

Eine einwandfreie Nachprüfung dieser strittigen Frage ist nicht nur, wie Engels oben sagt, durch Beobachtungen im großen zu erreichen, sondern auch durch Versuche im kleinen, da es sich um eine Erscheinung handelt, die unter gleichen Bedingungen allenthalben, also auch in einem Modellversuch auftritt.

II. Beschreibung der Versuche.

A. Beschreibung des Laboratoriums, des Modellflußlaufes und der Meßvorrichtungen. Einen allgemeinen Überblick von der Anlage des Laboratoriums der Technischen Hochschule zu Braunschweig, in dem die nachstehend beschriebenen Versuche vorgenommen wurden, gibt Abb. 7. Im Vordergrund erkennt man die Heberleitung H, die das für die Versuche benötigte Wasser aus dem von einem Wehre gestauten Okerfluß entnimmt und in den Vorraum des Versuchsgerinnes V leitet. Hier wird durch eine Regulierklappe R das für die Versuche nicht benötigte überschüssige Wasser in einem seitlichen Kanal K der Oker zugeführt, während das für die Versuche bestimmte Wasser, durch Wellendämpfer beruhigt, und durch ein Überfallwehr in seiner Menge geregelt, in das Versuchsgerinne gelangt, dieses durchströmt, und entweder durch eine Schützöffnung S unmittelbar der Oker zufließt, oder, falls eine Wasser-

¹⁴⁾ Der Bauingenieur 1924, Heft 10, S. 293.

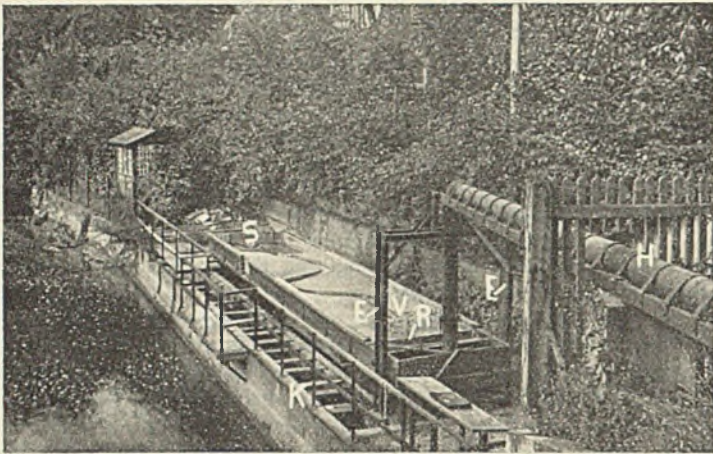


Abb. 7.

mengenmessung stattfinden soll, in einen Meßkasten geleitet wird, der für diesen Fall einzubauen ist.

Das Versuchsgerinne selbst hat eine Breite von 1,83 m und eine Länge von 10 m. Es ruht am Kopf auf zwei Schraubenspindeln und in einer Entfernung von 4,55 m auf einem Kipplager; mit Hilfe der Schraubenspindeln kann dem Gerinne ein beliebiges Gefälle gegeben werden, das an den seitlichen Eisenständern *E* (Abb. 7) mittels angebrachter Maßstäbe und Zeiger bestimmt wird.

Der Modellflußlauf, in dem die Versuche vorgenommen werden sollten, wurde in dem mit gelbem Sand gefüllten Gerinne des Laboratoriums so eingebaut, daß das Wasser aus einem vorderen Wasserbecken zuerst eine gerade Strecke durchströmen mußte, dann durch eine Krümmung mit anschließender kurzen Geraden in den S-förmig gewundenen Teil des Flußlaufes gelangte.

Nach Durchströmen dieser S-förmigen Flußkrümmung verläßt das Wasser den Modellfluß und gelangt in ein hinteres Wasserbecken, und von hier entweder in die Oker oder in den Wassermeßkasten.

Um die Ufer des Flußlaufes vor dem Angriff des fließenden Wassers zu schützen, wurden sie aus 20 cm hohen Schwarzblechstreifen hergestellt. Ein Vorversuch, bei dem die Ufer mit aneinandergereihten rechteckigen Betonsteinen von den Abmessungen 5×12 cm belegt worden waren, hatte gezeigt, daß an den Stoßfugen der einzelnen Steine Wellen auftraten, die die Beobachtungen störten.

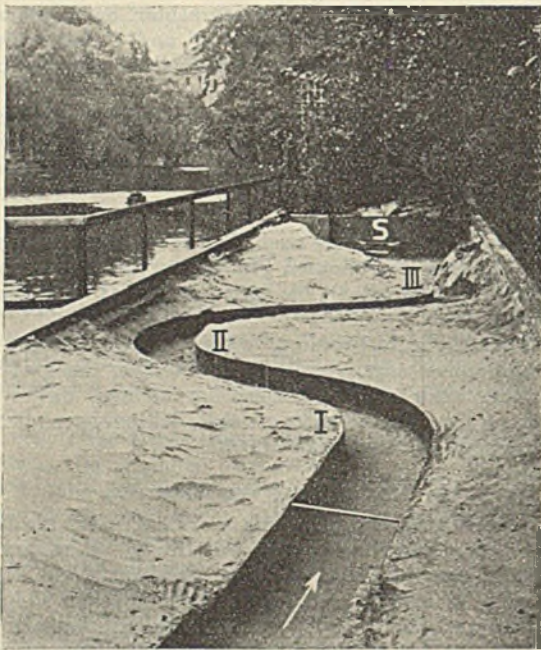


Abb. 8.

Ein weiterer Nachteil der Uferbekleidung mit einzelnen Betonplatten war, daß das fließende Wasser durch die Fugen hinter die einzelnen Steine treten konnte und dort Auswaschungen bewirkte, deren Folge das Wegsacken der Steine und damit Zerstörung des Flußlaufes war.

Die Blechwandungen dagegen haben sich sehr gut bewährt, so daß bei Beendigung der Versuche das Flußprofil noch vollkommen unversehrt dastand.

Aus Herstellungsgründen wurden keine geeigneten, sondern lotrechte Uferwände gewählt, was für die Versuche selbst ja ohne Bedeutung ist.

Bei Versuchen und Experimenten pflegt man im allgemeinen einfache Beziehungen zu schaffen. Solche werden hier durch Anwendung lotrechter Uferwandungen erreicht. — Schräge Ufer ergeben im übrigen sehr ähnliche Erscheinungsformen, nur daß bei diesen die Wassergeschwindigkeiten gegen das Ufer hin abnehmen und daher die Tiefpunkte der Kolke nicht so nahe an das Ufer herantreten. Da es nicht darauf ankam, den Gegensatz der Einwirkung gerader und schräger Uferwandungen festzustellen, da ferner die ganze Versuchseinrichtung des Laboratoriums nur beschränkte Spiegelbreiten des Modellflußlaufes zuläßt, und bei Anordnung schräger Ufer die Sohle sehr schmal ausgefallen wäre, wurden, wie oben schon erwähnt, lotrechte Blechwandungen als Uferbefestigung gewählt.

Die lotrechten Blechwände wurden am Boden durch Umknicken des Bleches und an der oberen Kante durch kleine Anker befestigt, die seitlich vergraben wurden.

Um eine gute Beobachtung der Vorgänge auf der Flußsohle zu gewährleisten, wurde diese so hoch liegend wie möglich angeordnet. Die größte Wassertiefe konnte 5 cm betragen; das MW wurde auf 3 cm festgelegt. Die Flußbettbreite betrug 25 cm.

Einen Blick in den eingebauten Modellfluß gewährt Abb. 8, und zwar aufgenommen vor Beginn der Versuche.

Da der im Versuchskasten lagernde gelbe Sand für die anzustellenden Versuche zu grobkörnig war, wurde ein feiner, weißer Sand als Flußsohle in einer Stärke von 5 cm eingebaut. Auf Abb. 8 ist die weiße Sandsohle noch nicht eingebracht. Die Korngröße des Sandes betrug 0,1 bis 0,3 mm. Sandbewegung setzte bei einer Wassergeschwindigkeit von 31 cm/Sek. an der Oberfläche ein.

Wie weiter unten ausgeführt ist, dient diese weiße Sandsohle nur zur Herbeiführung eines durch die Strömung hervorgerufenen Flußprofils mit Kolken an den konkaven und Sandbänken an den konvexen Uferseiten. Für die Beobachtung der eigentlichen Geschiebewegung wurde durch besonders angestellte Vorversuche ein Material ausgesucht, das folgenden Bedingungen entsprechen sollte:

Das Material soll:

- bei geringen Wassergeschwindigkeiten wandern;
- gute Ablagerungen hervorrufen;
- durch seine Farbe den Wanderungsweg deutlich und einwandfrei erkennen lassen.

Bei der Prüfung der verschiedenen Materialien auf ihre Brauchbarkeit gemäß der obigen Bedingungen zeigte es sich, daß im trockenen Zustande zerriebenes und vor dem Einbringen eingeweichtes Laub schon bei den geringsten Geschwindigkeiten von der Strömung mitgenommen wurde. Ein Nachteil dieses Materials war, daß Ablagerungen, durch die leichte Beweglichkeit bedingt, nicht stattfanden.

Rotes Ziegelmehl war zu schwer; schwebende Bestandteile wurden fortgeführt, ohne daß Ablagerung stattfand, auf der Sohle liegende Teile dieses Materials bewegten sich auch bei größeren Geschwindigkeiten nicht.

Braunkohlenasche wanderte bei stärkerer Strömung, blieb hinter Unebenheiten liegen.

Braunkohlengrus zeigte sich als bestgeeignetes Material; gute Ablagerung und Wanderung trat bei mittleren Geschwindigkeiten ein, so daß dieses Material für die späteren Versuche zur Anwendung gelangte. Ein weiterer Vorteil war, daß die schwarze Färbung dieses Treibmaterials sich deutlich von der weißen Flußsohle abhob und daher genaue Beobachtung des Wanderns zuließ; durch diesen Farbenkontrast konnten auch Lichtbilder hergestellt werden, die die Ablagerungen klar zeigten.

Über die Meßvorrichtungen ist folgendes zu sagen: Zur Aufmessung der Höhenlinien des Flußlaufes wurden an den Seitenwänden des Versuchskastens zwei Leisten befestigt, und zwar so, daß sie in einer wagerechten Ebene, die der Flußsohle im Urzustande parallel war, lagen. Um dieses zu erreichen, wurden die Oberkanten der beiden Leisten vorerst durch ein Umlegeverfahren auf ihre Liniengeradheit geprüft. Beim Anschrauben der Leisten an die Wandungen des Versuchsgerinnes geschah das Wagerechtrichten mittels Wasserwaage. Über die beiden Leisten wurde sodann ein Querscheit gelegt, das sich in Längsrichtung des Versuchsgerinnes bewegen ließ; und von diesem herab wurden die Tiefpunkte an den einzelnen Querprofilen des Flußlaufes mittels einer durch Gegengewicht ausgeglichenen Nadel an einem Maßstab abgelesen.

Die Strömungsrichtungen wurden mit Hilfe von Seidenfäden bestimmt, die an einer Nadel befestigt waren, und zwar diente ein blauer Faden zur Ermittlung der unteren Strömung, während ein roter Faden, der mit einem Stückchen Kork an seiner Spitze versehen war, um ein Niedersinken des nassen Fadens zu vermeiden, die Richtung der Oberströmung anzeigte.

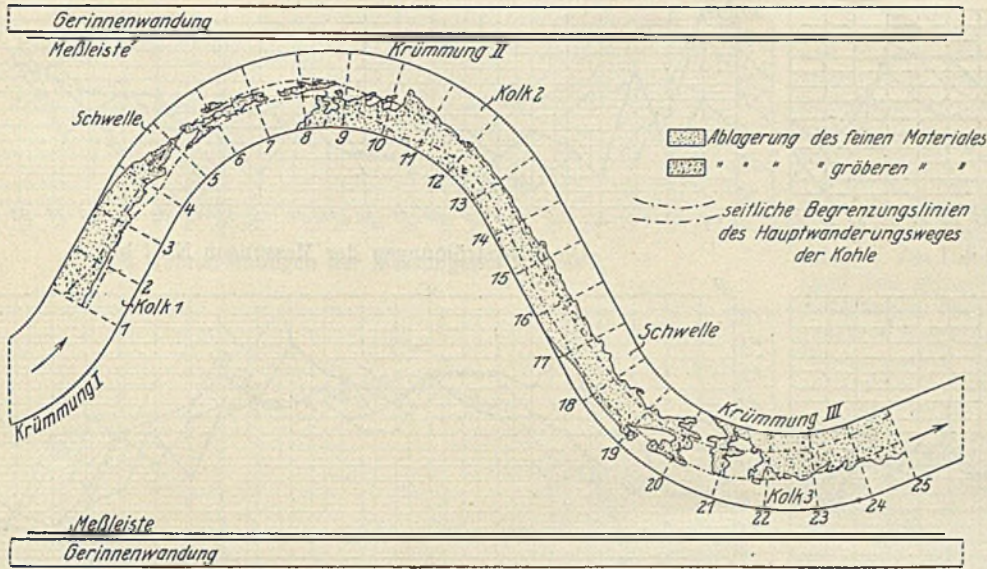
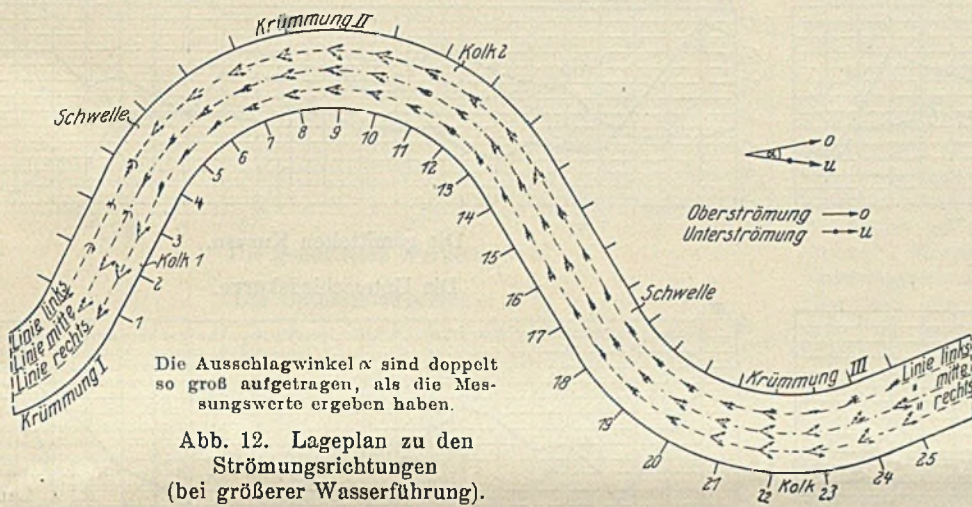


Abb. 10. Kohleablagerungsplan und Darstellung des Hauptwanderungsweges der Kohle (bei größerer Wasserführung).



Die Ausschlagwinkel α sind doppelt so groß aufgetragen, als die Messungswerte ergeben haben.
Abb. 12. Lageplan zu den Strömungsrichtungen (bei größerer Wasserführung).

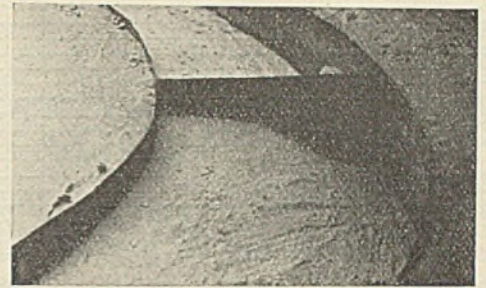


Abb. 9.



Abb. 11.

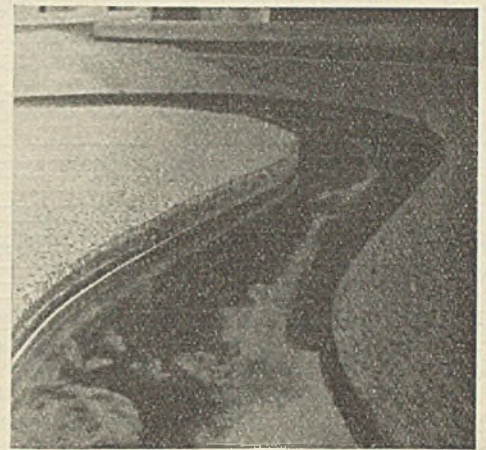


Abb. 13.

Da die Fäden, die naturgemäß eine gewisse, wiewohl nur sehr geringe Steifigkeit haben, durch ihre Befestigung an der Nadel ein Spannungsmoment besaßen, mußte dieses bei der Stromrichtungsmessung derart berücksichtigt werden, daß die Fäden von ihrem Befestigungspunkt an der Nadel aus bis zur Spitze hin eine gerade Linie bildeten, was sich durch Drehen der Nadel erreichen ließ.

Die Größe des Ausschlages der Fäden wurde mittels einer Schablone festgestellt, die eine Maßeinteilung trug und eine Länge von 28 cm hatte, so daß sie über das Flußprofil gelegt werden konnte.

Die Wassergeschwindigkeit im Wasserspiegel wurde mittels Oberflächenschwimmer festgestellt.

Zur Bestimmung des Gefälles dienten zwei Vorrichtungen. Wie oben schon erwähnt, konnte ein bestimmtes Sohlengefälle mittels Kippens des Versuchskastens, und zwar durch Heben oder Senken des Kastenvorderendes, erreicht werden. Ferner wurde das Spiegelgefälle mit einem Wasserstände-Meßapparat kontrolliert. Dieser zeigt bei Verwendung von Kampferöl 11mal vergrößert den Höhenunterschied der Wasserspiegel an zwei voneinander entfernten Orten im Flußlauf an. Die Einrichtung einer solchen Meßeinrichtung ist schon bekannt.¹⁵⁾

B. Beschreibung der Versuche. Bildet ein Flußlauf S-förmige Windungen, dann entstehen an den einbiegenden Ufern bekanntlich auf der Sohle Kolke, während sich an den gegenüberliegenden, ausbiegenden Ufern Sandbänke ablagern.

Um nun die Geschiebebewegung in einem S-förmig gewundenen Modellflußlauf zu beobachten, ist es zweckmäßig, zu Beginn der Versuche ein oben beschriebenes Flußbett durch die Wasserströmung sich bilden zu lassen, um Übereinstimmung mit der Natur zu bekommen.

Die Wassergeschwindigkeit wird so bemessen, daß eine lebhaft Sandbewegung stattfindet, so daß nach mehrstündigem Durchfluß in den Krümmungen an den konkaven Ufern Kolke und an den konvexen

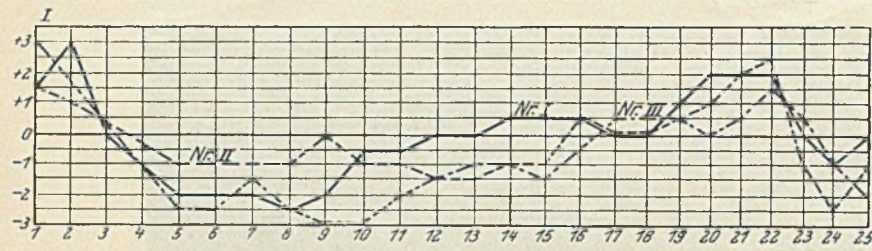
¹⁵⁾ Bei wasserbautechnischen Versuchen nach Anleitung von Möller für seine Dr.-Ing.-Arbeit zuerst von Hartmann 1902 benutzt; siehe Beitrag zur Wirbelbewegung, Dr.-Ing.-Dissertation von R. Hartmann, Braunschweig.

vorsichtig und gleichmäßig verteilt in den Flußlauf eingebracht. Die Staubbestandteile des Kohlenbreies werden sofort von der Strömung des Wassers als schwarze Wolke mit fortgenommen, und zwar durchströmt diese die Krümmung I (Abb. 10) hart am rechten Ufer anliegend; sodann verläßt sie dieses Ufer zwischen Profil 4 und 5, um schräg nach dem linken Ufer zu fließen. Von Profil 7 bis 16 bleibt sie am linken Ufer, durchquert dann den Flußlauf, um bei Profil 20 das rechte Ufer wieder zu erreichen. Man erkennt in diesem Wege den der Oberströmung.

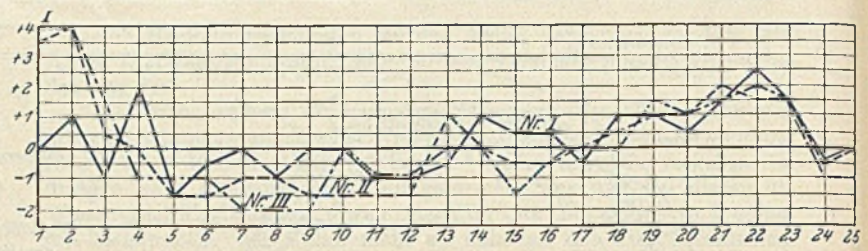
Das Geschiebe selbst bewegt sich ruckweise stromabwärts. Die leichteren Kohlenbestandteile werden anfangs etwas vorgeschoben, um sich dann rollend weiterzubewegen, bis ein Hindernis sie für einige Zeit festhält; die größeren Geschiebestücke dagegen haben fast nur eine gleitende Bewegung, die auch stoßweise vor sich geht.

Verfolgt man nun den Weg, den das Geschiebe nimmt, so zeigt sich, daß bei Beginn der ersten Krümmung das Geschiebematerial vom hohlen rechten Ufer zum ausbiegenden linken hinüber wandert (Abb. 10). Hier treten im Schutze des vorspringenden Ufers starke Ablagerungen ein; es entsteht eine Geschiebebank, die nach der Uferseite zu ansteigt, und da die Unterströmungsrichtungen nach dem linken Ufer hin gerichtet sind, rollt das Geschiebe die schiefe Ebene der Bank empor, um zum Teil über ihren höchsten Rand herunterzufallen und dort liegenzubleiben; dabei gewinnt die Bank nach Art der in Abb. 11 punktiert angedeuteten Ablagerungen stromab an Ausdehnung.

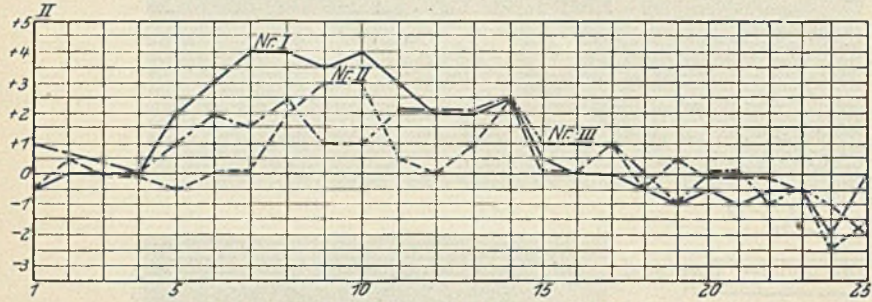
Verfolgt man die Geschiebewanderungen weiterhin, so erkennt man aus den gemessenen Strömungsrichtungen, daß bei Profil 4 (Abb. 12) die Unterströmung in Linie „Links“ nun parallel zum linken Ufer gerichtet ist, daß also das Geschiebe am Rande der Kohlebank parallel zum Ufer fortbewegt wird. Bei Profil 5 macht sich die Wirkung der Krümmung II des Flußlaufes durch Ablenkung der Unterströmung nach der Flußseite hin bemerkbar, während auf der rechten Uferseite noch die Krümmung I auf die Unterströmung sich durch deren Ablenkung auswirkt. Das Treibmaterial wird also von beiden Ufern fort nach der Flußseite zu gedrängt und bleibt dort zum Teil liegen (Abb. 10).



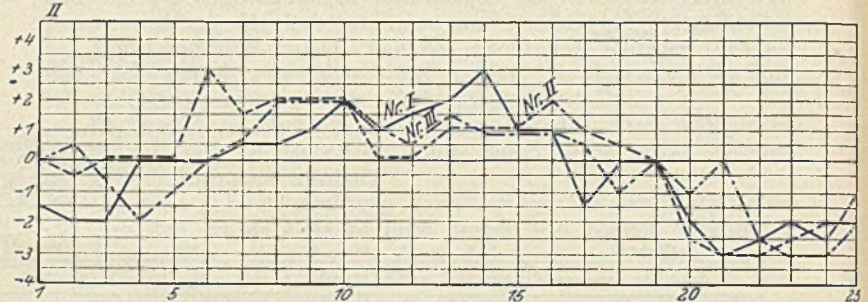
Die Oberströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.



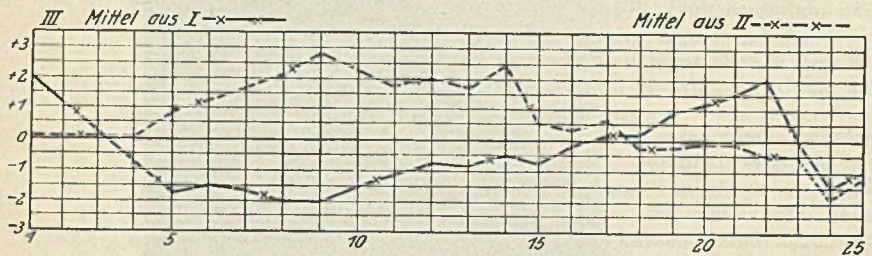
Die Oberströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.



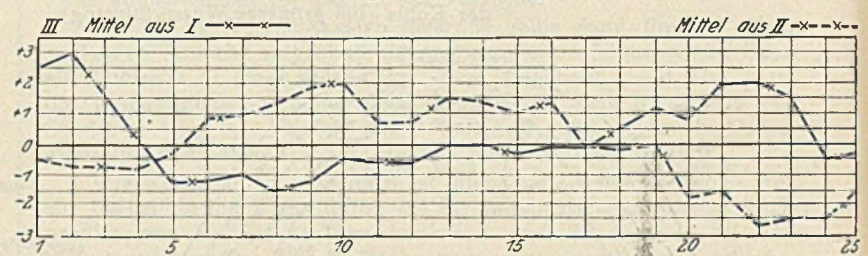
Die Unterströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.



Die Unterströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.



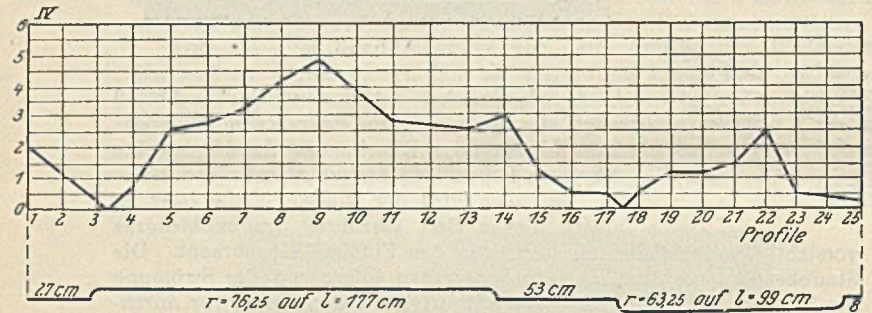
Die gemittelten Kurven.



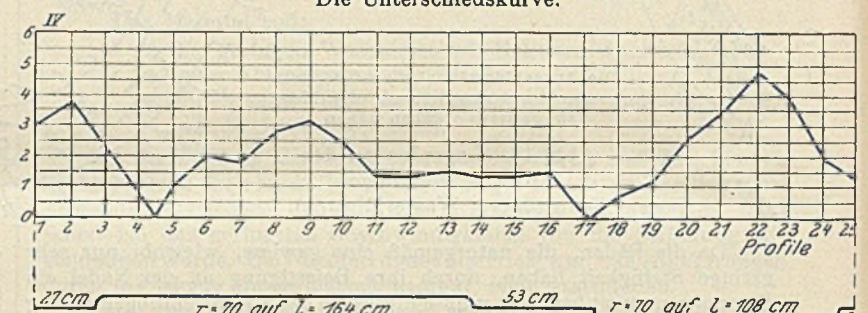
Die gemittelten Kurven.

Die Unterschiedskurve.

Die Unterschiedskurve.



Kurvenband des Flußlaufes.



Kurvenband des Flußlaufes.

Abb. 14. Die Strömungsrichtungen in Linie „Links“ (bei größerer Wasserführung).

Abb. 15. Die Strömungsrichtungen in Linie „Mitte“ (bei größerer Wasserführung).

Erst weiter flußabwärts, bei Profil 8, ist die Wirkung der Krümmung II auf die Strömungsrichtung so stark geworden, daß sich jetzt das Geschiebe an das rechte Ufer anlehnt.

Der Hauptwanderungsweg des Geschiebes bleibt von nun an am einbiegenden Ufer, und zwar auf der der Flußmitte zugekehrten Seite der Geschiebebank, bis von Profil 16,3 ab (Abb. 10) die Krümmung III durch Ablenkung der Unterströmung in Wirkung tritt. Das findet zunächst nur unmittelbar am Ufer statt, hingegen im Abstände von $\frac{b}{4}$ vom Ufer in Linie „Rechts“ erst in Station 17,8 (Abb. 11).

Das während der Versuche aufgenommene Lichtbild (Abb. 13) zeigt die S-förmige Flußlaufschleife flußaufwärts gesehen. Die Ablagerungen ziehen sich am rechten Ufer entlang, während links die weiße Flußsohle zu erkennen ist.

Der unregelmäßige Rand der Geschiebebank ist verursacht durch kleine Sandwellen, hinter die sich das Kohलगeschiebe abgelagerte.

Nachdem sich im ganzen Flußlauf gute Ablagerungen gebildet hatten, wurden mit dem oben beschriebenen Strömungsrichtungsmesser in jedem Querprofil an drei Punkten die Ober- und Unterströmungsrichtungen gemessen, und zwar wurden die drei Punkte bezeichnet mit: Linie „Links“, Linie „Mitte“ und Linie „Rechts“ (Abb. 11).

Da es sich zeigte, daß in den einzelnen Punkten die Richtungen der Strömung während der Messung stark wechselten, wurden die Beobachtungen in jedem Punkte längere Zeit vorgenommen, und aus den beobachteten Ausschlägen das Mittel als Strömungsrichtung in dem betreffenden Punkte bezeichnet.

Mit diesem Verfahren wurden die Strömungsrichtungen dreimal gemessen und die Werte in Tabellen zusammengestellt. Einige Zahlenwerte zeigt folgende Tabelle:

Profil Nr.	Oberströmung				Mittel aus Spalten 2 bis 5	Unterströmung				Mittel aus Spalten 7 bis 10	Unterschied a. Sp. 6 u. 11
	Messung Nr.					Messung Nr.					
	I	II	III	IV		I	II	III	IV		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

I. Strömungsrichtungen in Linie „Links“

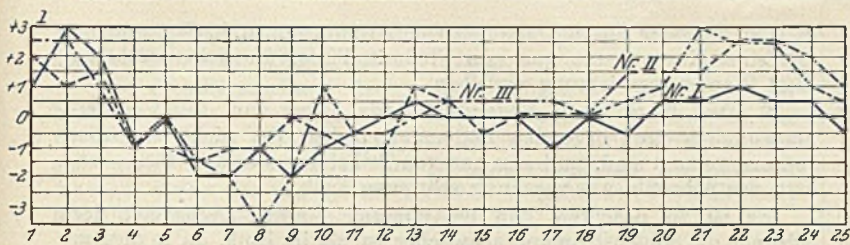
5	-2	-1	-2,5	-1,5	-1,75	+2	-0,5	+1	+1	+0,9	2,65
9	-2	0	-3	-3	-2	+3,5	+3	+1	+3	+2,83	4,83
16	+0,5	+0,5	-0,5		-0,17	0	0	+1		+0,33	0,5
22	+2	+2,5	+1,5		+2	-0,5	0	-1		-0,5	2,5

II. Strömungsrichtungen in Linie „Mitte“

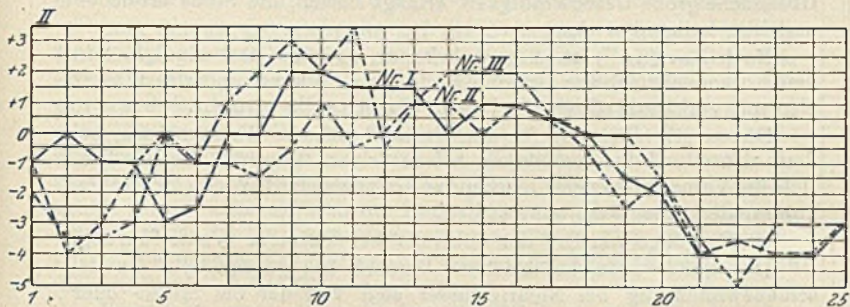
5	-1,5	-1,5	-1		-1,33	0	0	-1		-0,33	1
9	0	-1,5	-2	-1,5	-1,25	+1	+2	+2	+1,5	+1,8	3,05
16	+0,5	-0,5	-0,5		-0,17	+1	+2	+1		+1,33	1,5
22	+2,5	+1,5	+2		+2	-2,5	-3	-2,5		-2,67	4,67

III. Strömungsrichtungen in Linie „Rechts“

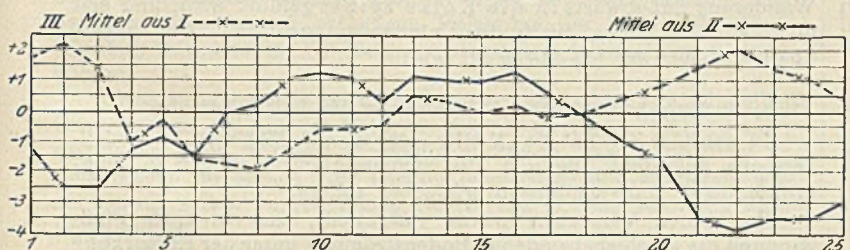
5	0	-1	0	0	-0,25	-3	0	0	+0,5	-0,9	0,65
9	-2	0	-2	-1	-1,25	+2	+3	-0,5	0	+1,1	2,35
16	0	0	+0,5		+0,17	+1	+1	+2		+1,33	1,16
22	+1	+2,5	+2,5	+2,5	+2,1	-4	-3,5	-5	-2	-3,8	5,9



Die Oberströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.

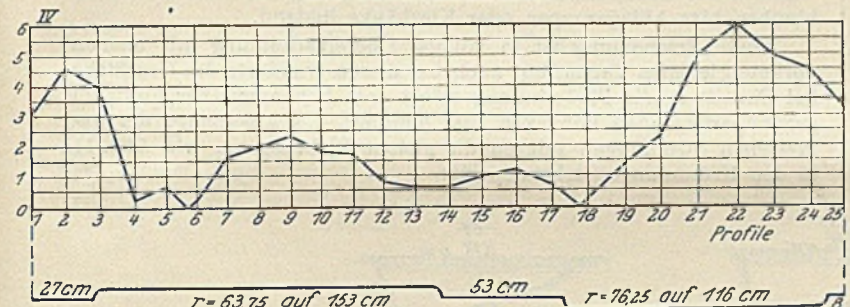


Die Unterströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.



Die gemittelten Kurven.

Die Unterschiedskurve.



Kurvenband des Flußlaufes.

Abb. 16. Die Strömungsrichtungen in Linie „Rechts“ (bei größerer Wasserführung).

Zu den Tabellen ist folgendes zu bemerken: Der Ausschlag der Strömungsrichtung nach dem rechten Ufer ist als positiver, der nach dem linken Ufer als negativer Wert eingetragen. Der Ausschlag von der Größe Null bedeutet, daß die Strömungsrichtung parallel zur Flußachse in dem betreffenden Punkte war.

In den Spalten 2 bis 4 und 7 bis 9 sind die drei Messungen eingetragen, die in jedem einzelnen Profil vorgenommen worden sind, und zwar gelten die Spalten 2 bis 4 für die Oberströmung und die Spalten 7 bis 9 für die Unterströmung. Spalten 5 und 10 nehmen die zum Schluß der Versuche angestellten Kontrollmessungen auf, die bei der Mittelbildung mit verwendet wurden. Die Spalten 6 und 11 geben die aus den 3 bzw. 4 Messungen gezogenen Mittelwerte an. Der Unterschied aus Spalten 6 und 11 ist in Spalte 12 eingetragen.

Um ein klares Bild von dem Verlauf der Strömungsrichtungen vor Augen zu haben, sind die Werte der Tabellen zeichnerisch aufgetragen, und zwar so, daß die Abszissenachse von der durch die 25 Querprofile unterteilten Flußlaufstrecke gebildet wird, während als Ordinaten die Ausschläge der Strömungsrichtungen gegenüber der Flußachse aufgetragen worden sind (Abb. 14, 15 u. 16).

Auf diesen Abbildungen sind in den Darstellungen I die Oberströmungen (Tabellenwerte der Spalten 2 bis 4), in den Darstellungen II die Unterströmungen (Tabellenwerte der Spalten 7 bis 9) eingetragen.

Man erkennt sofort, daß trotz der bei den einzelnen Messungsgruppen gemittelten Werte die Unterschiede der Richtungen in jedem Profilpunkte verhältnismäßig groß sind.

In den Darstellungen III sind die Tabellenwerte der Spalten 6 und 11, also die aus den 3 bzw. 4 Messungen gemittelten Werte zeichnerisch aufgetragen und als „gemittelte Kurven“ bezeichnet. Bildet man nun den Unterschied der Ordinaten dieser beiden Kurven und trägt ihn von einer Geraden aus auf, dann entsteht die „Unterschiedskurve“, die in den Darstellungen IV aufgezeichnet ist.

Diese Unterschiedskurve zeigt in Verbindung mit dem darunterstehenden Kurvenbande des Flußlaufes anschaulich, daß die größten Ausschläge in den Flußkrümmungen liegen, und zwar bei den Profilen 9 und 22. Die Unterströmungen werden an diesen Stellen am schärfsten nach dem gegenüberliegenden Ufer hin abgelenkt, während die Oberströmungen hart an das einbiegende Ufer anfallen und hier abwärts gekehrte Wasserbewegung veranlassen. Die am schnellsten bewegten Wassermassen treffen so Ufer und Sohle und begünstigen dort Uferabbruch und Auskolkung.

Die Punkte gleicher Strömungsrichtungen dagegen, d. h. die Punkte, an denen die Unterschiedskurve die Nullachse berührt, liegen auf den Schwellen des Flußlaufes. An diesen Stellen des Flußüberganges also treten keine Querströmungen auf. Da nun die Strömungen in diesen Punkten fast parallel zur Flußachse gerichtet sind und folglich das Geschiebe in derselben Richtung wandert, da ferner aber die Schwellen quer zur Flußachse liegen, kann also keinerlei wanderndes Geschiebe in Richtung dieser Schwellen von dem einen Ufer zum gegenüberliegenden Ufer gelangen. Es kann auch keinerlei wandern, da die Unterströmungsrichtungen nach dem einbiegenden Ufer hinweisen.

Das Überschlagen des Geschiebes findet vielmehr erst unterhalb der Schwellen statt; im vorliegenden Falle beginnt das Hinüberwandern am rechten Uferende unterhalb Profil 16, in Linie „Rechts“ hinter Profil 18 (Abb. 10), was letzteres auch aus dem Lageplan zu den Strömungsrichtungen (Abb. 12) durch die Pfeilrichtungen für die Unterströmung zu ersehen ist.

Es sei an dieser Stelle auf einen Aufsatz von Dr.-Ing. Eduard Faber¹⁶⁾, Ministerialrat a. D., München, hingewiesen, in dem u. a. von Strömungsrichtungsmessungen berichtet wird, die der Verfasser am Oberrhein und am Inn vorgenommen hat. In Übereinstimmung mit dem oben Gesagten führt Faber aus, „daß die Strömung in den einzelnen Profilstellen nach Richtung und Stärke bedeutenden Schwankungen unterworfen ist“. Ferner wird festgestellt, daß außerhalb der Flußübergänge (stromauf und stromab) starke Querströmungen vorhanden sind, daß aber am Flußübergang selbst keine den Talweg überquerenden Strömungen bestanden haben.

Vor Abschluß dieses Versuches wurde noch der Hauptwanderungsweg aufgemessen, den das Kohlengrusgeschiebe bei seiner Bewegung flußabwärts einschlug. Zeichnerisch ist dieser auf Abb. 10 festgehalten; er ist durch das Band gegeben, dessen Ränder durch die gestrichelt eingetragene Linie angedeutet sind.

Verhältnisse bei Niedrigwasser. Die Wassertiefe wird soweit herabgemindert, daß die Spitzen der Geschiebebänke über den Wasserspiegel zu liegen kommen. Es tritt jetzt das „Schütten“ des Niedrigwassers ein, d. h. die durch höhere Wasserstände entstandenen Kolke werden, von ihrem oberen Teil beginnend, zugeschüttet bei gleichzeitiger Auswaschung der Flußübergänge.

Durch Feststellung der Strömungsrichtungen ergab sich, daß der Weg des Geschiebes in einem S-förmig gekrümmten Flußlauf bei NW sich von dem bei MW dadurch unterscheidet, daß das Treibmaterial von der Strömung in den Kolk am ausbiegenden Ufer geführt wird, und erst innerhalb desselben erfährt es eine Ablenkung nach dem gegenüberliegenden Ufer hinüber; diese Ablenkung ist auch schwächer als die bei MW.

III. Schlußbetrachtungen.

A. Ergebnisse meiner Versuche.

a) Bildung der Kolke und Sandbänke.

Die Ergebnisse der vorstehend beschriebenen Versuche sind folgende:

1. Die von Möller 1833 zuerst aufgestellte Theorie über die Bildung von Kolken und Sandbänken in einer Flußkrümmung, sowie die darauf bezüglichen Modellversuche von Möller (1836 beginnend) und von Engels (1890 beginnend) finden bei den hier beschriebenen Versuchen nochmals eine Bestätigung.

2. Mit Hilfe der Seidenfäden, die zur Messung der Strömungsrichtungen dienten, konnte die am konkaven Ufer auftretende, abwärtsgekehrte Richtung des Wasserstromes sichtbar nachgewiesen werden, indem dieser den Seidenfaden nach abwärts drückte.

b) Vorgänge am Ort der Schwelle.

¹⁶⁾ Dr.-Ing. chr. E. Faber: Das Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen bei steigendem und bei fallendem Wasser, in der „Bautechnik“ 1923, Heft 15, S. 147 u. f.

α) Bei größerer Wasserführung:

1. Die Behauptung von Engels, daß das wandernde Geschiebe in einer S-förmig gewundenen Flußstrecke den kürzesten Weg verfolge, ist nicht zutreffend. Das Geschiebe verbleibt vielmehr bei seiner Wanderung flußabwärts am ausbiegenden Ufer, und zwar bis unterhalb der Schwelle; bei Eintritt in die dann folgende, der oberen entgegengesetzte Krümmung beginnt deren charakteristische Wirkung, zunächst darin bestehend, daß ein schmaler Streifen am konkaven Ufer freigespült wird und die wandernden Geschiebeteilchen in Richtung nach der Flußmitte gelenkt werden. Diese wird bei den vorliegenden Versuchen zwischen Profil 19 und 20 erreicht; von dort wandert das Geschiebe in der Folge nach dem konvexen Ufer hinüber.

2. In jedem einzelnen Punkte des Flußlaufes schwankt die Strömung in kurzen Zeitintervallen ihrer Richtung nach um eine Mittel-lage hin und her. An den Flußübergängen sind die Schwankungen geringer als an anderen Stellen im Flußlauf.

3. An den Flußübergängen sind Ober- und Unterströmungen gleichgerichtet, und zwar fast normal zur Längenerstreckung der Schwelle; es treten hier keine Querströmungen auf.

4. Außerhalb der Flußübergänge sind starke Querströmungen vorhanden; die größten Unterschiede in der Richtung von Ober- und Unterströmung in einem Punkte des Flußlaufes liegen in den Kolken am konkaven Ufer.

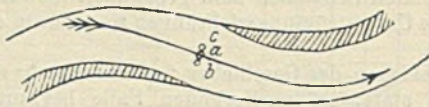


Abb. 17.

5. Im „Bauingenieur“ 1924, Heft 10, S. 294, äußert sich Rapp folgendermaßen: „Es dürfte kaum fehlgegriffen sein, wenn man annimmt, daß, da der Talweg bei a die Schwelle kreuzt (Abb. 17), auch dort eine größere Geschwindigkeit herrscht als bei den unmittelbar benachbarten Stellen b und c. Ist dem aber so, dann würde ein bei b im Wasser mit geringer Geschwindigkeit treibendes Geschiebestück durch den größeren Stoß des Wassers links von ihm in eine Art drehende Bewegung — hier im Sinne des Zeigers einer Uhr — versetzt und zugleich nach rechts gestoßen und somit an der Durchquerung der Wasserfäden mit größerer Geschwindigkeit bei a verhindert werden. In dieser Anschauung wurde ich auch durch die Besichtigung der Lagerung der Geschiebestücke auf den Kiesbänken noch stets bestärkt.“

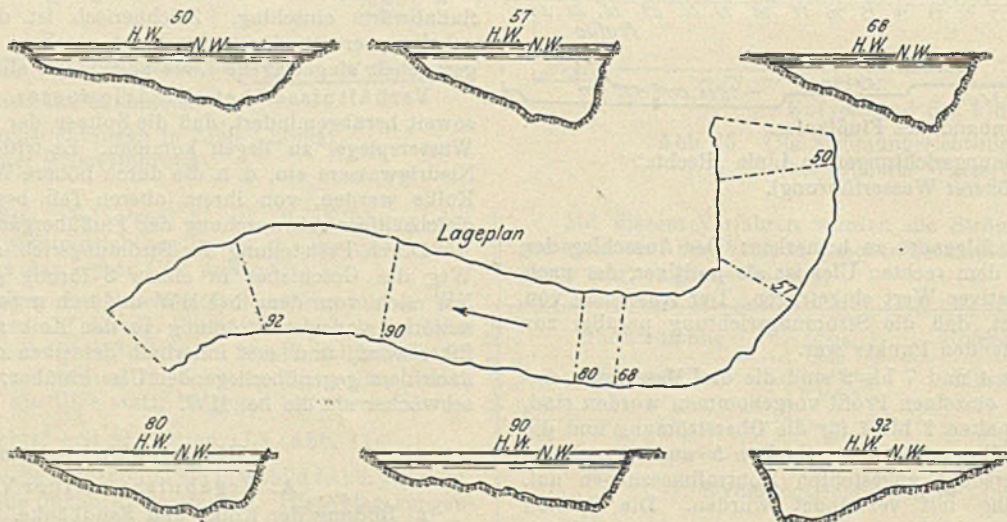


Abb. 18. Der Mississippi bei Carrollton (aufgenommen von Humphreys und Abbot 1851).

Hierzu ist zu bemerken, daß ein Hinüberwandern des Geschiebes von einem Ufer zum gegenüberliegenden unmittelbar auf der Schwelle tatsächlich nicht stattfindet, da, wie schon erwähnt wurde, hier die Strömungen parallel zur Strommittellinie zur Schwelle gerichtet sind.

Wenn Rapp nun weiter von der Lagerung der Geschiebestücke auf den Kiesbänken spricht, so können mit jenen nur die in Abb. 17 schraffiert angedeuteten gemeint sein. Nun ist es durchaus richtig, wenn aus der Lagerung der Geschiebestücke auf diesen Kiesbänken geschlossen wird, daß das Geschiebe bei seiner Wanderung eine Richtung innehatte, die schräg von der Flußmitte nach dem Ufer hin zeigte. Aber es sind die Ursachen hierfür nicht die Geschwindigkeitsunterschiede der Wasserfäden im strömenden Wasser, sondern

es sind vielmehr die auftretenden Querströmungen, d. h. Strömungen mit einer Komponente quer zur Flußmittellinie, die dem Geschiebe diese Wanderungsrichtung verleihen.

6. Das die Schwelle bildende Material rührt zum Teil von den ursprünglich dort liegenden Bodenmassen her, die nicht zur Aus-spülung gelangt sind, und zum anderen Teil stammt es aus dem oberhalb der Schwelle Auswaschung erlittenen Kolk.

Es ist zu beachten, daß bei höheren Wasserständen auf der Schwelle die Sohlenströmung schwächer ist als im Kolk, da in diesem das Wasser abwärts sinkt und Wassermassen, die zuvor nahe der Oberfläche große Geschwindigkeit erlangt hatten, die Sohle erreichen und hier kolkend wirken.

Nach Fargne¹⁷⁾ ist ja auch bekannt, daß die Geschwindigkeit in den Kolken nach ihrem unteren Ende hin abnimmt, und das Wasser also mit geringerer Geschwindigkeit die Schwelle erreicht.

Dieses gilt aber nur für den Zustand höherer Wasserstände, bei dem sich die Kolke ausbilden; bei niedrigen Wasserständen ändern sich die Verhältnisse, weil hierbei das Gefälle sich über den Schwellen konzentriert und diese auswaschen.

β) Vorgänge am Ort der Schwelle bei kleinerer Wasserführung.

Der weiter oben beschriebene Versuch hat gezeigt, wie die Geschiebewanderung bei Niedrigwasser sich von der bei Mittel- oder Hochwasser dadurch unterscheidet, daß das Geschiebe bei seiner Wanderung flußabwärts in die Kolke selbst geführt wird, und erst innerhalb der Kolke durch die Unterströmungen nach dem gegenüberliegenden Ufer hin abgelenkt wird.

B. Ergebnisse der Münchener Modellversuche.

In neuester Zeit hat die „Mittlere Isar A.-G.“, München,¹⁸⁾ Modellversuche angestellt, die u. a. die Strömungserscheinungen in Flußkrümmungen und -windungen erforschen sollten.

Bei diesen Versuchen wurde festgestellt, daß in einer Flußwindung die geschiebebeladene Bodenströmung unter der Einwirkung des hier herrschenden seitlichen Spiegelgefälles stärker abgelenkt wird als die schneller fließenden Oberwasserschichten. Infolgedessen wandert das Geschiebe nach dem konvexen Ufer der Flußkrümmung hinüber, hier Ablagerungen oder Kiesbänke bildend.

Diese Erscheinung ist in völliger Übereinstimmung mit meinen vorbeschriebenen Versuchen; auch bei diesen wanderte das Geschiebe bei Eintritt in die Flußwindung sofort vom konkaven Ufer fort zum gegenüberliegenden konvexen Ufer hinüber; die Ausschläge der gemessenen Strömungen zeigten die gleiche Richtung an, wie Abb. 11 in den Krümmungen erkennen läßt.

Die Modellversuche der Mittleren Isar A.-G. betr. der Flußverzweigungen haben gezeigt, daß sich auch in diesen ein seitliches Spiegelgefälle einstellt, da strömendes Wasser nur dann in eine von seiner ursprünglichen Bahnrichtung abweichende Abzweigung eintreten kann, wenn in der Richtung auf diesen Abzweig ein seitliches Druckgefälle entsteht. Unter Wirkung dieses Druckgefälles wird wiederum (wie oben in der Flußkrümmung auch) die langsamere fließende Unterströmung und mit ihr das dort wandernde Geschiebe

¹⁷⁾ Fargne, Ann. d. ponts et chaussées 1868.

¹⁸⁾ Modellversuche über die zweckmäßigste Gestaltung einzelner Bauwerke. Veröffentlichungen der Mittleren Isar A.-G. München. Charlottenburg 5, 1923. Rom-Verlag.

stärker abgelenkt als die Oberströmung, und gelangt so in den vom geraden Stromlauf abzweigenden Flußarm.

Die Sichtbarmachung der Stromrichtungen in diesen von der Mittleren Isar A.-G. angestellten Modellversuchen geschah an der Oberfläche durch schwimmende Wollfäden; die Unterströmung ließ sich durch kleine Körnchen von Kaliumpermanganat wahrnehmbar machen, indem die von diesen Körnchen ausgehenden Farbschwänze die Richtung der Strömung anzeigten.

C. Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Erscheinungen in der Natur (Beispiel: der Mississippi).

Zum Schluß sei nochmals auf die S-förmige Windung, die der Mississippi bei Carrollton macht, hingewiesen (Abb. 18). Wie schon in der Einleitung gesagt wurde, handelt es sich um die normale Wirkung einer Flußkrümmung auf die örtliche Gestalt eines Querprofils. Der am konkaven Ufer anliegende Strom wirkt dort kolkend, während sich auf der gegenüberliegenden Seite die nach dem Ufer zu ansteigende Sandbank hinzieht. Wie die Querprofile zeigen, erstreckt sich der Kolk der oberen Krümmung bis zum Querprofil Nr. 90 hin; erst unterhalb von diesem, also kurz vor Eintritt in die nächste Krümmung, hat sich die Schwelle ausgebildet, die die Sandbänke verbindet.

Vergleicht man diese Flußprofilbildung mit den bei den oben beschriebenen Modellversuchen erlangten, dann erkennt man, daß der beim Versuch gefundene Tiefenplan der S-förmigen Flußwindung mit dem in der Natur entstandenen vollkommen übereinstimmt.

Diese Tatsache mag das vorn Gesagte rechtfertigen, daß dieselben Erscheinungen, die in der Natur in einer S-förmigen Flußkrümmung statthaben, auch in einem Modellfluß auftreten. Man kann diese Erscheinungen an diesem aber leichter beobachten und studieren, was, am Strom selbst vorgenommen, meist mit großen Schwierigkeiten verknüpft ist.

D. Vergleich der Versuchsergebnisse mit den an den städtischen Kanälen angestellten Beobachtungen.

Auch für den städtischen Tiefbauer ist das Studium der behandelten Erscheinungen von Belang. Insbesondere gilt es, die Lage des Wanderungsweges des durch Gewitterregen, Straßenreinigungsarbeiten und Schneebeseitigung in das Kanalnetz gelangten Sandes zu kennen. Wie Stadtbaurat E. Stecher¹⁹⁾ in einer Veröffentlichung darlegt, werden die Kanalwände in der Hauptsache durch die Schleifwirkung des vom Abwasser mitgeführten Sandes abgenutzt. Dieses Abschleifen der Kanalwandungen durch den Sand ist ein zwar langsamer, aber stetig fortschreitender Zerstörungsvorgang, der in geraden Kanalstrecken schwächer, in den Kurven aber stark, und zwar fast ausschließlich auf deren Innenseite auftritt. An der Außenseite, d. h. in der konkaven Seite, tritt kein Geschiebe auf, da eine zuvor nahe dieser Wandung treibende Geschiebemasse bei Eintritt in die Kurve durch die dort einsetzende Querströmung nach der Flußmitte und weiterhin zur konvexen Seite hinüber gedrängt wird. An der Konkavseite sinkt das Oberflächenwasser nach abwärts; dieses ist aber frei von Sinkstoffen, weshalb in der Konkaven kein Abschleifen statthat. Der Sand wandert also an der konvexen Kanalseite entlang, wo er auch, besonders bei niedrigem Wasserstande, liegenbleibt. Je nach der Stärke des Gefälles der Kanäle sind die Ausschleifungen und Sandablagerungen stärker oder geringer. Bei einem starken Sohlgefälle (1 : 135) fanden nur sehr wenige Ablagerungen statt. In den Kurven wurden aber die Backsteine vom Sande stark ausgeschliffen, in den geraden Strecken dagegen waren die Ausschleifungen geringer.

Diesem durch die Sandmitführung des Abwassers entstehenden Schäden ist dadurch entgegenzuwirken, daß man an der Innenseite der Kurven den Sohlenschutz etwas höher hinaufführt; ferner sind starke Gefälle durch Einbau von widerstandsfähig gestalteten Stufen zu verringern.

¹⁹⁾ E. Stecher, Stadtbaurat, München, Abnutzung des Mauerwerkes von Straßenkanälen. Ges.-Ing. 1924, Heft 42, S. 491 u. 492.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbeton als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe.

Von Dr.-Ing. Rudolf Kraus, Cüstrin.

Wenn in den folgenden Ausführungen von der Möglichkeit der Verwendung von Eisenbeton zur Unterschwellung der Eisenbahngleise die Rede ist, so soll dabei neben wirtschaftlichen Erwägungen vor allem die Betriebssicherheit im Auge behalten werden. Es ist bedauerlich, daß bis jetzt hierüber praktische Versuche nicht in dem Umfange angestellt worden sind, wie es der Bedeutung dieser Sache entspräche — bedauerlich besonders darum, weil das Streben nach Anpassung auch des Eisenbahnoberbaues an die Erfordernisse der Zeit den Gedanken einer ausgedehnten Verwendung des Eisenbetons nahelegt. Während sich vor dem Kriege das Interesse für die Schwelle aus Eisenbeton — abgesehen von der lebhaften Beteiligung der ungarischen und italienischen Staatsbahnverwaltungen — nur auf einen kleinen Kreis von Wissenschaftlern und Industriellen beschränkte, richtet sich heute die Aufmerksamkeit weiter Fachkreise auf die Eisenbetonschwelle in der Erwartung, in ihr doch noch einen vollwertigen Ersatz für die bisher gebräuchlichen Arten von Schwellen (Holz- und Eisenschwellen) zu finden. Denn die Folgen des Krieges haben die Verhältnisse der Schwellenbeschaffung in mancher Hinsicht verschlechtert.

Bekannt sind die Schwierigkeiten, die sich nach dem Kriege der Aufbringung ausreichender Mengen hölzerner Qualitätsschwellen entgegenstellten; nicht allein, daß die Waldbestände durch den Krieg verringert worden sind, müssen für den Aufbau der vernichteten Baulichkeiten beträchtliche Mengen Holz aufgebracht werden. Außerdem werden dem Holz dauernd neue Verwendungsgebiete in der chemischen Industrie, in der Papier- und Textilbranche sowie im Bauwesen erschlossen. Es fiel während der verfloßenen Inflationszeit den Eisenbahnverwaltungen recht schwer, für den stets größer werdenden Bedarf an Schwellen das erforderliche Holz in befriedigender Beschaffenheit zu erhalten. Dabei mußten bereits vor dem Kriege, also in wirtschaftlich durchaus gesunden Zeiten, über 40 % der Schwellen aus dem Auslande bezogen werden, obgleich die etwa 14 Mill. ha bedeckenden Waldungen Deutschlands einen jährlichen Ertrag von ungefähr 20 Mill. m³ Nutzholz abwarfen.

Wenn man damals schon für das Holz einen Ersatz im Eisen gesucht hat, obwohl dieses nicht in jeder Hinsicht als das ideale Material zur Unterschwellung angesehen werden kann, so ist es heute vollends eine unentschiedene Frage, ob man mit der Verwendung von eisernen anstatt hölzernen Schwellen besser fährt. Es braucht nur darauf hingewiesen zu werden, daß 1913 von 28,6 Mill. t geförderter Eisenerze 21,1 Mill. t auf Lothringen entfielen, und daß jetzt der wichtigste Teil Oberschlesiens vom Deutschen Reich losgerissen ist. In den Jahren nach dem Kriege konnten von der jeweils bestellten Menge Schienen, Schwellen und Kleinzeug nur etwa 80 % geliefert werden.

Aus allen diesen Gründen wurde der Eisenbetonschwelle aus bewehrtem Beton erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet, wie denn überhaupt allgemein in der Neuzeit eine ausgedehntere Verwendung des Eisenbetons auch im Brücken- und Hochbau zu beobachten ist. Es muß jedoch bei einem für das Verkehrswesen so überaus wichtigen und im Betriebe so häufig den stärksten Beanspruchungen ausgesetzten Bestandteil, wie ihn die Eisenbahnquerschelle darstellt, vor Übereilung in jeder Hinsicht gewarnt werden, womit nicht gesagt sein soll, daß die bisherige Behandlung dieser Angelegenheit etwa zu flüchtig gewesen wäre, sondern lediglich, daß die bis jetzt vorliegenden praktischen Versuchsergebnisse noch nicht zu einer Verallgemeinerung der Anwendung berechtigen. Die folgenden Ausführungen verfolgen den Zweck, an Hand der Theorie sowie der bisherigen Erfahrungen mit dem Eisenbahnoberbau im allgemeinen und mit der Eisenbetonquerschelle im besonderen zu untersuchen, inwieweit eine Einführung der Eisenbetonquerschelle als Ersatz für die Holz- oder Eisenschwelle heute schon empfehlenswert ist.

Die lebhaften Auseinandersetzungen in den Fachzeitschriften lassen erkennen, daß die Eisenbahnverwaltungen trotz ihrer vorsichtigen Zurückhaltung alle geeignet erscheinenden Erfindungen zur Anpassung des Oberbaues an die technischen und wirtschaftlichen Erfordernisse der Zeit — und zu ihnen gehört die Eisenbetonschwelle — mit Aufmerksamkeit verfolgen. Um so mehr erwächst der Wissenschaft die Aufgabe, auch ihrerseits dazu beizutragen, die volkswirtschaftlich so bedeutungsvolle Frage, ob die Ausbildung einer brauchbaren Eisenbetonschwelle überhaupt möglich ist, der endgültigen Klärung näherzubringen.

I.

Soll die Wissenschaft dieser Aufgabe gerecht werden, so muß sie um so größeren Wert auf die Ergebnisse großangelegter, wenn auch schwieriger und kostspieliger Versuche legen, je weniger sie mit theoretischen Untersuchungen die tatsächlichen Verhältnisse erfassen kann. Hier kommen die Theorien der Berechnung des Eisenbahnoberbaues sowie der Berechnung bewehrter Betonbalken in Frage. Beide Theorien können weder in sich selbst noch in ihrer gegenseitigen Vermischung als vollkommen bezeichnet werden. Es braucht nur darauf hingewiesen zu werden, daß die ganze umständliche und zeitraubende Berechnung des Eisenbahnoberbaues auf der noch keineswegs bewiesenen Winklerschen Hypothese (Winkler, Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, Prag 1867, S. 182) aufgebaut ist, daß in irgend einem Punkte unter der Schwelle der dort herrschende Gegen- druck der Bettung in geradem Verhältnis zur Senkung dieses Punktes steht ($p = C \cdot y$). Diese Annahme als Ersatz für die noch nicht vollständig erforschten Gesetze vom Gleichgewicht der Erdmassen ist wohl auch die Ursache davon, daß die Bestimmung der Konstanten C , der „Bettungsziffer“, auf mancherlei Schwierigkeiten gestoßen ist, und daß die hierzu angestellten praktischen Versuche von Häntzschel, Schubert, Ast, Wasiutynski u. a. so verschiedene Ergebnisse geliefert haben. Ferner sind für die Berechnung der Schienen- und Schwellenbeanspruchung nach Zimmermanns Tabellen (Zimmermann, Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues, Berlin 1888) gleichbleibende Trägheitsmomente vorausgesetzt, was sowohl für die stückweise durch Laschen und Bolzen verstärkte Schiene als auch besonders für eine ganze Reihe von Eisenbetonschwellen nicht zutrifft. Die Erkenntnis, daß bei einem so verwickelten statischen Problem, wie es durch eine Berechnung des Oberbaues gegeben ist, der Aufwand an Rechenarbeit in keinem Verhältnis zur Übereinstimmung zwischen den theoretischen Ergebnissen und den tatsächlichen Vorgängen steht, führte Hoffmann und Schwedler zur Aufstellung ihrer mehr oder weniger willkürlich aufgebauten, später auch von Zimmermann übernommenen und heute viel verwendeten Erfahrungsformeln zur Bestimmung des Schienendrucks. Dazu kommt noch, daß selbst die bis ins kleinste gehenden statischen Untersuchungen der Schiene als eines unendlich langen, durchgehenden Trägers auf elastischen Stützen, der Schwelle als eines elastisch gelagerten Stabes mit symmetrischer Belastung nur einen Teil der gestellten Anforderungen berücksichtigt. Wenn man sich nämlich vergegenwärtigt, daß die Aufgabe des Oberbaues darin besteht, die Verkehrsmittel nicht nur sicher zu tragen, sondern vor allem sicher zu führen, so erhellt daraus, daß sich ein mindestens ebenso großer Teil der Aufgabe gar nicht statisch behandeln läßt, sondern in das Gebiet der Dynamik gehört (Aufnahme von senkrechten und seitlichen Stößen, Widerstand gegen Bremskräfte und Wanderbestrebungen). Schöne Erfolge sind auch hierin schon erzielt; insbesondere hat sich Dr. Saller (Saller: Stoßwirkungen, Kreidel, Wiesbaden 1910; Einfluß bewegter Last . . ., Wiesbaden 1921) um die Erforschung der Dynamik des Oberbaues sehr verdient gemacht. Aber auch die von ihm entwickelten Formeln sind schon auf die bisher gebräuchlichen Oberbausysteme nur in vergleichendem Sinne anwendbar, da sie die rechnerisch überhaupt nicht zu verfolgende Mitwirkung verschiedener physikalischer Eigenschaften wie Molekulararbeit, Wärme, Schall, Magnetismus usw. außer acht lassen. Noch mehr trifft dies bei dem neuen Oberbau in Eisenbeton zu, für den nicht einmal die verallgemeinerte Fassung des Hooke'schen Gesetzes in jeder Hinsicht gilt. Man sieht, schon die theoretische Behandlung des Oberbaues hat ihre Schwierigkeiten und ihre Lücken, die auszufüllen nur jahrelange Beobachtung in der Lage ist.

Ihr gegenüber steht nun die Theorie des Eisenbetons, dessen grundlegende Eigenschaften wie Elastizität, Druck- und Zugfestigkeit und die darauf aufgebauten Berechnungsformeln auf Grund einer Reihe von Versuchen festgestellt wurden, die mit den wirklichen Beanspruchungen einer Eisenbetonschwelle im Betriebe wenig Ähnlichkeit haben. Insbesondere sind Untersuchungen von bewehrten Balken auf ihren Widerstand gegen stoßende, schwingende und rüttelnde Kräfte nicht in dem Umfange angestellt worden, wie es im Hinblick auf die Beanspruchungen im Oberbau unbedingt erforderlich wäre.

Sind somit die Theorien sowohl des Eisenbahnbaues wie auch des Eisenbetonbaues noch nicht vollständig mit der Praxis in ihrem

eigenen Bereich in Einklang gebracht, so kann sich vollends die Wissenschaft nicht allein damit begnügen, beide Gebiete derart miteinander in Verbindung zu bringen, daß sie nach der Oberbautheorie die Schwellenbeanspruchung errechnet und nach den so gefundenen Kräften die Eisenbetonschwelle an Hand der Eisenbetontheorie bemißt. Vielmehr muß das Problem als Ganzes behandelt werden. So soll auch diese Abhandlung neben dem Versuch, jetzt schon aus den vorliegenden Ergebnissen Schlüsse auf den voraussichtlichen Verwendungsbereich der Eisenbetonschwelle zu ziehen, Anregungen geben, in welchem Sinne und in welcher Form dieses Zusammenarbeiten zu geschehen hat.

II.

Wenn sie sich dabei auf die Behandlung der Querswellen beschränkt, so geschieht das aus der Überzeugung heraus, daß das Querschwellengleis in Schotterbettung, das sich als Endergebnis langer, oft von Rückschlägen begleiteter Versuche in der Anwendung behauptet hat, auch bei einer etwaigen Verwendung des Eisenbetons seine Vorherrschaft behalten wird. Die nunmehr bald 100 Jahre umfassende Geschichte des Oberbaues berechtigt zu dieser Auffassung. Ob alle Vorzüge, die die Querschwelle gegenüber anderen Unterschwellungen besitzt, auch der Betonschwelle zugeschrieben werden können, muß die Untersuchung lehren. Auf jeden Fall darf aber vorausgeschickt werden, daß die Hauptgründe für die Bevorzugung des ganzen Querschwellensystems — nämlich der leichte Abfluß der atmosphärischen Niederschläge, die Sicherheit in der Erhaltung der Spurweite und der Querneigung der Schienen, die gleichmäßige, gegenseitig richtige Höhenlage beider Schienenstränge, die Widerstandsfähigkeit gegen wagerecht gerichtete Kräfte und die Anpassungsfähigkeit an die verschiedenen Erfordernisse des Betriebes — auch für die Querschwelle aus Eisenbeton gelten.

Innerhalb des Systems jedoch ist ausschlaggebend für die Güte des Schwellenmaterials und für den Vergleich mit anderem Material die Art und Weise, wie eine Schwelle den auf sie einwirkenden Kräften Widerstand zu leisten und den an sie gestellten Aufgaben gerecht zu werden vermag. Die wichtigste dieser Aufgaben besteht darin, den von den Schienen ausgeübten Druck derart zu verteilen, daß der spezifische Bettungsdruck und die durch ihn verursachten Veränderungen im Zustande der Bettung innerhalb der durch die Betriebssicherheit vorgeschriebenen Grenzen bleiben; ferner soll die Schwelle den Kräften in der Quer- und Längsrichtung des Gleises entgegenwirken und so zur Erhaltung der Gleislage beitragen. Will man also in eine sorgfältige Prüfung der Eisenbetonquerschwelle auf ihre Brauchbarkeit eintreten, so muß man sich über folgende vier Punkte Klarheit verschaffen:

1. Wie werden die der Schiene mitgeteilten Kräfte auf die Bettung übertragen, und wie verhält sich diese unter der Schwelle?

2. Bietet die Schwelle genügend Widerstand gegen die statischen Wirkungen der zu übertragenden Kräfte?

3. Vermag die Schwelle die Stoßwirkungen der Verkehrslasten unschädlich zu verarbeiten?

4. Gewährt die Schienenbefestigung der richtigen Gleislage einen sicheren und dauerhaften Halt, ohne die Schwelle zu schädigen?

Von der Beantwortung dieser Fragen hängt die Entscheidung darüber ab, ob die Betonschwelle ganz allgemein im zukünftigen Oberbau Verwendung finden kann, oder ob sie nur für bestimmte Bahngattungen, Verkehrsarten und Geländeverhältnisse in Betracht kommt.

Soweit den folgenden Ausführungen Vergleichsberechnungen zugrunde liegen, sind aus der Fülle von Einzelbauformen als Vertreter der drei verschiedenen Arten die nachstehenden herausgegriffen (Abb. 1, 2 u. 4):

a) Holzschwelle des verstärkten Oberbaues für Hauptbahnen der badischen Staatseisenbahnen vom Jahre 1906; Querschnitt 25×15 cm, Länge 270 cm.

b) Trogschwelle des verstärkten eisernen Oberbaues für Hauptbahnen der badischen Staatseisenbahnen vom Jahre 1899; Breite 24 cm, Höhe 10 cm, Länge 240 cm.

c) Eisenbetonschwelle der Deutschen Asbestonwerke A.-G. in Köln, neueste Bauart von 26 cm unterer, 21 cm oberer Breite, 20 cm Höhe und 220 cm Länge.

Daß gerade die Schwellen des badischen Oberbaues für den Vergleich ausgewählt werden, ist vor allem darin begründet, daß der verstärkte badische Oberbau, besonders derjenige auf Eisenschwellen, sich durchaus bewährt hat und deshalb als Vorbild für den kommenden Einheitsoberbau der Deutschen Reichsbahn genommen ist. Von den übrigen im schweren Oberbau Deutschlands am meisten verbreiteten Schwellen soll die preußische eiserne Rippenschwelle (270 cm lang, 8 cm hoch, 22 cm breit) infolge mangelhafter Bewährung (starke Rostbildung, geringe Lebensdauer) künftig nicht mehr beschafft, sondern durch eine der badischen Form angepaßte Trogschwelle ersetzt werden. Die preußische Holzschwelle hat etwa dieselben

Abmessungen wie die badische, doch wird ihre Länge von jetzt ab auf 260 cm verkürzt. Stellenweise soll neben der deutschen Asbestonchwelle, auf die wegen ihres nahezu gleichmäßig durchgehenden Querschnitts die Zimmermannsche Berechnung am besten anwendbar ist, auch die italienische Maciachinischwelle zum Vergleich herangezogen werden (Abb. 3). Die drei gewählten Typen sind auch für rechnerische Gegenüberstellungen insofern interessant, als sie in ihrer Länge erheblich voneinander abweichen (220 — 240 — 270).

Die Vorzüge und Nachteile der Holz- und Eisenschwellen sind auf Grund langjähriger Erfahrungen bekannt; die Vorteile der Eisenbetonschwelle werden von der herstellenden Industrie gerühmt, ihre Schwächen von den Kritikern hervorgehoben. Bekannt ist, daß die Holzschwelle, abgesehen von ihrer beschränkten Lebensdauer, das ideale Mittel zur Auflagerung von Eisenbahnschienen auf dem Bahnkörper ist, da sie mit bedeutender Elastizität genügend Masse verbindet, um der Schiene ein ruhiges Lager zu bieten — daß ihre Form sowohl eine günstige Druckübertragung als auch genügenden Halt gegen Verschiebungen in der Bettung gewährleistet —, daß ihr Hauptnachteil in dem geringen Widerstand gegen klimatische Einflüsse liegt, denen man jedoch im Laufe der Zeit durch bewährte Durchtränkungsverfahren immer erfolgreicher zu begegnen wußte. Bekannt ist ferner, daß auch die Eisenschwelle außer einigen Schattenseiten den Hauptvorteil einer guten Schienenbefestigung und sicherer Spurhaltung, längerer Haltbarkeit und hohen Altmaterialwertes hat, und daß sie bis zum Kriegsausbruch dank der außerordentlichen Entwicklung der deutschen Eisenindustrie weiteste Verbreitung gefunden hat.

Die größten Vorzüge der Eisenbetonschwelle erblickt man in ihrer vollkommenen Beständigkeit gegen alle Witterungseinflüsse und in ihrer Unzerstörbarkeit durch Insekten und Feuer, ferner in ihrer Masse und ihrem großen Gewicht, das infolge der ruhigen Lagerung ein sicheres Fahren und geringe Unterhaltungsarbeiten verursachen soll; auch verspricht man sich aus der Kürze der neuen Schwelle große Ersparnisse an Bettungsmaterial. Zur Vermeidung teurer Transporte soll sie in Anpassung an die jeweils vorliegenden Verhältnisse in der Nähe der Verwendungsstelle ohne besondere Fabrikanlagen hergestellt werden können.

Demgegenüber wird geltend gemacht, daß sich infolge der völligen Starrheit des Schwellenkörpers die geringen elastischen Eigenschaften des Baustoffes gegenüber den plötzlichen Stößen gar nicht entwickeln könnten, daß vorzeitige Rissebildung infolge der Erschütterungen des Betriebes dem Wasser zu den Eiseneinlagen Zutritt verschaffe und damit den Vorteil der Witterungsbeständigkeit verschwinden lasse; das große Gewicht mache die Schwellen unhandlich und habe gegenüber dem Vorzug einer ruhigen Gleislage den Nachteil, daß die Bettung beim Auf- und Absteigen der Schwellen durch Zerhämmern mehr angegriffen wird als durch Holz- oder Eisenschwellen. Der Streit dreht sich wohl auch hier um die mehr grundsätzliche Frage, ob die Elastizität der Fahrbahn vorteilhafter in den Oberbau oder in den Unterbau zu verlegen ist.

III.

Die Bettung bildete schon immer ein schwieriges Kapitel im Eisenbahnbau und eine Ursache vieler Unzulänglichkeiten, weil eben zwei miteinander schwer in Einklang zu bringende Eigenschaften, Widerstandsfähigkeit und Nachgiebigkeit, von ihr verlangt werden. Insbesondere die Nachgiebigkeit, die eigentlich nur unmittelbar nach dem Verlegen und Stopfen voll vorhanden ist, erfährt unter dem Betriebe sehr schnell ungünstige Veränderungen insofern, als der Bettungskörper nebst Unterbau nur in geringem Maße imstande ist, rein elastische Formänderungen auszuführen. Jede Belastung, auch die kleinste, ruft eine elastische und eine bleibende Einsenkung des Bodens hervor, die natürlich mit der darüber beförderten Last abnimmt, aber um so größer ausfällt, je größer der spezifische Bettungsdruck ist. Da nun in der Berührungsebene zwischen Bettung und Untergrund der spezifische Druck bereits ziemlich verteilt auftritt, macht sich der verschiedene Einfluß verschiedener Schwellen hier nur in verschwindendem Maße geltend. Es genügt also, die Druckverteilung unmittelbar unter der Schwelle näher zu betrachten, um festzustellen, ob die neue Eisenbeton-(Asbeston-)Schwelle in dem ersten der oben aufgestellten vier Punkte den bisherigen Schwellenarten überlegen oder doch gleichwertig ist.

Der Berechnung, die unter Zuhilfenahme der Zimmermannschen Tabellen an den drei Vergleichsschwellen vorgenommen wurde, ist zunächst eine Radlast von 8 t zugrunde gelegt, der für den Entwurf dieser Schwellen seinerzeit maßgebenden Höchstbelastung. Da man bei dem zunehmenden Reibungsgewicht der Lokomotiven für die nächste Zukunft immerhin mit 10 t rechnen muß, sind auch die dieser Belastung entsprechenden Werte bei den nachstehenden Berechnungsergebnissen in Klammern () beigelegt. Die wechselnde Beschaffenheit des Untergrundes machte es erforderlich, zwei Grenzwerte für die Bettungsziffer C neben einem Mittelwert einzuführen. Zimmermann rechnet bei seinen durchgeführten Beispielen jeweils mit $C=3$ für

schlechte und $C=8$ für gute Bettung. Mit Rücksicht auf die Versuche von Hantzschel und Wasjutynski (Organ 1899), die Bettungsziffern bis über 30 ergaben, und um möglichst krasse Gegensätze zu erhalten, sei im folgenden $C=3$ für Kiesbettung auf leichtem Lehm, $C=8$ als Mittelwert und $C=15$ für Granitschotter auf Felsuntergrund gewählt.

In Tabelle 1 sind die gesamten aus den Verkehrslasten und dem Eigengewicht herrührenden Bettungsdrücke zusammengestellt. Die überwiegend starken Drücke am Schwellende zeigen zunächst, daß sowohl die badische Eisenschwelle als auch die Asbestonschwelle zu kurz bemessen sind; nur eine Länge von etwa 270 cm gewährleistet die notwendige Entlastung der Schwellenenden in gleicher Weise wie der Schwellenmitte.

Tabelle 1. Größe der Bettungsdrücke.

p	Schwelle	Punkt	C=3	C=8	C=15
Gesamter Druck in kg/cm ²	Beton	Ende	1,640 (1,970)	1,823 (2,263)	2,120 (2,552)
		Schiene	1,541 (1,890)	1,671 (2,033)	1,789 (2,261)
		Mitte	1,374 (1,700)	1,260 (1,564)	1,163 (1,419)
	Holz	Ende	1,195 (1,451)	0,952 (1,153)	0,921 (1,109)
		Schiene	1,317 (1,626)	1,482 (1,797)	1,669 (2,014)
		Mitte	1,161 (1,432)	1,095 (1,327)	0,982 (1,182)
	Eisen	Ende	1,730 (2,137)	1,825 (2,242)	1,792 (2,174)
		Schiene	1,573 (1,947)	1,750 (2,147)	1,954 (2,372)
		Mitte	1,154 (1,429)	0,978 (1,196)	0,819 (0,991)

Zur Gewinnung einer besseren Übersicht und eines Bildes von der Gleichmäßigkeit der Kraftübertragung von den Schienen auf die Bettung wurden diese Ergebnisse zeichnerisch aufgetragen (Abb. 1). Durch Ausplanimetrierung der Druckdiagramme und deren Verwandlung in inhaltsgleiche Rechtecke von der Länge der Schwelle wurden die mittleren Bettungsdrücke gefunden. Ein Maß für die Gleichmäßigkeit der Druckverteilung ist zweifellos das Verhältnis vom größten jeweils

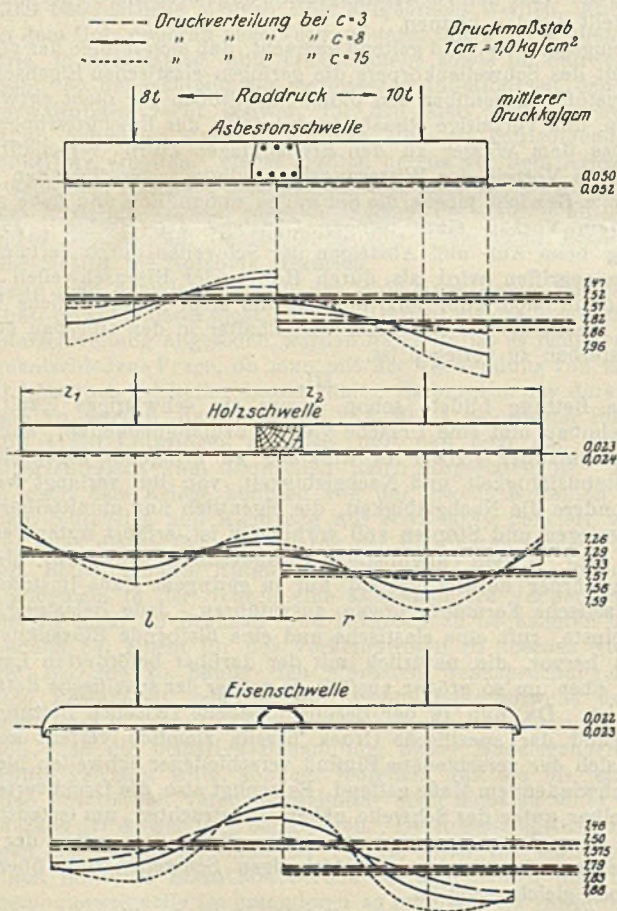


Abb. 1. Vergleich der Bettungsdrücke.

vorkommenden zum mittleren Druck, das um so vorteilhafter ist, je mehr es sich dem Werte 1 nähert. Die Größen, die dieses Verhältnis ψ , die „Verteilungsziffer“, für die drei verschiedenen Schwellen annimmt, sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Man sieht daraus sofort, daß die Behauptung, die neue Eisenbetonschwelle sei hinsichtlich einer gleichmäßigen, die Bettung besonders schonenden Übertragung der Schienen drücke den bisher gebräuchlichen Schwellen überlegen, mindestens für die hier besprochene Ausführungsart übertrieben ist. Die Holz-

Tabelle 2. Verteilungsziffer.

C	Beton	Holz	Eisen
3	1,114 (1,054)	1,043 (1,077)	1,185 (1,192)
8	1,200 (1,218)	1,149 (1,150)	1,216 (1,226)
15	1,350 (1,300)	1,253 (1,268)	1,240 (1,260)

schwelle steht, nicht zum wenigsten infolge ihrer ausreichenden Länge, im Durchschnitt an erster Stelle, während die Asbestonschwelle, die bei schlechtem Bettungsmaterial noch die (Holz- und) Eisenschwelle übertrifft, bei zunehmender Vergrößerung der Bettungsziffer immer ungünstiger die Druckverteilung beeinflusst. Gegenüber dem Einwand, es sei gar nicht erforderlich und nicht vorgesehen, die Asbestonschwelle auf ihre ganze Länge zu unterkrampen, vielmehr solle sich die Unterstopfung vom Schienenlager nach der Mitte zu nur auf die gleiche Länge wie der äußere Überstand erstrecken, sei auf ein Urteil Zimmermanns in seinem Werke (S. 200) hingewiesen, der schreibt: „Ein angestellter Vergleich läßt erkennen, daß der Fortfall der Unterstopfung in Schwellenmitte das Überwiegen der Senkung und des Druckes unter den äußeren Teilen der Schwelle zwar beseitigt, daß dies jedoch weniger durch eine Entlastung der zu stark gedrückten Flächen als durch eine Steigerung des Druckes auf die vorher weniger belasteten Teile erreicht wird, wobei der Größtwert bedeutend wächst. Da überdies die ungleichmäßige Unterstopfung das seitliche Ausweichen der stark gedrückten Bettungsteile nach der weniger belasteten Mitte hin befördert und dadurch die dauernde Erhaltung der richtigen Höhenlage erschwert, so dürfte das in Rede stehende Verfahren nur als ein Notbehelf zu betrachten sein, der entbehrlich wird, sobald man der Schwelle eine ausreichende Länge gibt.“ Besonderer Wert wird auf das Zunehmen des Größtwertes zu legen sein. Bei der betrachteten Asbestonschwelle wächst nämlich der mittlere Druck, der bei gleichmäßiger Unterstopfung 1,57 kg/cm² (1,96) beträgt, bei teilweiser Unterstopfung auf $(4360 + 115 + 33) : (26 \cdot 70) = \text{rd. } 2,5 \text{ kg/cm}^2$ bzw. für 10 t auf $(5310 + 115 + 29) : (26 \cdot 70) = 3 \text{ kg/cm}^2$, infolgedessen der Höchstdruck entsprechend den ausführlich berechneten Fällen auf etwa 3 kg/cm² bzw. 3,6 kg/cm². Dies sind ziemlich schädliche Werte gegenüber der allgemeinen Ansicht, daß ein größter Bettungsdruck von 2 kg/cm² noch als zulässig und wirtschaftlich angesehen werden darf. Wenn also von großen Ersparnissen an Bettungsmaterial, Erdarbeiten und Grunderwerb die Rede ist, die man durch Verwendung der neuen Asbestonschwelle zu machen hofft, und die auf über 40% berechnet wurden, so muß man bedenken, daß die gleichen Ersparnisse auch mit den übrigen Schwellen durch entsprechende Verkürzung auf 220 cm zu erzielen wären, daß sie aber hier wie dort durch anderweitige gefährliche Nachteile teuer erkauft würden.

Tabelle 2 gibt scheinbar der Auffassung recht, daß für die Eisenbetonschwelle eine besonders gute Bettung nicht erforderlich sei, ja sogar diese Schwelle in Anbetracht ihrer ohnehin ruhigen Lage unmittelbar auf den gewachsenen Boden gelegt werden könne (Technik und Wirtschaft 1916 Nr. 3, Kölnische Zeitung 1921 Nr. 18, Der Bauingenieur 1923 Nr. 1). Hiermit wäre aber der Bahnunterhaltung ein schlechter Dienst erwiesen, wie zahlreiche praktische Erfahrungen lehren (vergl. die Ergebnisse der Untersuchungen Hantzschels über die bleibenden Einsenkungen selbst beim Vorhandensein einer elastischen Bettung, Organ f. d. Fortschr. d. Eisenb.-Wesens 1899, oder die Aufzeichnungen M. G. Cuenots über die Ungleichmäßigkeit der bleibenden Einsenkungen: Etude sur les déformations des voies de chemins de fer, Bourg - Schweiz 1905, S. 29 usw.). Bei mangelhafter Bettung müßten diese Schwierigkeiten in der Erhaltung der richtigen Gleislage infolge des großen Gewichts der Eisenbetonschwellen zu unerschwinglichen Unterhaltungskosten führen, was natürlich die Verwendung solcher in der Anschaffung schon teuren Schwellen völlig unwirtschaftlich machen würde. Weniger oder gar keine Bedenken solcher Art gegen die Verwendung von Eisenbetonschwellen liegen natürlich bei solchen Bahnen vor, bei denen auf ein besonders widerstandsfähiges Schotterbett weniger Wert gelegt zu werden braucht, nämlich bei Straßen- und Kleinbahnen. Hier können die Vorteile einer gleichmäßigeren Druckverteilung voll zur Geltung kommen.

Ein Vorzug, der für Bahnen jeder Gattung zutrifft, besteht zweifellos in der größeren Widerstandsfähigkeit der schweren Betonschwelle gegen seitliche Verschiebungen, nicht allein wegen der Vermehrung des Reibungsdrucks, sondern weil auch durch die leicht zu erzielende Rauheit der Unterseite eine gewisse Verzahnung zwischen Schwelle und Unterlage stattfindet. Natürlich kommt auch hier der günstige Einfluß des Gewichtes um so mehr zur Geltung, je kleiner der Unterschied zwischen den seitlichen Kräften und dem Schwellengewicht wird, also ebenfalls im Gebiete der Kleinbahnen.

IV.

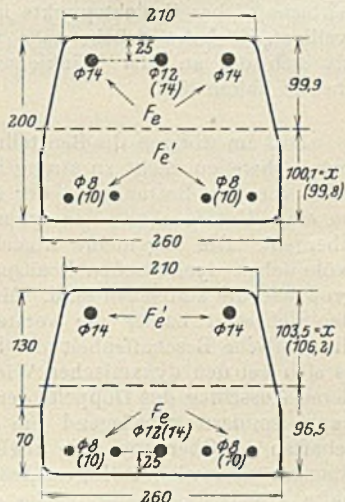
In engem Zusammenhange mit der ungleich auf die Schwelle verteilten Auflagerreaktion stehen die Bieungsbeanspruchungen, denen die verschiedenen Querschnitte ausgesetzt sind, und die naturgemäß mit zunehmender Ungleichmäßigkeit der Bettungsdrücke wachsen. Leider lassen die bisherigen Versuche keine aufmerksame Beobachtung der durch die Bieungsmomente auftretenden Randspannungen und ihrer Wirkung auf den Beton erkennen, vielmehr beschränkten sie sich meist auf die Ermittlung der Bruchlast für vergleichende Feststellungen. Dabei waren die Belastungsvorschriften ziemlich willkürlich gewählt und blieben erheblich hinter den tatsächlichen Beanspruchungen im Betriebe zurück. Sollen diese tatsächlich zur Grundlage der Ausbildung brauchbarer Schwellen gemacht werden, so ist es unumgänglich notwendig, größere Mengen davon im Gleis selbst längere Zeit zu beobachten, und die verschiedenen Einflüsse der Bewehrung, des Mischungsverhältnisses, des Wasserzusatzes, des Zements, der Sande und Zuschlagstoffe sowie des Alters genau zu verfolgen.

Recht spärlich sind derartige Untersuchungen im Betriebe bis jetzt geblieben. Einige Ergebnisse weiß die ungarische Staatsbahn zu berichten, deren Versuchsstrecke allerdings den Charakter einer Hauptbahn zweiten Ranges hat, schwachen Personenverkehr und ziemlich lebhaften Güterverkehr aufweist, jedoch von Schnellzügen nicht befahren wird. Danach wurde im wesentlichen festgestellt, daß alle Umstände, die die Beschaffenheit und Festigkeit des Betons günstig beeinflussen, auch wesentlich die Haltbarkeit der Schwellen erhöhten. So stellte sich die Zahl der betriebsfähigen Schwellen Type 1905 und 1906 nach 8 1/2 jähriger Liegedauer bei Verwendung fetten Betons um 59% höher als bei Benutzung mageren Betons, bei Ausföhrung in Stampfbeton um 49% höher als bei Herstellung in Gußbeton. Besonders deutlich zeigte sich auch der Wert fachgemäßer Arbeit und der Verwendung guten Zements (um 71% höher).

Was die Schäden an den unbrauchbar gewordenen Schwellen anbelangt, so wurden in den meisten Fällen als erste Anzeichen der Zerstörung Risse beobachtet, die teils von den Kanten der Schienenunterlagsplatten ausgingen, teils infolge der Biegung in Schwellenmitte an der Oberfläche und unter dem Schienenlager an der Unterfläcbe auftraten. Überhaupt wiesen viele unbrauchbar gewordene und ein großer Teil der am Ende der Versuchsperiode noch betriebsfähigen Schwellen eine der Durchbiegung entsprechende Formänderung unter Bildung von Zugrissen auf, was auf ungenügende Widerstandsmomente schließen läßt. In einzelnen Fällen waren die Risse durch Frostwirkung nicht unerheblich vergrößert.

Die Erfahrungen mit diesen Probetypen wurden 1916 bei der Konstruktion einer neuen Schwelle von trapezförmigem Querschnitt verwertet, deren Bieungsfestigkeit in der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Budapest etwa doppelt so groß wie bei den Bauarten 1905 und 1906 festgestellt wurde. Die Versuche dortselbst dienten vor allem der Feststellung geeigneter Übernahmepföhrungen und Lieferungsvorschriften und bestanden in Biege-, Scher- und Druckproben, die an der gebrauchsfertigen Schwelle im Alter von 28 und 90 Tagen vorgenommen wurden. Hinsichtlich der Beschaffenheit des Materials hatten die Versuche das Ergebnis, daß für die Lieferung eine Mindestdruckfestigkeit des Zements von 400 kg/cm² nach 28 Tagen und eine Betonmischung von 400 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton sowie eine Mindestdruckfestigkeit des Betons von 220 kg/cm² verlangt wurden; Flußsand und Flußkies wurden als Zuschlagstoffe vorgeschrieben. Über das Verhalten der nach den Versuchen in der Technischen Hochschule noch verbliebenen und in der Probestrecke verlegten 30 Stück scheint die ungarische Bahndirektion im allgemeinen befriedigt zu sein, obgleich sie schon 1920 bei fast allen Schwellen Zugrisse an der Unterseite feststellen mußte. Sie ist jetzt mit der Herstellung von einigen tausend Stück in eigener Regie beschäftigt, um in großzügiger Weise die bisherigen, immer noch ergänzungsbedürftigen Versuche zu erweitern und so allmählich zu einer Normalisierung zu gelangen.

Querschnitt in Schwellenmitte.

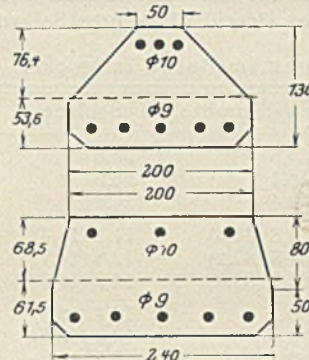


Querschnitt am Schienenlager.

Abb. 2. Neue deutsche Asbeston-schwelle.

Auch die italienische Staatsbahnverwaltung sah sich bis heute noch nicht in der Lage, ein endgültiges Urteil über die Verwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons als Schwellenmaterial abzugeben. Anscheinend richtet sie in letzter Zeit ihr Hauptaugenmerk auf eine ständige Verbesserung der Schienenbefestigung, worüber in

Querschnitt in Schwellenmitte.



Querschnitt am Schienenlager.

Abb. 3. Maciachinschwelle (Italien).

einem der folgenden Abschnitte noch Näheres zu sagen sein wird. Wichtig für die Beurteilung der Stabilität der Schwelle als Ganzes ist zunächst die Feststellung, daß ein großer Teil der seit 1907 beobachteten Schwellen nach einer geringen Anzahl von Jahren, die stets hinter der erwarteten Lebensdauer zurückblieb, aus der Strecke entfernt werden mußte. Über das statische Verhalten der in neuerer Zeit in Betrieb genommenen Probenschwellen hat sich die italienische Staatsbahnverwaltung noch nicht geäußert, wie sie überhaupt das wichtige Problem der praktischen Verwendung von Eisenbetonschwellen noch nicht für spruchreif hält. Aus den praktischen Erfahrungen, die seit 1912 in verschiedenen Gegenden Deutschlands und des Auslandes mit der deutschen Asbeston-schwelle gemacht wurden, lassen sich keine sicheren Schlüsse ziehen, inwieweit die zahlreich aufgetretenen Schäden auf statische Mängel zurückzuführen sind. Zwar gaben die Laboratoriumversuche, die 1913 in der Dresdener Hochschule mit einer von R. Wolle (Leipzig) hergestellten Schwelle vorgenommen wurden (Organ 1913, Heft 13, S. 233), kein ungünstiges Bild von der Festigkeit des Verbundkörpers, doch führten die Proben auf offener Strecke auch bei dieser Schwelle vielerorts zu gefährlichen Rissebildungen. So sah die Generaldirektion der sächsischen Staatseisenbahnen sich im Jahre 1913 genötigt, die weitere Beschaffung eben dieses Systems „Wolle“ infolge des Ergebnisses der 1913 begonnenen Versuche bei Potschappel und Leisnig einzustellen. In Württemberg mußte eine ganze Anzahl Schwellen nach kurzer Liegedauer wegen Rissebildung ausgewechselt werden (Kräutle, Organ 1921), und auch bei den schwedischen Bahnen hatten nach dem Bericht von Saller (Organ 1921) dieselben Mängel bereits nach zwei Jahren eine schnell fortschreitende Zerstörung der Asbeston-schwelle zur Folge. Derartige Erfahrungen ließen immer noch ausreichende Widerstandsmomente gegen die statischen Wirkungen der Verkehrslasten vermissen, weshalb auch die neueren, 20 cm hohen Asbeston-schwellen ein auf ihre ganze Länge gleichbleibendes, größeres Trägheitsmoment erhielten.

Es erübrigt sich, im einzelnen weiter darauf einzugehen, wie die verschiedenen Verbesserungen der letzten Jahre bei dieser und anderen Betonschwellen den statischen Anforderungen durch entsprechende Bemessung der Querschnitte und Eiseneinlagen Rechnung trugen. Die äußeren Kräfte sind meist nach Dr. Zimmermann berechnet, und hierauf die Schwellen nach der Theorie der auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken bemessen. Interessant ist hier hauptsächlich die Frage, ob die am Rande der Querschnitte auftretenden Zugspannungen die Bildung von Rissen im Beton erwarten lassen. Denn jeder Riß vermindert nicht nur das Widerstandsmoment, er gestattet auch dem Wasser Zutritt zu den Eiseneinlagen und beseitigt damit den Hauptvorteil der Eisenbetonschwelle, die Beständigkeit gegen Witterungseinflüsse.

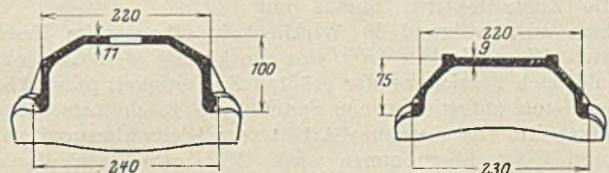


Abb. 4. Badische und preußische eiserne Querschwelle.

Das Auftreten des ersten Risses ist geradezu entscheidend für die Lebensdauer der Schwelle, und die vollständige Unbrauchbarkeit eines einmal angerissenen Schwellenkörpers unter den Wirkungen des Verkehrs dürfte kaum längere Zeit auf sich warten lassen. Aus diesem Anlaß erscheint es angebracht, zur besseren Beurteilung einmal bei zweien der neuen Betonschwellen, der italienischen Maciachinschwelle und der deutschen Asbeston-schwelle, die unter einem Raddruck von 8 t (10 t) zu erwartenden Zugspannungen im Beton zu untersuchen.

Tabelle 3 bringt eine Zusammenstellung des Ergebnisses; die unterste Spalte enthält die Biegungsspannungen für den Fall, daß die Asbeston-schwelle nur teilweise, und zwar auf gleiche Entfernung beiderseits der Schienenaufleger (35 cm) unterstopft wird.

Über die Frage, bei welcher Zugspannung die ersten Risse im Beton auftreten, sind schon eine ganze Reihe beachtenswerter Versuche gemacht worden, deren Ergebnisse allerdings auf den vorliegenden Fall nur unvollkommen bezogen werden können. Es handelt sich dabei nämlich meist um frei aufliegende, einseitig bewehrte Balken

Tabelle 3. Größte Zugspannungen im Beton in kg/cm^2 .

Bauart	C	Schwellenmitte	Schiene
Maciachini	3	65,8	55,3
	8	56,1	56,5
	15	50,4	56,1
Asbeston	3	34,8 (41,3)	11,4 (13,4)
	8	31,3 (37,2)	12,8 (14,7)
	15	27,7 (32,8)	14,9 (16,3)
Asbeston-Teilunterstopfung	3	0	16,4 (19,0)
	8	0	16,9 (19,5)
	15	0	17,5 (19,9)

oder Plattenbalken, die ruhenden Belastungen unterworfen wurden. Immerhin lassen sich die dort gewonnenen Ergebnisse zu Vergleichen heranziehen, besonders da hier vorläufig nur die statischen Wirkungen der Verkehrslasten berücksichtigt werden sollen. Foerster empfiehlt im Taschenbuch für Bauingenieure bei der Berechnung von Eisenbetonbalken die Einführung relativer Zugfestigkeiten von 20 bis 25 kg/cm^2 , ohne die Bildung von Rissen befürchten zu müssen. Eine Bestätigung finden diese Angaben in den Versuchen, die von C. Bach in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart auf Veranlassung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ an mehr als 600 Balken vorgenommen wurden. Die Ergebnisse sind in Heft 24 des Ausschusses unter dem Titel: „Spannung σ_{bz} des Betons in der Zugzone von Eisenbetonbalken unmittelbar vor der Rissebildung“ veröffentlicht. Diese kritischen Spannungen wurden je nach Mischungsverhältnis, Alter, Bewehrung, Wasserzusatz usw. zu 30 bis 40 kg/cm^2 ermittelt; die Festigkeiten bewegen sich zwischen 15 und 20 kg/cm^2 . Während C. Bach jeweils die beim Entstehen der ersten Risse aufgetragenen Belastungen beobachtete und hieraus σ_{bz} berechnete, wurden die gleichzeitig vorgenommenen Messungen der Längenänderungen an der Druck- und Zugseite von Dr. Heintel in anderer Weise ausgewertet. Dieser veranschaulicht nämlich in seiner Schrift „Die Berechnung der Einsenkung von Eisenbetonplatten und Plattenbalken“ das elastische Verhalten des Betons durch Berechnung der Formänderungskurven aus den gemessenen Dehnungen bzw. Zusammenrückungen. Danach treten Spannungen über die Zugfestigkeiten hinaus nur theoretisch auf, während in Wirklichkeit schon beim Erscheinen der ersten Wasserflecken (*W*) eine Lockerung des Gefüges stattfindet, die nach Erreichung der größten Zugfestigkeit unter Abnahme der vom Beton aufgenommenen Spannungen rasch fortschreitet, bis durch einen Riß (*R*) die ganze Arbeit vom Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisen übernommen wird. Man geht nach diesen und ähnlichen Ergebnissen anderer Versuche wohl kaum zu weit, wenn man für die statische Berechnung von Eisenbetonschwellen die zulässigen Zugspannungen auf höchstens 15 kg/cm^2 begrenzt. Ein Blick auf Tabelle 3 zeigt, daß die italienische Vollbahnschwelle noch weit davon entfernt ist, diesen statischen Anforderungen zu genügen, und daß die neue Asbeston-schwelle einen gewissen Fortschritt in dieser Hinsicht bedeutet. Die Überbeanspruchung in der Mitte würde sogar nahezu verschwinden, wenn die teilweise Unterstopfung richtig durchgeführt werden und erhalten bleiben könnte. Da aber auf die Dauer ein „Reiten“ der Schwelle (zumal bei rolliger Bettung) ohne große Unterhaltungsarbeiten kaum verhindert werden kann, wäre eine

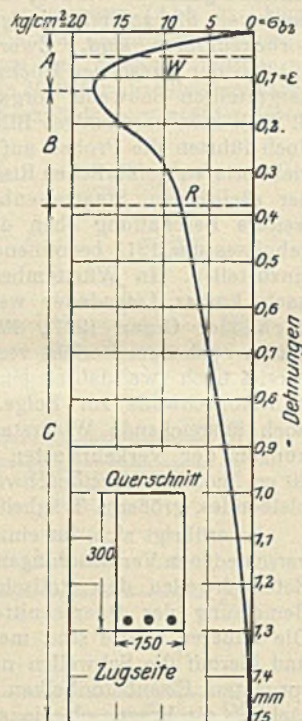


Abb. 5. Formänderungskurve des Balkens Nr. 48 aus der Versuchsreihe von C. Bach, berechnet von Heintel.

größere Länge vorteilhafter. Demgegenüber fällt jedoch die Kostenfrage wieder ins Gewicht; die Schwelle, die heute 13 R.-M. ab Fabrik kostet, vereinigt schon bei einer Länge von 220 cm in sich eine ziemliche Masse im Vergleich zu allen anderen Schwellentypen. Diese wirtschaftlichen Gesichtspunkte werden an anderer Stelle eingehender gewürdigt werden. Hier genügt die Feststellung, daß schon bei Vollbahnschwellen mit 8 t größtem Raddruck ein ideales Trägheitsmoment von weit über 20000 cm^4 und eine Länge von 260 bis 270 cm verlangt werden muß, wenn der Gefahr von Zugrissen im Beton begegnet werden soll. Vom Standpunkte der Bruchsicherheit aus dürfte danach die Maciachinschwelle ohne Bedenken nur bei Bahnen mit höchstens 3 t Raddruck verwendet werden. Auch die Trägheitsmomente der meisten anderen in den letzten Jahren aufgetauchten Schwellentypen (italienisches Modell 1918 mit rd. 8000 cm^4 , ungarische Schwelle 1921 mit rd. 10000 cm^4 , bayerische Schwelle von Dyckerhoff & Widmann mit etwa 9000 cm^4 u. a.) lassen ihre Verwendung auf Bahnstrecken, die mit mehr als 4 t Raddruck belastet sind, in statischer Hinsicht nicht ratsam erscheinen. Die Frage, ob sich überhaupt eine statisch einwandfreie Schwelle konstruieren läßt, ist dahin zu beantworten, daß dies unter voller Vernachlässigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte lediglich mit Berücksichtigung der jeweiligen Höchststraddrücke sehr wohl möglich ist, aber nur soweit, als sich die auf der Winklerschen Hypothese aufgebaute Oberbauteorie halten läßt.

V.

Daß im übrigen die Beurteilung der bis jetzt konstruierten Eisenbetonschwellen nicht zu streng ist, zeigt sich besonders dann, wenn man von der Betrachtung der statischen Wirkungen der Zuglasten zu einer Untersuchung der dynamischen Vorgänge im Eisenbahngleis übergeht. Die allgemeine Ansicht darüber geht dahin, daß die gewöhnlichen dynamischen Beanspruchungen vielfach etwa doppelt so groß wie die statischen sind. Man müßte schon aus diesem Grunde der Sicherheit halber die vorstehend besprochenen Bedingungen für die statische Beschaffenheit der Schwellen verdoppeln. Nun handelt es sich bei den dynamischen Wirkungen nicht nur um Schwingungen, deren Ausschlag das Doppelte der statischen Durchbiegungen erreichen kann, sondern vorwiegend um Stoßdrücke, herrührend von Eigenschaften des Oberbaues (wie ungleichmäßige Höhenlage und ungleiche Elastizität), sowie von Eigenschaften der Verkehrslasten (wie mangelhafte Abfederung, bewegte Massen an Lokomotiven usw.). Es wäre natürlich verfehlt, wollte man mit der Betonung dynamischer Gesichtspunkte die Wichtigkeit der statischen Berechnungen auch nur abschwächen; dafür liefern die dynamischen Berechnungen, deren streng analytische Lösung oft die größten Schwierigkeiten verursacht, viel zu ungenaue Ergebnisse. Und trotzdem muß gerade auf die stoßweise Belastung bei der Besprechung der Eisenbetonschwelle größter Wert gelegt werden; denn hier hat man es mit einem überaus spröden Baustoff von geringen elastischen Eigenschaften zu tun. Leider sind die Gesetze, nach denen sich die Stoßwirkungen im gestoßenen Körper mit einer gewissen Geschwindigkeit fortpflanzen und vermöge der Massenträgheit in kurzer Entfernung vom Stoßpunkte verschwinden, noch nicht genügend erforscht, so daß die Fähigkeit des Eisenbetons, Stoßdrücke zu verarbeiten, rechnerisch kaum verfolgt werden kann. Andererseits liegen auch keine Laboratoriumversuche über fortgesetzt stoßweise Belastung bewehrter Balken vor.

Somit bleibt nur die Möglichkeit, sich an Hand der bisher entwickelten Stoßtheorie ein Urteil über die Eignung der Eisenbetonschwelle zur Aufnahme von Stoßdrücken zu bilden, ohne genaue Rechnungsergebnisse zu erwarten. Hierzu sei auf die beiden bereits oben erwähnten wertvollen Abhandlungen von Dr. Saller hingewiesen, in denen allgemeine Gesichtspunkte für die Wahl der Anordnung dynamisch beanspruchter Bauteile entwickelt werden. Allerdings kommt es Saller darauf an, durch die Theorie des unelastischen Stoßes und der Schwingung unter bestimmten vereinfachenden Voraussetzungen ein Maß für die Vergrößerung der elastischen Formänderungen unter der Wirkung von Stoßkräften zu finden.

Dagegen dreht es sich beim Eisenbeton m. E. vorwiegend um die Frage, ob sich bei der Trägheit der spröden Masse die Stoßkräfte im Schwellenkörper derart verteilen können, daß sich die äußere Stoßarbeit in die innere Formänderungsarbeit der Durchbiegung des ganzen Systems anstatt in die innere Formänderungsarbeit der Zerstörung des Gefüges in nächster Nähe der Stoßstelle umzusetzen vermag. Man nimmt ja wohl an, daß die Stoßbeschleunigung mit der Geschwindigkeit stattfindet, die der Schall in dem betreffenden Baustoff besitzt, jedoch läßt sich nicht beurteilen, wie stark die Molekulararbeit an der Verarbeitung des Stoßes beteiligt ist, und welcher Teil der Kräfte sich in Wärme und Schall umsetzt.

Eine allgemeine rechnerische Formulierung der Fähigkeit des Eisenbetons zur Verarbeitung von Stoßdrücken vermeidet Saller mit der Begründung, daß der Beton das Hookesche Gesetz, die Vorbedingung für die Gültigkeit seiner Formeln, nicht befolge. Ein für

die Beurteilung hinreichender Vergleich erscheint aber doch insofern möglich, als bezüglich der Art, wie die Durchbiegung zustande kommt, nur erforderlich ist, daß sie die Bedingung $P = k \cdot y$ (verallgemeinertes Hookesches Gesetz) erfülle, d. h. daß die Durchbiegung der Last proportional sei. Und dies trifft ja innerhalb der zulässigen Spannungsgrenzen einigermaßen auch beim bewehrten Betonbalken zu. Das Kriterium für die Zähigkeit eines Baustoffes und mithin für dessen Eignung zur Aufnahme von Stoßdrücken vom Standpunkte des Aufwandes an Baustoffinhalt ist nach den Ableitungen Sallers der schon von Reuleaux aufgestellte Ausdruck $\frac{E}{\sigma^2}$, und zwar derart, daß zur elastischen Verarbeitung gleicher Stoßwirkungen um so weniger Baustoff erforderlich ist, je kleiner dieser Ausdruck wird. In gleicher Weise deutet vom Standpunkte des Aufwandes an Baustoffgewicht der Ausdruck $\frac{E \cdot \gamma}{\sigma^2} = \min$ an, daß der Baustoff sich bei gleichen Gewichten zur Aufnahme von Stoßdrücken um so mehr eignet, je kleiner der Wert dieser „Baustoffziffer“ ist. Tabelle 4 versucht die drei maßgebenden Baustoffe in solch einen rechnerischen Vergleich zu setzen, der freilich keinen Anspruch auf große Genauigkeit machen kann, aber doch ein Bild davon gibt, wie gering die Eignung des Eisenbetons als Schwellenbaustoff zur Aufnahme von Stoßdrücken ist. Während sich die tatsächlichen Querschnittinhalte und Gewichte der

Tabelle 4. Baustoffziffern.

Baustoff		Holz	Eisen	Eisenbeton
E in kg/mm^2		1200	20 000	1 400
σ kg/mm^2	Druck	0,8		0,4
	Zug	1	12	0,2
γ		0,6	7,8	2,4
$\frac{E}{\sigma^2}$	Druck	1875		8 750
	Zug	1200	139	35 000
$\frac{E \cdot \gamma}{\sigma^2}$	Druck	1125		21 000
	Zug	720	1085	84 000

Holz- und Eisenschwelle annähernd wie die Inhalts- und Gewichtsziffern ihrer Baustoffe verhalten, könnte z. B. eine Eisenbetonschwelle, was die zulässige Zugbeanspruchung anbelangt, ohne Schaden nur ungefähr 2,5% der Stoßkraft aufnehmen, die für die Holzschwelle zulässig ist.

Abgesehen von der vorstehend verfolgten, nur als angenäherter Vergleich aufzufassenden Betrachtung liefert im übrigen die Anwendung der Stoßtheorie keine bemerkenswerten, insbesondere für die aus Eisenbeton hergestellten Schwellen typischen Faktoren, da eben nur dann einigermaßen auf Verlässlichkeit der dynamischen Berechnung gezählt werden kann, wenn die Stoßarbeit der äußeren Kräfte sich möglichst vollständig in elastische innere Formänderungsarbeit umsetzt, also keine Verluste durch bleibende Formänderungen und physikalische Erscheinungen auftreten.

Ganz allgemein müssen alle Ursachen, die die Stoßziffer zu erhöhen geeignet sind, beseitigt werden und verdienen in besonderem Maße beim Betonschwellenoberbau Beachtung. Dies geht sowohl aus den Ausführungen im Abschnitt IV (Erreichung der zulässigen Grenzspannungen schon im statischen Belastungszustande) wie aus den obigen Feststellungen über die Eignung des Baustoffes hervor. Es müssen also alle Höhenunterschiede der Schienenoberkante durch Walzfehler oder an den Stößen auf ein Mindestmaß beschränkt bleiben. Wagen mit abgeschliffenen Bremsrädern müssen aus dem Betriebe entfernt werden. Es dürfen nur Lokomotiven hoher Schwerpunktlage verwendet werden, bei denen die Einflüsse der bewegten Teile und deren Schwingungen möglichst ausgeglichen sind. Kurz, die Verwendung von Eisenbetonschwellen setzt eine sorgfältigere und somit kostspieligere Unterhaltung des Oberbaues und der Betriebsmittel voraus.

Sollen hier die Stoßhöhen zur Schonung der Schwellen möglichst klein gehalten werden, so geht auf der anderen Seite aus der Stoßformel hervor, daß zur Verminderung der stoßenden Wirkung die statische Durchbiegung der Ruhe nicht zu klein ausfallen darf. Eine gewisse elastische Nachgiebigkeit muß deshalb, da selbst bei neu verlegtem Gleise kleine, später im Betrieb sich ständig vergrößernde Stoßhöhen vorhanden sind, vom Oberbau unbedingt verlangt werden. Da jedoch wiederum bei einer zu großen Nachgiebigkeit die kleinen Unregelmäßigkeiten in der Höhenlage der S. O. unter der Einwirkung der Verkehrslasten zunehmen, so darf natürlich das Streben nach einem „federnden“ Oberbau auch nicht zu weit führen. Dr.-Ing. Bloß, Dresden, kommt in seiner Schrift „Das Eisenbahngleis auf starrem Unterbau“ zu dem Ergebnis, daß zu einer befriedigenden Verarbeitung der Stoßdrücke und zur Gewährleistung einer ruhigen Fahrt eine

Schienenenddurchbiegung von mindestens 1,6 bis 2,4 mm erforderlich ist. Diesen Feststellungen seien hier die Ausführungen in einer Werbeschrift der Deutschen Asbestonwerke gegenübergestellt, durch die die Vorzüge der Eisenbetonschwelle gegenüber anderen Schwellenarten dargelegt werden sollen: „Die Asbestonchwelle kennzeichnet sich vermöge ihres erheblich größeren Gewichtes sowie durch ihr Material gegenüber den biegsamen Holz- und Eisenschwellen gewissermaßen als festes Bauwerk, das infolge seiner Festigkeit den Schienendruck ohne nachweisbare Durchbiegungen auf die Schwellenunterlage gleichmäßig überträgt. Infolge der hohen Festigkeiten bleiben die Stützhöhen der als kontinuierlicher Träger zu betrachtenden Schiene nahezu unverändert, wodurch die Durchbiegung der Schiene und die dadurch bedingten Stoßwirkungen gegenüber den anderen Schwellenarten auf ein Minimum beschränkt werden.“ Ähnliche Gedanken finden sich in einigen Aufsätzen von Zeitschriften über die Eisenbetonschwelle. Nichts kann jedoch für die Reisenden, die Fahrzeuge sowie den Oberbau selbst und in ganz besonderem Maße für die Eisenbetonschwelle nachteiliger sein, als wenn man den Oberbau als „festes Bauwerk“ ausbildet. Oft genug hat man bei starren Anordnungen die Erfahrung gemacht, daß sich ein Teil der Stoßarbeit in Wärme und Schall umsetzt (unangenehm dröhnendes Geräusch, hartes Fahren), der größte Teil jedoch in Amboßwirkungen und Zerhämmerungen des Schienenkopfes (Riffelbildung) in Erscheinung trat. Tatsächlich geht doch das ganze Streben dahin, der Eisenbetonschwelle dieselbe Biegsamkeit wie der Holzschwelle zu verleihen, woher denn auch die im Abschnitt III festgestellte Tatsache zu erklären ist, daß eine gleichmäßigere Verteilung der Belastungen auf die Bettung bei der Eisenbetonschwelle gegenüber der Holz- oder Eisenschwelle nicht stattfindet. Eine elastische Durchbiegungsmöglichkeit von rd. 2 mm sollte nach dem bisher Gesagten auf alle Fälle gewahrt bleiben. Die Verlegung dieser Nachgiebigkeit allein in den Unterbau durch Wahl einer niedrigen Bettungsziffer verbietet sich nicht nur wegen des bereits erwähnten Verhaltens schlechter Bettung, sondern auch weil die Stoßverarbeitung in möglichster Nähe der Stoßstelle stattfinden soll.

In der letzteren Forderung kommt der Vorteil zum Ausdruck, der den sogenannten schweren Oberbauarten infolge ihrer Massenwirkung innewohnt. In der Stellung, die die Größe m in der Sallerschen Stoßzifferformel einnimmt, offenbart sich die Bedeutung, die der Ansammlung großer Massen in der Nähe des Stoßpunktes zukommt. Es wurde schon weiter oben darauf hingewiesen, daß die Art der Stoßverarbeitung im gestoßenen Körper nicht mathematisch verfolgt werden kann; nur soviel scheint festzustehen, daß sich die Stoßwirkungen, die sich vom Stoßpunkt aus konzentrisch mit großer Geschwindigkeit — Saller nimmt zur Vereinfachung die Stoßbeschleunigung unendlich an — fortpflanzen, durch die Massenträgheit verarbeiten, folglich um so rascher, je dichter die Masse. Insofern darf man wohl der schweren Eisenbetonschwelle den Vorzug geben, daß sie durch das tiefe Hinabreichen ihrer Masse die Bettung gegen unmittelbare Stoßwirkungen mehr schützt, als beispielsweise die Eisenschwelle.

Um so mehr ist sie jedoch selbst an ihrer Oberfläche den zerstörenden Kräften ausgesetzt, zumal wenn der Gleichmäßigkeit der elastischen Gleisenkungen nicht genug Beachtung geschenkt wird. Auch sonst sind außer den vorerwähnten keine vorteilhaften Äußerungen der Massenwirkung theoretisch festzustellen. Insbesondere entspricht es einer falschen Auffassung, wenn man annimmt, daß die Masse der Schiene und Schwellen vermöge ihrer Trägheit nicht genügend Zeit findet, um ebenso rasch nachzugeben, wie es der Schnelligkeit der darüberhineilenden Verkehrslasten entspräche, daß also hierdurch sich auch die Fallhöhen verkleinern und somit ein gleichmäßig sanftes Fahren erzielt wird. In der oben angezogenen Werbeschrift der Deutschen Asbestonwerke kommt dieser Gedanke wiederholt zum Ausdruck; es heißt da u. a.: „Übrigens wird dieses größere Schwellengewicht für die angestrebte Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit geradezu zur Notwendigkeit.“ Es ist klar, daß bei mangelnder Zeit zur Ausbildung der statischen Durchbiegung infolge der Schnelligkeit des Lastauftretens eine um so heftigere Schlagwirkung an der Berührungsstelle zu erwarten wäre. Auch würde sich, wenn zur Ausbildung der Schienenwelle die nötige Zeit fehlte, der Schienendruck auf weniger Schwellen verteilen als bei langsamerer Fahrt oder leichterem Oberbau, wiederum nicht zum Vorteil der Einzelschwelle. Ganz abgesehen davon ist es sehr unwahrscheinlich, daß die Massenbeschleunigung im schweren Oberbau den heutigen und in Zukunft zu erwartenden Zuggeschwindigkeiten etwa nicht folgen könne. Von den verschiedenen Beobachtungen, die bisher am Gleis im Betrieb angestellt worden sind, lassen nur vereinzelte auf eine Abnahme der Schwellensenkungen mit wachsender Zuggeschwindigkeit schließen. Auch in dieser Frage können die eingehenden Berechnungen Dr. Sallers („Einfluß bewegter Last . . .“), bei denen im Gegensatz zu den Untersuchungen über Stoßwertziffern die in Schwingung versetzte Masse berücksichtigt ist, einen Anhalt für die theoretische Beurteilung geben. So findet sich dort eine Gleichung, die die größte Durchbiegung des Schienenstranges

in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit der Verkehrslast zeigt und aus der Durchbiegungsgleichung von Zimmermann unter der vereinfachenden Voraussetzung abgeleitet ist, daß an die Stelle der sich über den Träger bewegend Kraft eine ruhende Kraft von entsprechend wechselnder Größe tritt. Nach dieser Gleichung lassen sich für verschiedene Geschwindigkeiten die Durchbiegungen berechnen. Es ergeben sich für verschiedene v in cm/Sek. die in Tabelle 5 zusammengestellten und in Abb. 6 zeichnerisch dargestellten Durchbiegungen. Zum Vergleich mit der Massenwirkung des schweren Eisenbeton-

Tabelle 5.
Durchbiegung in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit.

v cm/Sek.	V km/Std.	y cm			Zu- u. Abnahme in %		
		Haar- mann	As- beston	m = 2	Haar- mann	As- beston	m = 2
0	0	0,1698	0,203	0,203	—	—	—
1 000	36	0,1713	0,204	0,210	+ 1	+ 0,5	+ 3
2 000	72	0,1708	0,207	0,208	+ 0,3	+ 2	+ 3
3 000	108	0,1764	0,214	0,224	+ 4	+ 5	+ 11
5 000	180	0,1886	0,225	0,253	+ 11	+ 11	+ 25
10 000	360	0,2136	0,234	0,167	+ 26	+ 15	- 18
100 000	3600	0,0067	0,0041	0,0024	- 96	- 98	- 99

oberbaues sind noch die Ergebnisse einer von Saller selbst als Beispiel am Haarmannschen Starkstoß vorgenommenen Ausrechnung für $P=10\,000$ kg beigegeben (in der Kurventafel als „leichter Oberbau“ bezeichnet). Der merkwürdige Verlauf der Kurven am Anfang spielt hier keine Rolle (siehe Saller, S. 8, Fußnote). Maßgebend für die Entscheidung der hier aufgeworfenen Frage ist zunächst die Feststellung, daß innerhalb der heute üblichen Fahrgeschwindigkeiten die Masse keine Abnahme, sondern eine, wenn auch kleine Zunahme der Senkungen bewirkt, und zwar eine um so schnellere, je schwerer der Oberbau bzw. die Schwelle ist. Der letztere Umstand ist natürlich für die Praxis von ungleich größerer Bedeutung als die Tatsache, daß bei phantastischen Geschwindigkeiten die Durchbiegungen infolge Zeitmangels unter die statischen sinken. Zwar ist an dem Verlauf der Kurven, deren Scheitel mit zunehmender Masse immer mehr nach den vielleicht einmal erreichbaren Geschwindigkeiten hinrückt, ein starker Einfluß der Massenbeschleunigung festzustellen. Jedoch läßt die gestrichelte Kurve, die nach denselben Voraussetzungen wie die schraffierte, aber mit dem gewaltigen Schwellengewicht von je einer halben Tonne ($m=2$) errechnet ist, und trotzdem erst bei $V=300$ km/Std. keine Vergrößerung der Durchbiegung mehr zeigt, die praktische Belanglosigkeit dieses Einflusses erkennen. Eine Bestätigung finden die vorstehenden theoretischen Ergebnisse auch in den meisten bisherigen Beobachtungen von Wasjutynski, Flamache und anderen, die ein Anwachsen der Schwellensenkung mit steigender Geschwindigkeit feststellten. Es muß also betont werden, daß das große Gewicht der Eisenbetonschwelle in der hier erörterten Auswirkung als nachteilig zu bezeichnen ist.

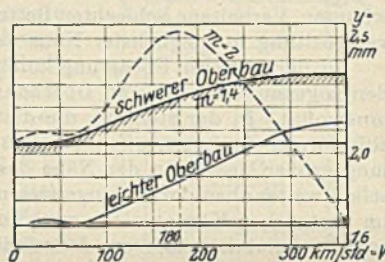


Abb. 6. Abhängigkeit der Durchbiegung von der Fahrgeschwindigkeit.

Viel wichtiger und folgenswerer als die Beziehungen zwischen Zuggeschwindigkeit und Schienendurchbiegung scheint für die schlagempfindliche Eisenbetonschwelle ein anderer Vorgang zu sein, der in den bisher erwähnten Schriften über Stoßbeanspruchungen nur nebensächliche Beachtung gefunden hat. Es ist dies das sogenannte „Wogen“ des Schienenstranges beim Überfahren der Züge, ein Aufsteigen der nicht bzw. noch nicht unter dem Druck der Verkehrslasten befindlichen Oberbauteile über die Ruhelage hinaus, ein Vorgang, der insbesondere vor der ersten und hinter der letzten Zugachse deutlich zu beobachten ist.

Bei starrer Verbindung zwischen Schiene und Schwelle wird dabei letztere zunächst von der Bettung abgehoben; es treten in Schwellenmitte unten und an den Schienenstützpunkten oben Zugspannungen entsprechend dem Eigengewichte der Schwelle auf; fast im gleichen Augenblick stößt die Schwelle heftig auf die Bettung nieder, und die Spannungen ändern sich sehr schnell in gegenteiligem Sinne, wodurch bedeutende dynamische Beanspruchungen hervorgerufen werden. Außerdem hat die plötzlich einsetzende Auflagerreaktion eine Schlagwirkung zwischen Schiene und Schwelle zur Folge. Diese tritt natürlich um so heftiger in Erscheinung, je lockerer die Verbindung zwischen Schiene und Schwelle ist, und führt infolge der kleinen

Auflagerfläche viel schneller zur Zerstörung des Schwellenmaterials als die Schlagwirkung zwischen Schwellenunterfläche und Schotter. Tatsächlich sind auch bei vielen Eisenbetonschwellen im Betriebe die ersten Anbrüche von den Schienenauflagern ausgehend festgestellt worden. So zeigten sich bei einem großen Teil der Schwellen, die von den ungarischen Staatsbahnen im Jahre 1911 ausprobiert wurden, als erste Beschädigungen Oberflächenrisse, die von den Ecken der Schienenunterlagsplatten ausgingen; ebenso berichtet die italienische Verwaltung über die Ergebnisse ihrer Versuche in den Jahren 1907 bis 1913, daß „einer der stärksten Schäden, die die Schwellen aufwiesen, der starke Zerfall in der Nähe der Schienenauflager war“. Kräutle teilt im „Organ“ 1921 (Heft 1) bei einer Besprechung der Ergebnisse von Versuchen mit Asbestschwellen auf der württembergischen Staatsbahn mit, daß nach zwei Jahren alle Schwellen außer Querrissen in der Mitte solche bei den Schwellenschrauben zeigten; ähnlich lautet ein Bericht Sallers über das Verhalten von Versuchsschwellen in Schweden (Organ 1921, S. 169). Zweifellos spielten bei diesen Beschädigungen nicht nur die oben besprochenen, von Ungleichmäßigkeiten der Fahrbahn und Fahrzeuge herrührenden Stoßwirkungen eine Rolle, sondern auch eben dieses Aufsteigen und Hinschlagen der Schiene auf die Schwelle bzw. beider auf die Bettung. In der Sallerschen Stoßformel, die lediglich auf eine Berechnung der elastischen Formänderungen des ganzen Systems unter den dynamischen Wirkungen abzielt, ist es gleichgültig, ob die Stoßhöhen h freidurchfallen oder zwangsweise durchlaufen werden. Der Umstand jedoch, daß die Stoßverarbeitung in hervorragendem Maße in unmittelbarer Nähe der Stoßstelle stattfindet, läßt die Bedeutung erkennen, die darin liegt, daß beim aufsteigenden „Wogen“ der Schiene samt der Schwelle solche Stoßstellen 1. zwischen Rad und Schiene, 2. zwischen Schiene und Schwelle und 3. zwischen Schwelle und Bettung auftreten, während demgegenüber beim Liegenbleiben des Oberbaues die vom Schienenkopf sich ausbreitenden Stoßwirkungen lediglich ein verstärktes Durchschwingen der ganzen Konstruktion zur Folge haben, ohne daß die inneren Spannungen der Schwelle einem jähen Wechsel zwischen Druck und Zug unterworfen werden.

Es ist deshalb wohl gerechtfertigt, wenn man im Hinblick auf eine wirtschaftliche Verwendung des schlagempfindlichen Betons im Querschwellenoberbau Verhältnisse anstrebt, die ein Abheben der Schiene von der Schwelle und der Schwelle von der Bettung zu verhindern geeignet sind. Dafür ist erforderlich: 1. eine Verbindung zwischen Schiene und Schwelle, die keine Spielräume zuläßt, 2. ein solches Gewicht des Oberbaues, daß das Aufbiegen der Schiene schlimmstenfalls eine völlige Entlastung der Schwelle und des Schotters, nicht aber ein Abheben der Schwelle zur Folge hat. Von dem ersten Punkte wird weiter unten die Rede sein. Der zweiten Forderung gegenüber bedeutet das große Gewicht der Eisenbetonschwelle einen unverkennbaren Vorteil. Die Frage ist nur die, ob das Gewicht der schwersten zurzeit hergestellten Betonschwelle hinreicht, um die abhebende Vor- und Nachwirkung so großer Raddrücke wie 10 000 kg zu verhindern. In Anbetracht der im vorübergehenden betonten Wichtigkeit dieser Frage lohnt es sich, etwas näher darauf einzugehen.

Hierfür möge einmal ohne Benutzung der Zimmermannschen Tabellen, die für die in Rede stehenden Abhebungen nur angenähert richtige Werte enthalten (siehe dort S. 21 u. 128), ein von Dr.-Ing. Barkhausen im „Organ“ 1922, Heft 4 vorgeschlagenes Berechnungsverfahren nach Clapeyron herangezogen werden. Barkhausen rechnet in seiner Veröffentlichung selbst zwei Beispiele vor, vernachlässigt jedoch ebenso wie Zimmermann das Eigengewicht der Schiene und Schwelle, die schon in unbelastetem Ruhezustande kleine Auflagerdrücke und Einsenkungen verursachen, ein Umstand, der unbedingt berücksichtigt werden muß, da die aufsteigende Welle ohnehin eine sehr kleine Höhe hat und hierdurch sehr wohl gar kein Abheben der Schwelle, sondern nur ein Entlasten von ihrem beständigen Auflagerdruck (bis zu $A=0$) hervorrufen kann. Es soll nun für die beiden Bettungsziffern $C=8$ und $C=3$ dasjenige Verhältnis zwischen Radlast und Schwellengewicht ermittelt werden, bei dem ein Abheben der Schwelle von der Bettung eben noch vermieden wird.

Da die von Barkhausen aufgestellte Gleichung an sich schon ziemlich umständlich ist, werden folgende vereinfachende Annahmen gemacht: 1. Ein 9 m langer Schienenstoß wird in der Mitte von einer Einzellast (Rad) belastet, 2. die Schwellen haben durchweg die gleiche Teilung von 75 cm, 3. die Laschenverbindungen an den Enden des Stoßes sind mangelhaft, so daß hier die Stützmomente gleich Null gesetzt werden können, 4. das Gewicht der Schienenbefestigungsmittel (Nägel, Tirefonds, Unterlagsplatten) wird nicht berücksichtigt. Die Schwellen sollen eine Länge von 270 cm, eine Breite von 25 cm besitzen und auf gleiche Entfernung beiderseits des Schienenlagers unterstopft sein; ihr Gewicht ist 250 kg, das Gewicht der Schiene 0,438 kg/cm oder rd. 33 kg für 1 Schwelle. Für die Wiedergabe des ausführlichen Berechnungsganges ist hier nicht der Raum. Tabelle 6

bringt als Ergebnis die Schwellendrucke und Einsenkungen für eine Radlast von 10 t bei einer Bettungsziffer $C=8$, während die beigefügte graphische Darstellung (Abb. 7) die entsprechende Biegelinie in stark

Tabelle 6.
A und y für $C=8$,
 $P=10\ 000\text{ kg}$

Schwelle Nr.	A kg	y in cm
0	138,3	0,006
1	112,8	0,005
2	1,8	0,0001
3	(-20,2)	Hebung
4	327	0,014
5	2718	0,113
6	4818	0,201

Tabelle 7.
Verhältnisse $P:s$ für $C=8$.

Schwellengew. s in kg	Zuläss. Rad- druck P in kg	Verhältnis $P:s$
50	3266	65,4
100	4715	47,2
150	6175	41,2
200	7500	37,5
250	8884	35,5

verzerrtem Maßstabe veranschaulicht. Die negative Größe des Auflagerdruckes A_3 ist in Klammern gesetzt, weil er nicht ganz der Wirklichkeit entspricht. Eigentlich müßte das Gewicht dieser Schwelle als Last in der Mitte einer 150 cm weiten Trägeröffnung eingesetzt und hiermit die Rechnung von neuem durchgeführt werden. Da es hier jedoch nicht darauf ankommt, festzustellen, aus welcher Höhe die Schwelle auf die Bettung herabgedrückt wird, sondern darauf, diesen Vorgang überhaupt zu verhindern, so genügt es, jene Grenzfälle aufzusuchen, bei denen gerade eine vollkommene Entlastung der Schwelle eintritt, d. h. der Auflagerdruck $=0$ wird. Für das der vorstehenden Berechnung zugrunde gelegte Schwellengewicht $s=250\text{ kg}$ ergibt sich bei einer Radlast $P=8000\text{ kg}$ der Auflagerdruck der

die Gefahr bleibender Formänderungen hingewiesen worden, der nach den Erwägungen über die dynamischen Wirkungen besondere Bedeutung zukommt. Auch ist zu bedenken, daß in der vorstehenden statischen Berechnung die dynamischen Wirkungen noch nicht berücksichtigt sind. Die Raddrucke, die nach Tabelle 7 und 9 bei den verschiedenen Schwellengewichten mit Rücksicht auf die aufsteigende Schienenwelle

Tabelle 8.
A und y für $C=3$.

Schwelle Nr.	A kg	y in cm
0	121	0,013
1	29	0,003
2	2	0,0002
3	241	0,027
4	1078	0,120
5	2626	0,292
6	3858	0,428

Tabelle 9.
Verhältnisse $P:s$ für $C=3$.

Schwellengew. s in kg	Zuläss. Rad- druck P in kg	Verhältnis $P:s$
50	3 612	72,2
100	5 312	53,1
150	6 825	45,5
200	8 500	42,5
250	10 125	40,6

noch zugelassen werden können, müssen also noch durch einen Stoßkoeffizienten $-1,5$ bis $2,5$; im Mittel 2 — dividiert werden. Wenn auch das Verfahren infolge der vorgenommenen Vereinfachungen Ungenauigkeiten enthält, wenn auch die Schwellenteilung, das Schienenprofil und das Gewicht der Befestigungsmittel von Einfluß sind, so gibt doch das Ergebnis, das selbst für schwerste Eisenbetonschwellen nicht mehr als etwa 5 t Raddruck zuläßt, zu der Auffassung Berechtigung, daß auch im Hinblick auf den Vorgang des „Wogens“ eine Verwendung von Eisenbetonschwellen in Hauptbahnstrecken vorläufig nicht empfehlenswert sei.

VI.

Bei solch einer kritischen Betrachtung der u. U. folgenschweren Wirkungen der Schienenbewegung auf die Lebenskraft einer Eisenbetonschwelle ergibt sich von selbst die Notwendigkeit, jenem Problem etwas näherzutreten, dessen unvollkommener Lösung eine ganze Reihe von Systemen in erster Linie ihre praktische Unbrauchbarkeit zu verdanken hatten. Es ist dies die Frage nach einer den Anforderungen einer gleichmäßig und hinreichend elastischen Beweglichkeit der Schiene sowie den geringen elastischen Eigenschaften des Betonmaterials in gleicher Weise Rechnung tragenden Lagerung und Befestigung der Schiene, die alle Vorzüge einer guten Stoßübertragung einfacher Konstruktion, leichter Auswechselbarkeit und bequemer Spurerweiterung in sich vereinigt. Wenn es schon bei dem bisher gebräuchlichen Schwellenmaterial bis heute nicht gelungen ist, eine wirklich ideale, allen in Betracht kommenden Umständen entsprechende Lösung zu finden, so läßt sich der Optimismus, mit dem in letzter Zeit einige Vorkämpfer der Eisenbeton- (insbesondere der Asbeston-) Schwelle das Problem der Schienenbefestigung im Beton als gelöst bezeichnen, kaum rechtfertigen. Des Eisenbahningenieurs harren gewiß noch jahrelange, mit Ausdauer und System zu verfolgende praktische Versuche im Betriebsgleis, bis man auch hier einen befriedigenden Modus gefunden haben wird.

Es ist für das hier behandelte Thema nicht erforderlich, die einzelnen Entwicklungsstadien dieser Frage zu verfolgen und die verschiedenen Versuche einer Lösung zu besprechen, vielmehr genügt es, die Möglichkeiten der Schienenbefestigung nur insoweit einer kritischen Betrachtung zu unterziehen, als dies der Zusammenhang mit den vorübergehenden Ausführungen über die Wechselbeziehungen zwischen Verkehrslasten, Schienenbewegung und Schwellenbeanspruchung verlangt.

Sieht man zunächst einmal von der eigentlichen Festhaltung der Schiene ab und wendet sein Augenmerk der Auflagerung zu, so läßt der Umstand, daß in jedem Falle, also auch bei lückenloser Verankerung zwischen Schienenfuß und Schwellenoberfläche, Stoßkräfte wirksam werden, und daß die Stoßverarbeitung in unmittelbarer Nähe des Stoßpunktes am stärksten stattfindet, die Unzweckmäßigkeit einer unmittelbaren Auflagerung des Schienenfußes auf dem Beton ohne weiteres erkennen. Schon im statischen Belastungszustande würden infolge der kleinen Auflagerfläche große Druckspannungen auftreten. Tatsächlich findet sich auch bei den allerwenigsten Schwellentypen eine solche Anordnung. Das vollständige Fehlen einer druckverteilenden Unterlagsplatte kann man nur bei einem Teil der italienischen Schwellen von 1906 beobachten, was eine starke Abnutzung der Lager und Neigungsänderungen der Schiene zur Folge hatte. Die bei den praktischen Versuchen mit den ersten Asbestonschwellen vorgenommene unmittelbare Befestigung der Schiene auf dem Asbestoneinsatz kann nicht hierhergezählt werden, da, genau genommen, der aus Asbeston bestehende Teil der Schwelle selbst gewissermaßen als Polster aufzufassen ist.

Bei allen anderen Bauarten ist zwischen Schiene und Schwelle irgend eine Zwischenlage eingeschaltet, sei es nur, um die Lagerfläche zu vergrößern, und so den spezifischen Druck zu verteilen, oder sei es, um gleichzeitig die Stöße der Fahrzeuge abzuschwächen.

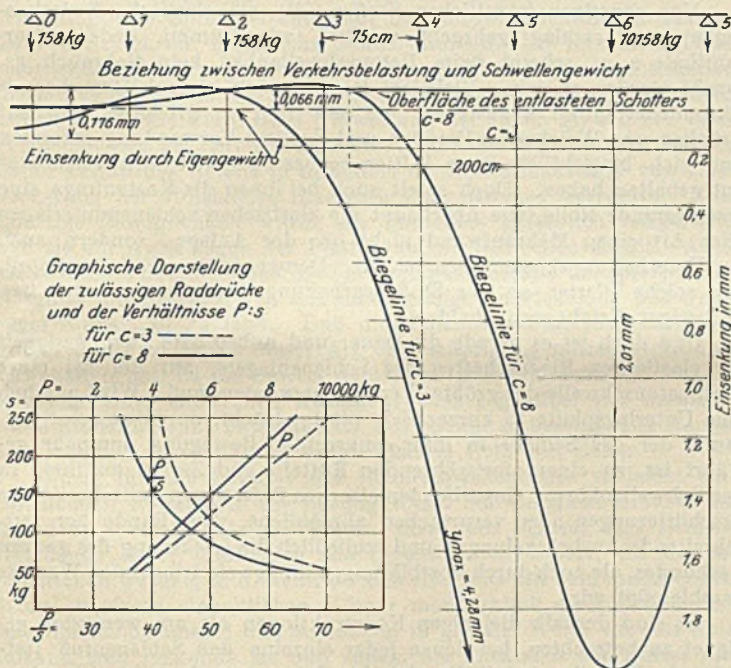


Abb. 7.

3. Schwelle $= +16\text{ kg}$, bei $P=9000\text{ kg}$ rechnerisch ein solcher von $-2,1\text{ kg}$; A_3 wird also zu 0 bei $P=8884\text{ kg}$, was einem Verhältnis $P/s=35,5$ entspricht. Dieses Verhältnis ändert sich mit abnehmendem Schwellengewicht nach der in der Abbildung dargestellten Kurve, bei der sich auch eine zeichnerische Darstellung der zu jedem vorkommenden Schwellengewichte gehörenden zulässigen Raddrucke befindet (vergl. Tabelle 7). Es wäre nicht ohne Interesse, eine derartige Untersuchung auf verschiedene Schienenprofile, Schwellenteilungen und Laststellungen auszudehnen. Hier soll sie nur als Hinweis dienen, da es Zweck dieser Abhandlung ist, alle Merkmale und Vorgänge am Eisenbahnoberbau zusammenzufassen, auf die man bei einer Eignungsprüfung bewehrter Betonschwellen seine Aufmerksamkeit richten muß. Es folgt deshalb hier nur noch kurz das Ergebnis der Berechnung für die Bettungsziffer $C=3$ (Tabelle 8 u. 9). Auch diese Ergebnisse sind zeichnerisch aufgetragen. Wiederum, wie bei der Untersuchung der Bettungsdruckverteilung, sprechen sie zugunsten einer wenig widerstandsfähigen Sandbettung, wie sie von den Asbestonwerken, von Geh. Baurat Höfer (Köln. Zeitung 1921 Nr. 531, Verkehrstechn. Woche 1921 Nr. 39, Zeitung d. Vereins dtsh. Eisenbahnverw. 1921 Nr. 33) u. a. („Zement“ 1922 Nr. 18) für den Betonschwellenoberbau empfohlen wird. Doch ist weiter oben schon auf

Den ersteren Zweck einer Druckverteilung verfolgen die eisernen Unterlagsplatten, die sich bisher beim Holzschwellenoberbau allgemeiner Beliebtheit erfreut und nun in mannigfacher Ausbildung auch auf Betonschwellen ausgedehnte Verwendung gefunden haben. Eine elastische Kompression kommt hier in Wegfall, und was die elastische Durchbiegung solcher mitunter nicht besonders dicken Platten anbelangt, so ist diese naturgemäß von den elastischen Eigenschaften des darunter befindlichen Materials abhängig, kann also auf Beton als auf einem starren Fundament nicht zur Geltung kommen. Um diesem Mangel abzuwehren, wurde schon vor Jahren vorgeschlagen, eine am Schienenaufleger unterhöhlte, also federnde Platte beiderseits im Beton einzuspannen (D.R.P. 177344). Eine praktische Erprobung der Konstruktion, die zweifellos infolge der Schwingungen ein Ausbröckeln des Betons an den Einspannstellen verursachen würde, ist bis jetzt nicht bekanntgeworden. Die meisten eisernen Unterlagsplatten liegen einfach als Fundamentverbreiterung dicht auf dem Beton und den darin eingebetteten Befestigungsteilen auf, oder werden schon bei der Herstellung der Schwellen mit dem Beton verbunden; sie wirken infolge ihrer geringen Höhe nicht besonders stoßverarbeitend.

Als die ersten Asbestonschwellen der Firma Wollé in Leipzig auftauchten, schien es zunächst, als ob den elastischen Bewegungen der Eisenplatten (unter Umständen auch der Durchbiegung bei geringer Dicke) wieder mehr Ausbildungsmöglichkeit ähnlich wie bei der Holzschwelle zurückgegeben sei. Das Verhalten der Asbestonmasse im Betriebe zeigte aber, daß die Nachgiebigkeit mehr mit bleibenden als mit elastischen Formänderungen verbunden war, daß also die Knetbarkeit der Masse gegenüber der reinen Elastizität überwog. Die Folge war ein allmähliches Einfressen der Schienen und Unterlagsplatten in die Asbestonkissen, dessen Tiefe bis zu 7 mm gemessen wurde. Verfasser hat auf einer Probestrecke der Karlsruher Straßenbahn beobachtet, daß sich infolge ungleicher Höhenlage der Schwelle (verschieden starke Nachgiebigkeit des Untergrundes?) die Schienenunterlagsplatten an einigen Stellen bis zu ihrer vollen Dicke in das Asbestonpolster eingesenkt haben. Manchmal kamen noch Fehler in der Zusammensetzung, der Zubereitung sowie der Art des Einbringens hinzu, die die Asbestonpolster von vornherein mürbe und widerstandsunfähig machten; Stoß- und Schlagwirkungen führten dann meist sehr bald zu einer fortschreitenden Zerstörung der Oberfläche, wie sie z. B. bei den Versuchsschwellen in Schweden festgestellt wurden (Saller, Organ 1921). Solche Mißerfolge hatten zur Folge, daß man später von der vollkommenen Auflagerung der Platten auf einem Asbestonpolster abkam und sich neuerdings mit dem Einbringen einzelner Asbestonübel begnügte, die zur Aufnahme der Schwellenschraube dienen. Damit hat aber die Asbestonerfindung wieder einen Teil ihrer Anziehungskraft — wenigstens soweit die Lagerung der Schiene in Frage kommt — eingebüßt, denn nach dieser Lösung können alle Nachteile, die mit einer solch harten Lagerung verbunden sind, wieder zur Geltung kommen.

Es fehlt auch nicht an Versuchen, durch Verbesserungen an der Eisenplatte selbst die zerstörenden Wirkungen abzuschwächen. Eine gewisse Abhilfe bringt die von verschiedenen Fachmännern vorgeschlagene gewölbte Bearbeitung der Plattenoberfläche, die eine stets zentrische Belastung der Schwelle bewirken soll. Die Bedeutung dieser Zentrierung liegt vor allem darin, das an Stelle der starken und schnell wechselnden Kantenpressungen, die in hohem Maße die am Schienenaufleger häufig beobachteten Rissebildungen begünstigen, eine mehr gleichmäßig verteilte geringe Pressung eintritt. In diesem Falle ist die Schwelle nicht mehr vollkommen starr, sondern gelenkartig mit der Schiene verbunden und infolgedessen auch nicht gezwungen, außer den Schienensenkungen noch deren Neigungsänderungen mitzumachen und so eine pendelnde Bewegung auszuführen; Schwellenunterfläche und Bettung werden dadurch in gleicher Weise geschont. Versuche, die die ungarische Staatsbahn seit 1916 an 30 Bruckner-Schwellen mit gewölbten Unterlagsplatten vornahm, zeitigten ein recht zufriedenstellendes Ergebnis, so daß auch bei der 1922 beschlossenen Herstellung von einigen tausend Versuchsschwellen solche Platten Verwendung fanden. Nicht so einfach gestaltet sich hierbei mit Rücksicht auf die Stoßwirkungen die Schienenbefestigung, wovon weiter unten die Rede sein wird. Jedenfalls ist auch bei zentrischer Belastung der Beton der Gefahr des Zerberstens durch Schlagwirkung nicht entdruckt.

Um ihr zu begegnen, haben verschiedene Ingenieure und Bahnverwaltungen ihre Zuflucht zum hölzernen Auflager genommen, sei es in Form von quadratförmigen, in die Schwelle eingelassenen Holzblöcken oder sei es als dicken, auf der Oberfläche der Schwelle befestigten Platten. Der Gedanke, auf diese Weise die elastische Zusammendrückbarkeit der Holzschwelle, die im Mittel auf etwa 0,25 mm angesetzt werden darf (Dr. Bloß: Das Gleis auf starrem Unterbau, S. 51), auch der Eisebetonschwelle zugute kommen zu lassen, hat manches für sich. Auch wirken solche Zwischenlagen in hohem Maße stoßverarbeitend und sind zweifellos geeignet, den Beton vor

unmittelbaren Angriffen zu schützen. Andererseits ist zu bedenken, daß die Rissebildung, die im schwindenden Holze zur heißen Sommerzeit auftritt, um so leichter zum Zerbrechen der Holzunterlagen führt, je schmaler diese sind, ganz abgesehen von den übrigen zersetzenden Wirkungen der Witterung. Unter einer für die Unterhaltung ziemlich kostspieligen Verwendung ausgesucht gleichmäßiger, gesunder Hölzer leidet wiederum die Elastizität, da gerade die gleichmäßigsten Hölzer auch die festesten zu sein pflegen und somit zur Aufnahme von Stoßdrücken weniger geeignet sind.

Ein hinreichend elastisches Material, dem jede Sprödigkeit auch bei hoher Temperatur abgeht, glaubt man verschiedentlich im Filz gefunden zu haben, der, stark gepreßt und zum Schutze gegen die zerstörenden Einflüsse der Witterung und des Ungeziefers mit neutralen Erdölfetten getränkt, bei einigen Schwellentypen Verwendung gefunden hat. Überblickt man die Erfahrungen der letzten Jahrzehnte mit Filzplatten, die früher als schalldämpfende Zwischenlagen auf Brücken oft angewendet wurden, so kann man in ihnen noch nicht das geeignete Mittel zu einer dauernd elastischen Lagerung der Schiene erblicken. Größtenteils stellten sich im Betriebe bald starke Zusammendrückungen und Wulstbildungen an den Rändern ein; nach sechsjährigem Betriebe war die Elastizität meist verlorengegangen, so daß die Platten ihren Zweck, das Geräusch zu mildern und die Stöße zu dämpfen, nicht mehr erfüllen.

Unter den zahlreichen und verschiedenartigen Betonschwellen, die auf den Linien der Pennsylvaniabahn schon verlegt wurden, befand sich auch ein System, bei dem als elastisches Schienenlager Platten aus gepreßtem Kork verwendet wurden. Über das Verhalten dieser Platten ist nichts weiter bekanntgeworden, doch läßt der Umstand, daß die Schwellen bereits nach zwei Jahren zerstört waren, darauf schließen, daß eine stoßmildernde Wirkung nicht stattgefunden hat.

Von sonstigen künstlichen Stoffen, die als elastische Zwischenlagen in Vorschlag gebracht wurden, wie Gummi, Leder, Teerfabrikate u. a., scheint beim Betonschwellenbau kein Gebrauch gemacht worden zu sein. Vielleicht lohnt es sich, einmal Versuche mit Chromlederplatten anzustellen, die seit 1901 in größerer Zahl auf Brücken und Weichen in Preußen und Sachsen Verwendung gefunden und sich hinsichtlich ihrer Witterungsbeständigkeit und Elastizität gut gehalten haben. Doch spielt auch bei ihnen die Kostenfrage eine erschwerende Rolle, wie überhaupt die elastischen Schienenunterlagen aller Art einen Mehraufwand nicht nur der Anlage, sondern auch der Unterhaltungskosten verursachen. Demgegenüber fällt der Anteil, den solche Platten an der Stoßverarbeitung übernehmen, nach den seitherigen Erfahrungen bald weg.

Und doch ist es gerade die Dauer und unbedingte Zuverlässigkeit der elastischen Eigenschaften des Schienenlagers, auf die bei einer Eisenbetonschwelle der größte Wert gelegt werden muß. Wird nämlich eine Unterlagsplatte in kurzer Zeit plattgedrückt, so führt der Spielraum, der der Schiene in ihrer senkrechten Bewegung nunmehr gewährt ist, zu einem fortwährenden Rütteln und Zittern an ihren in den Schwellenkörper eingreifenden eisernen Befestigungsmitteln. Solche Erschütterungen aber verursachen allmähliche, vom Rande her fortschreitende Ausbröckelungen und schließlich die Lockerung des ganzen Verbundes, die noch durch Rostbildungen infolge eindringenden Wassers beschleunigt wird.

Es sind deshalb diejenigen Konstruktionen als am wenigsten geeignet zu betrachten, bei denen jeder einzelne den Schienenfuß festhaltende Befestigungsteil für sich im Beton verankert ist. So sinnreich auch bei den verschiedenen damit ausgerüsteten Betonschwellen die Befestigungsweise der Schrauben und Bolzen in den einbetonierten Stahlhülsen ausgebildet ist, so wenig Erfolg darf man sich doch von einer derartigen Anordnung versprechen, da die Hülsen auch einzeln den vom Schienenfuß ausgeübten seitlichen Kräften widerstehen müssen. Außerdem bedingt die Spurerweiterung die Herstellung verschiedener Schwellensorten für die Verwendung in Kurven.

Zahlreich sind deshalb jene Systeme, bei denen die eisernen Einzelteile eines Schienenlagers zu einer Einheit miteinander verbunden sind. Hier nimmt dann ein einbetonierter starrer Auflagerstuhl alle Befestigungsteile auf und verteilt somit die Kräfte auf eine größere Angriffsfläche. Einen derartigen Stuhl in Form eines rechteckigen Rahmens enthielt schon die erste historische Schwelle von Monier, die in der Art, wie durch wagerecht liegende Ringe der Druck vom Stuhl auf den umgebenden Beton verteilt wurde, gegenüber den späteren Bauarten einbetonierter Lagerstühle als vorbildlich bezeichnet werden muß. Wenn bei der Hinchmannschwelle die Möglichkeit einer leichten und raschen Auswechslung der Befestigungsteile angestrebt wird, und wenn die bayerische Schwelle von Dyckerhoff & Widmann Spurerweiterungen mittels Spurplättchen genau wie bei der Eiseenschwelle ermöglicht, so steht dem der Nachteil gegenüber, daß sich in den Hohlräumen des Lagerstuhles das Regenwasser ansammelt.

Es bedarf wohl keiner besonderen Betonung, daß jeder Versuch, die dynamisch beanspruchten Befestigungsteile von einer unmittelbaren

Berührung mit dem Beton fernzubaltem und ihnen trotzdem einen sicheren Halt zu geben, ernstliche Beachtung verdient. Nabeliegenderweise ist es auch hier wie bei der Auflagerung der Schiene das Holz, das bei den meisten Schwellentypen die Rolle eines elastischen, stoßverarbeitenden Zwischengliedes in Form von eingelassenen Dübeln spielt. Die amerikanischen Schwellen von Hikey, Wolf und Jagger, die französischen Ost- und Kleinbahntypen von Hennebique, die schon mehrfach besprochene Maciachinischwelle sowie die Bauart Bruckner in Ungarn sind mit hölzernen Einsätzen versehen, die teils als einfache Parallelepipeden oder Zylinder erscheinen, teils gegen das Herausziehen nach oben verjüngt oder als förmliche Schrauben ausgebildet sind. Gemeinsam ist all diesen Dübeln neben ihren elastischen Eigenschaften der Vorteil, daß in ihnen dieselben Schienennägel und Tüpfels wie bei den Holzschwellen Verwendung finden können, und daß alle Möglichkeiten der Spurerweiterung gegeben sind. Man könnte geneigt sein, in dieser den allmählichen Übergang vom Holzschwellentyp zum Eisenbetonschwellenoberbau sehr erleichternden Befestigungsart das ideale Mittel zur Entlastung des Betons von unmittelbaren Stoßdrücken zu erkennen, doch geben verschiedene Umstände zu Bedenken Anlaß, die zum großen Teil in den Erfahrungen der Praxis begründet sind.

Zunächst kann sich der schädigende Einfluß der Witterung, der anerkannt größten Feindin des Holzes, in ganz besonderem Maße auswirken, da sich die eindringende Feuchtigkeit in dem rings eingeschlossenen Holzstück staut und nicht so rasch verdunstet wie in einer frei liegenden Holzschwelle. Dies beschleunigt nicht nur den Zersetzungsprozess des Holzdübeln, sondern auch der eisernen Schraube. Dazu kommt noch, daß die sehr ungleiche Dehnungsziffer von Holz und Beton bei großer Trockenheit eine gefährliche Lockerung des Einsatzes herbeiführen kann, während das Quellen des Holzes bei feuchter Witterung eine Sprengwirkung auf den umgebenden Beton auslöst. Zwar berichtet die ungarische Staatsbahnregie über ihre hierauf sich beziehenden Erfahrungen, daß eine Sprengwirkung der durchtränkten Dübel auf den Beton nirgends beobachtet werden konnte. Andererseits jedoch mußte die italienische Verwaltung bei einem großen Teil ihrer Versuchsschwellen 1907 bis 1913 die Wahrnehmung machen, daß der starke Zerfall des Betons in der Nähe der Schienenaufleger von einer Lockerung der Holzblöcke innerhalb ihrer Bettung herrührte. Eine derartige Beweglichkeit wurde als besonders gefährlich festgestellt, weil sie ein Aufschlagen der Platten auf die Schwellen zuläßt. Auch stellte sich im Laufe der Zeit die Notwendigkeit heraus, der sprengenden Wirkung des Holzes durch schraubenförmige Umwicklung und Querbügel Einhalt zu gebieten. Daß die italienische Staatsbahndirektion trotzdem bis heute an dieser Art der Befestigung mittels Holzdübel festgehalten hat, ist ein Beweis dafür, daß sich grundsätzlich die Anwendung eines elastischen Zwischengliedes gegenüber der unmittelbaren Einbetonierung bewährt hat. Der schwer zu beseitigende Mangel liegt lediglich an der Verbindung zwischen Holz und Beton.

Einen für die Zukunft des Betonschwellenbaues vielleicht entscheidenden Fortschritt zur Lösung dieser Schwierigkeit brachte die Erfindung des Asbestons. Wenn diese aus Asbest und Zement bestehende Masse tatsächlich alle Eigenschaften besitzt, die ihr zugeschrieben werden, d. h. wenn sie sich einerseits mit dem umgebenden Beton zu einem einheitlichen Körper monolithisch verbindet, andererseits die Schienennägel und Schrauben in gleicher Weise wie das Holz aufzunehmen imstande ist und zudem die Elastizität des Holzes mit der Witterungsbeständigkeit des Betons in sich vereinigt, so darf sie als ideales Verbindungsmittel zwischen den Eisenteilen der Schienenbefestigung und dem Beton betrachtet werden.

Bezüglich der monolithischen Verbindung zwischen Asbeston und Beton lautet das Urteil der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Dresden, wo die Asbestonschwellen der Firma Wolle (Leipzig) im Jahre 1913 verschiedenen Versuchen unterzogen wurden, ziemlich günstig. Die Schwellen sollen sich als einheitliches Ganzes erwiesen haben, und eine Trennung zwischen Beton und Asbeston soll nur bei unmittelbarer Beanspruchung der Übergangsstelle stattgefunden haben. Nun treten ja gerade unter den Schienenauflegern schon im statischen Belastungszustande durch Biegemomente erhebliche Beanspruchungen auf, die sich durch die dynamischen Einflüsse noch verstärken. Daß die Übergangsstelle vom Asbeston, der früher auf eine Länge von ungefähr 33 cm den ganzen Querschnitt ausfüllte, in Wirklichkeit doch eine Schwächung des letzteren bedeutete, geht daraus hervor, daß man in der Folgezeit unter ständiger Verkleinerung des „Kissens“ allmählich zu einzelnen Asbestondübeln für jede Schraube überging. Diese Maßnahme entsprang nicht allein aus der Kostenfrage, sondern verfolgte auch den Zweck, die Berührungsfläche zwischen beiden Stoffen möglichst zu vergrößern, um den Verbund zu stärken. Da dieser Verbund chemischer Natur sein muß, um monolithisch zu wirken, ist die Art der Zusammensetzung, Zubereitung und Einbringung sehr wesentlich. Die Versuche in dieser Hinsicht sind noch nicht als abgeschlossen zu bezeichnen; vielmehr wird eine noch viel

eingehendere Untersuchung des Asbestonmörtels und eine Normalisierung seiner Herstellung notwendig sein.

Über die Haftfestigkeit der Schwellenschrauben, die wie bei Holzschwellen in vorgebohrte Löcher im Asbeston eingedreht werden, äußerte sich das Prüfungszeugnis der Dresdener Versuchsanstalt, daß die „Versuche über den Widerstand gegen Herausziehen der Schrauben so starkes Haften ergeben, daß die Lockerung der Schrauben nur bei Überanstrengung und unter Zerspaltung der Schwelle möglich ist“. Diese Beurteilung, die sich auf eine beim Versuch angewendete Zugkraft von über 13 000 kg gründet, dürfte wohl in ihrer Form übertrieben günstig sein. Spätere Versuche ergaben Haftfestigkeiten von 5500 kg im Durchschnitt, also eine Kraft, die etwa derjenigen in einer guten Eichenschwelle (5200 kg) gleichkommt (Kiefernschwelle etwa 2000 kg). Man hielt deshalb die Befestigung der Schiene durch zwei einander gegenüberliegende Schwellenschrauben für ausreichend, was eine Ersparnis gegenüber der üblichen Anordnung dreier Schrauben bedeuten würde. Bei Verwendung gewölbter Unterlagsplatten wäre eine solche Befestigung der zentrischen Lagerung wegen wünschenswert. Die Erfahrungen mit dieser Vereinfachung haben allerdings die Erwartungen noch nicht bestätigt, denn man ist später wieder zur Befestigung durch drei Schrauben zurückgekehrt und hört heute nichts mehr von diesen Vorschlägen.

Offen bleibt auch noch die Frage, ob die starke Haftfestigkeit auch auf die Dauer unter den Erschütterungen des Betriebes in dem Maße bestehen bleibt, wie es bei der Eichenschwelle der Fall ist; überzeugende Beweise hierfür sind noch nicht vorhanden, wohl aber hat sich manchmal das Gegenteil herausgestellt (Schweden, wo die Schwellenschrauben bereits nach zwei Jahren ihren Halt verloren). Man neigt deshalb verschiedentlich der Ansicht zu, daß eine regelrechte Verankerung und Spurerweiterung durch Spurplättchen der Befestigung durch Schwellenschrauben vorzuziehen sei. Es ist eben die Frage der richtigen Befestigungsweise trotz des großen Fortschrittes, den die Erfindung des Asbestons gebracht hat, dem Versuchsstadium noch nicht entrückt. Denn durch die Versuche ist noch nicht einwandfrei erwiesen, daß die auf völlig anderer Grundlage entworfenen und erprobten Schienenbefestigungsmittel auch auf den Oberbau mit Eisenbetonschwellen ohne weiteres übertragbar sind.

Die Bedenken gegen die Dauerhaftigkeit der Schraubenbefestigung in Asbestondübeln beziehen sich vorwiegend auf die elastischen Eigenschaften des Materials. Es ist bedauerlich, daß sich die bekanntgewordenen Laboratoriumversuche nicht eingehender mit der Elastizität des Asbestons befaßt haben; denn nur bei elastischen Formänderungen, denen gegenüber die bleibenden nahezu verschwinden, darf man von einer „Pufferwirkung“ der Asbestondübel reden. Wohl hat man bei Probekörpern aus Asbeston Druckfestigkeiten von etwa 250 kg/cm² im Mittel nach einem Monat festgestellt, doch haben noch keine Versuche mittels Rüttelmaschinen ergeben, daß die Masse bei dauernder Erschütterung eingelassener Schwellenschrauben nicht allmählich zerbröckelt. Es bleibt auch hier auf dem Gebiete dynamischer Versuche noch sehr viel zu tun.

VII.

Daß Asbeston gegenüber Witterungseinflüssen ebenso unempfindlich ist wie Kiesbeton, läßt sich nach den zurückliegenden Erfahrungen ebenfalls nicht mit Gewißheit behaupten. Die chemische Zusammensetzung sowie eine gewisse Weichheit und Porosität, die mit der Bohrfähigkeit des Materials verbunden ist, lassen immerhin die Vermutung zu, daß eine völlige Sicherheit gegen chemische Angriffe nicht vorhanden ist. Doch es liegt Grund zu der Annahme vor, daß solche Einflüsse erst dann betriebsgefährlich werden können, wenn der Asbeston ohnehin schon durch die dynamischen Wirkungen der Verkehrslasten rissig geworden ist und dadurch dem Wasser Gelegenheit gegeben hat, sich im Innern der Masse festzusetzen. Jedenfalls sind Klagen darüber noch nicht laut geworden.

Das letztere läßt sich allgemein von der Eisenbetonschwelle als solcher sagen, deren unbedingte, allem anderen Schwellenmaterial überlegene Witterungsbeständigkeit unbestreitbar ist. Mit Recht weist Dr.-Ing. Petry (Bauingenieur 1923, S. 5) darauf hin, daß sich in der ganzen seitherigen Beobachtungszeit kein einziger Fall feststellen ließ, in dem aufgetretene Mängel ausschließlich auf die Wirkung der Zeit zurückgeführt werden konnten. Mit der Einführung des Betons im Eisenbahnoberbau würden den Bahnverwaltungen manche Sorgen genommen, die ihnen die heimlichen Feinde der Holz- und Eisen-schwellen bereiten, da dem Beton weder Fäulnis noch Rost, weder Feuer noch Insekten etwas anhaben können. Es ist klar, daß bei Verhältnissen, die unbedingt einen Ersatz für Holz- und Eisen-schwellen erfordern, selbst die Kostenfrage und andere nachteilige Umstände in den Hintergrund treten. Bekanntlich wird das Holz auf manchen Linien in den Tropen ein Raub der Fäulnis oder der Termiten; in Indien soll im Bereich der salzbeladenen Winde und unter dem Einfluß des zwischen Kälte in den Morgenstunden und großer Hitze am Mittag schwankenden

Klimas das Eisen teilweise stark angegriffen werden (Verkehrstechn. Woche 1914, S. 602/3). Demgegenüber haben sich die Eisenbetonschwellen der französischen Bahnlinien in der heißen Zone, was Materialbeständigkeit anbelangt, sehr gut gehalten; auch der Kaiserliche Gouverneur von Togo hebt in einem Schreiben an die Deutsche Asbestongesellschaft vom Juli 1914 den vorzüglichen Zustand der eingebauten Asbestonschwellen hervor. In Tunneln und besonders in Gruben wäre der Beton als Schwellenmaterial der Feuchtigkeit wegen willkommen. Eine Anzahl Asbestonschwellen, die 1914 in einer durch das abtropfende Wasser frisch gewaschener Kohlen ständig nassen Schachtanlage der Bergwerks-A.-G. Konsolidation in Gelsenkirchen verlegt worden waren, zeigten nach einem Bericht der Gesellschaft (1920) ein zufriedenstellendes Verhalten. Besonders günstige Aufnahme hat deshalb auch stets der Gedanke gefunden, Eisenbetonschwellen in schlecht entwässerten Rasengleisen von Straßen- und Lokalbahnen zu verwenden; nach den vorhergehenden Ausführungen ist dieser Gedanke nur zu unterstützen, da auch vom statischen und dynamischen Gesichtspunkte aus gegen die Betonschwelle im Kleinbahnbetrieb nichts einzuwenden ist. Um so mehr muß beim Hauptbahnoberbau darauf hingewiesen werden, daß die Witterungsbeständigkeit des Betons selbstverständlich nur so weit verlängert auf die Lebensdauer einwirken kann, als keine Beschädigungen durch den Betrieb eintreten. Von einer „nahezu unbegrenzten Lebensdauer“, wie sie verschiedentlich der Eisenbetonschwelle nachgerühmt wird, kann trotz ihrer Unabhängigkeit von atmosphärischen Einflüssen nicht die Rede sein. Es wurde schon im Abschnitt über das statische Verhalten der Schwelle hervorgehoben, daß selbst kleine Risse, die dem Wasser Zutritt zu den Eiseneinlagen verschaffen, den Zerstörungsvorgang einleiten.

VIII.

Es bliebe nun noch ein kurzes Wort zu sagen über andere, nicht von den Verkehrslasten herrührende Beanspruchungen, die der Eisenbetonschwelle unter Umständen gefährlich werden können. Gemeint sind damit verschiedene Vorkommnisse, auf die bei den üblichen Holz- und Eisenschwellen gar nicht geachtet zu werden braucht, wie z. B. das Hinwerfen der Schwelle beim Abladen, das Aufschlagen von Eisenbahnschienen beim Gleislegen, das Bearbeiten mit kantigen Eisenstangen bei der Regulierung usw. Wie bei der Herstellung, so muß die Eisenbetonschwelle auch beim Transport und Verlegen als „Vorsichtsware“ behandelt werden. Von der Unversehrtheit ihrer Oberfläche hängt in nicht geringem Maße ihre Lebensdauer ab. Zumal das Unterstopfen der fertig verlegten Schwellen erfordert erhöhte Aufmerksamkeit und korrektes Arbeiten. Bei Holzschwellen findet man oft die unteren Kanten durch die Stopfhacke rund abgearbeitet, was die Lage der Schwelle verschlechtert. Es entspricht wohl einer Verwechslung von Ursache und Wirkung, wenn man behauptet, die Eisenbetonschwelle sei demgegenüber der Verletzung der Kanten nicht ausgesetzt, weil diese „durch die darunterliegenden Eiseneinlagen fast völlig geschützt“ seien (Organ 1915, S. 256). Viel eher steht zu befürchten, daß die Eiseneinlagen durch die Stopfhacken oder Gleisstopfmaschinen bloßgelegt und so dem Rost ausgesetzt werden. Daß die besondere Sorgfalt, die dieserhalb notwendig ist, einen Mehraufwand an Anlagekosten verursacht, läßt sich wie bei allen betrieblichen Anlagen dann verantworten, wenn eine entsprechend lange Bewährung im Betriebe zu erwarten steht. Daß dies bei der Eisenbetonschwelle zutrefte, darf zumindest für den Vollbahnbetrieb nicht behauptet werden.

IX.

Schon eingangs dieser Abhandlung wurde zum Ausdruck gebracht, daß die wirtschaftliche Bewertung einer Neuerung, die wie die Eisenbetonschwelle als Bestandteil einer Verkehrseinrichtung jahrelang gebrauchsfähig sein soll, erst dann möglich ist, wenn an den jährlichen Kostenersparnissen die Zweckmäßigkeit des gewählten Stoffes, oder im Gegenteil die Unzweckmäßigkeit an den sich jährlich steigenden Ausgaben erkannt wird. Diese Erkenntnis kann dazu führen, daß selbst ein unverhältnismäßig hoher Beschaffungspreis einer allgemeinen Einführung der Neuerung keine Schranken setzt. Solange jedoch noch kein entscheidendes Urteil über die Wirtschaftlichkeit der Sache abgegeben werden kann, gibt der Kaufpreis schon für die versuchsweise Verwendung in kleinerem Umfange sehr oft den Ausschlag.

Während sich früher eine Reihe von amerikanischen Schwellentypen, insbesondere solche, die eine Wiederverwendung gebrauchter Eisenbahnschienen und anderer Profileisen ermöglichten, im Kaufpreise verhältnismäßig niedrig stellten (4 bis 7 Mk.), wurden für die in den letzten Vorkriegsjahren in Europa am meisten ausprobierten Eisenbetonschwellen wesentlich höhere Beschaffungspreise bezahlt (Maciachini-Italien 9 bis 10 Mk., Bruckner-Ungarn 9 bis 10 Mk., Wolle-Deutschland etwa 9 Mk., Sarda-Frankreich 8 bis 9 Mk.). Damals kostete eine durchtränkte tannene Schwelle 5,30 Mk., eine eichene 6,30 Mk. und eine eiserne 8,20 Mk. Infolge dieser Preisunterschiede und des blühenden Standes der inländischen Eisenindustrie bestand bei den

meisten deutschen Eisenbahndirektionen begreiflicherweise wenig Neigung, größere Bahnstrecken, sei es auch nur probeweise, mit Eisenbetonschwellen zu belegen. Nicht nur der Fabrikationspreis erschien zu hoch, sondern die schwierige Verlegungsarbeit infolge des großen Gewichts der Eisenbetonschwellen bedingte auch eine Erhöhung der Anlagekosten um etwa ein Drittel (so beim Einbau der Wolleschen Probeasbestonschwellen bei Potschappel und Leisnig im Jahre 1913). Während des Krieges verschoben sich die Beschaffungsverhältnisse durch den ungeheuren Holz- und Eisenverbrauch des Feldheeres ein wenig zugunsten der Eisenbetonschwelle, eine Entwicklung, die sich aus den in der Einführung erwähnten Gründen nach dem Zusammenbruch fortsetzte. Bis vor kurzem war angesichts der unaufhörlichen und ungleichmäßigen Geldentwertung jede gesunde Kalkulation unmöglich. Auch heute haben sich trotz der inzwischen erreichten Stabilisierung der Währung die wirtschaftlichen Verhältnisse noch nicht so weit beruhigt, daß sich über die Anlagekosten des Oberbaues auf Holz-, Eisen- und Eisenbetonschwellen genauere Vergleichsberechnungen aufstellen lassen. Immerhin kann man daran, daß zurzeit eine Querschwellen aus Holz 9,60 R.-M., aus Eisenbeton (Asbeston) etwa 13 R.-M. und aus Eisen 14 R.-M. kostet, eine Zunahme der Wettbewerbsfähigkeit der Asbestonschwelle gegenüber der Eisenschwelle erkennen.

Es muß im Zusammenhange mit diesen Kostenangaben darauf hingewiesen werden, daß es sich bei der Asbestonschwelle um die stark verkürzte Bauart handelt, deren Längenmaß von 2,20 m im Hinblick auf die Verteilung und Größe des Betongdruckes sowie auf die Beanspruchung des Materials nicht haltbar ist. Es waren wohl auch vorwiegend wirtschaftliche Gesichtspunkte, die zur Wahl der kurzen Schwelle führten. Man hofft nämlich, auf Hauptbahnstrecken mit 2 m³ Schotter für 1 lfd. m Gleis auszukommen, während für den Oberbau mit Eisenschwellen 3,5 m³ erforderlich sind. Bei Neubauten von doppelgleisigen Strecken sollen ferner etwa 1,2 m Kronenbreite des Bahndammes erspart werden, wodurch sowohl die Grunderwerbskosten als auch die Ausgaben für Bodenauftrag oder -abtrag wesentlich geringer würden (Höfer in Nr. 539 der Köln. Ztg. 1921). Doch ist der dabei angenommene Überstand der Schotterkrone um 10 cm über das Schwellenende für eine Schwellenhöhe von 20 cm viel zu gering. Die erhofften Ersparnisse sind also übertrieben und fallen ganz weg, wenn die unzweckmäßige Länge von 2,20 m nicht beibehalten wird.

Ganz unberechenbar ist nun nach dem Überblick, den das Verhalten der bisher verlegten Probeschwellen gewährt, derjenige Faktor, der für die Wirtschaftlichkeit entscheidend ist, nämlich die Lebensdauer. Daß diese nicht „nahezu unbegrenzt“ sein kann, wie die Asbestonwerke versichern, geht aus dem bisherigen Verhalten der Probeschwellen zur Genüge hervor. Die Unterschiede sind derart groß, daß sich kaum feststellen läßt, mit welcher durchschnittlichen Lebensdauer gerechnet werden darf. Die italienische Staatsbahn berichtet über ihre Versuchsreihe 1907 bis 1913: . . . Die Ergebnisse waren nicht völlig befriedigend, namentlich auf den mit großer Geschwindigkeit befahrenen Hauptstrecken, und nach einer bestimmten Anzahl von Jahren, die je nach den Linien verschieden war, aber stets hinter der erwarteten Lebensdauer zurückblieb, mußte ein großer Teil der Schwellen aus der Strecke entfernt werden. Neuere, seit 1920 benutzte Schwellen haben sich bis jetzt gut gehalten. Von den 1909 probeweise verlegten ungarischen Bruckner-Schwellen waren 1920 noch 82% in betriebsfähigem Zustande, was auf eine gute Dauerhaftigkeit dieser Bauart schließen läßt. Über das Verhalten der Versuchsschwellen von 1911 ist bereits weiter oben einiges erwähnt; bis 1920 mußten 74% der Stoßschwellen und 33,3% der laufenden Schwellen ausgewechselt werden. Eine Anzahl Schwellen mit zentrischer Belastung und Holzwischenschleife, die 1916 in die ungarische Versuchsstrecke eingebaut wurde, soll sich bewährt haben.

Für die Dauerhaftigkeit der ersten deutschen Asbestonschwellen ist zunächst einmal die Tatsache bezeichnend, daß die sächsische Staatsbahn im Jahre 1920 infolge des Ergebnisses der Versuche mit 1000 Schwellen im Jahre 1913 bei Potschappel und Leisnig die weitere Beschaffung von Eisenbetonschwellen System Wölle eingestellt hat. Von den Schwellen mußte innerhalb sieben Jahren etwa ein Drittel ausgebaut werden, ein weiteres Drittel befand sich in beschädigtem Zustande. Noch schlechter verhielt es sich mit der Liegedauer von Versuchsschwellen in Württemberg, wo von 104 Stück bereits nach vier Jahren 41 beseitigt werden mußten, während der Rest stark beschädigt war (Kräutle im „Organ“ 1921, Nr. 1).

Wesentlich günstiger lauten die Urteile über die Dauerhaftigkeit der in Straßen-, Kleinbahn- und Anschlußgleisen verwendeten Asbestonschwellen, nicht zum wenigsten auch deshalb, weil dieselben Mängel, die bei Hauptbahnen ein Auswechsellern der Schwellen erforderlich machen (Aufreten größerer Risse, Einpressen der Unterlagsplatten in die Asbestonpolster), hier nicht so sehr als betriebsgefährlich und verkehrsstörend empfunden werden. Auch treten solche wegen der

langsameren Fahrt und der geringeren Verkehrslasten erst nach erheblich längerer Liegedauer auf. Die Lebensdauer der Holz- und Eisenschwellen schwankt zwischen weiten Grenzen und ist nicht gut zu verallgemeinern. Nach Rölls Enzyklopädie des gesamten Eisenbahnwesens hat die Holzschwelle in stark befahrenen Hauptbahngleisen eine erste durchschnittliche Liegedauer von 15 Jahren, ist aber nach Auswechslung in weniger belasteten Nebengleisen noch weitere 10 und mehr Jahre verwendungsfähig. Die eisernen Querschwellen, insbesondere diejenigen des verstärkten badischen Oberbaues, können erfahrungsgemäß bis zu 35 Jahre im Gleis liegen, bis sie infolge Verschleißes und des Rostes zum alten Eisen geworfen werden müssen. Es ist nach den vorausgegangenen Feststellungen kaum zu niedrig gegriffen, wenn man die Lebensdauer der deutschen Asbestschwellen auf höchstens 15 Jahre bemißt, zumal da ein Umbau in schwach befahrene Nebengleise ihres großen Gewichtes wegen und mit Rücksicht auf die bereits begonnene Zerstörung kaum vorgenommen werden dürfte.

Dazu kommt als weiterer Nachteil, daß der Altwert der beschädigten und aus dem Gleis entfernten Eisenbetonschwelle mangels einer geeigneten anderweitigen Verwendung gleich Null ist, während die alte Eisenschwelle noch etwa die Hälfte bis drei Viertel ihres Neuwertes besitzt, und die ausgediente Holzschwelle mit ungefähr 1/7 ihres ursprünglichen Wertes bezahlt wird. Es mag vielleicht nicht ohne Interesse sein, einmal an Hand des jährlichen Aufwandes an Verzinsung des Anlagekapitals und an Rücklagen für die Erneuerung unter Berücksichtigung der Preisgestaltung vor und nach dem Kriege festzustellen, welche Lebensdauer von der Asbestschwelle verlangt werden muß, um ihre Wettbewerbsfähigkeit gegenüber der Holz- und Eisenschwelle anzuerkennen. Aus den bereits erwähnten Gründen der noch nicht überwundenen Wirtschaftskrise kann eine solche Berechnung nur angenäherte Vergleiche bringen, zumal da auch die Ausdauer der schon seit vielen Jahren beobachteten Holz- und Eisenschwellen bekanntermaßen sehr verschieden groß ist. In diesem Sinne sind die Zusammenstellungen der folgenden Tabellen 10 bis 13 aufzufassen.

Aus diesen geht zunächst einmal hervor, daß der Oberbau auf Asbestschwollen bei der angenommenen Lebensdauer hinsichtlich der Beschaffungskosten auch heute noch nahezu die doppelten jährlichen Aufwendungen an Zinsen und Rücklagen wie die anderen Oberbauarten verursacht; die Zunahme der Wettbewerbsfähigkeit gegenüber den Vorkriegsverhältnissen ist sehr gering. Wenn die jährlichen Kosten des Asbestschwollenoberbaues diejenigen der übrigen Bauarten nicht übersteigen sollen, so müßte die Asbestschwelle eine Lebensdauer von 43 1/2 (1914) bzw. 41 (1924) Jahren besitzen, also noch wesentlich dauerhafter sein als die besten Eisenschwellen.

Tabelle 10. Oberbau auf Eisenschwellen.

12-Meter-Stoß	1914	1924
	zus. Mk.	zus. R.-M.
17 Schwellen je 70 kg	139,40	238,00
68 Klemmplatten	8,16	14,28
68 Klemmplatenschrauben	8,16	14,28
68 Spurplättchen	6,80	9,52
Summe der Beschaffungskosten	162,52	276,88
Kosten für 1 km	13 530	23 007
Verzinsung mit 4 %	541,20	920,28
Altwert 17 Schwellen 10 % Abnutzung 63 kg	64,26	47,20
Erneuerungskosten	98,26	238,89
Kosten für 1 km	8 190	19 074
Rücklage für 35 Jahre 4 %	110,50	257,40

Tabelle 11. Oberbau auf Holzschwellen.

12-Meter-Stoß	1914	1924
	zus. Mk.	zus. R.-M.
17 Schwellen	107,00	163,20
4 Hakenplatten	4,60	7,00
30 Keilplatten	27,00	39,00
102 Schraubennägel	12,24	21,42
Summe der Beschaffungskosten	150,84	230,62
Kosten für 1 km	12 570	19 218
Verzinsung mit 4 %	502,80	768,72
Altwert 17 Schw. je 0,0972 m ³	14,05	14,05
Erneuerungskosten	136,79	216,57
Kosten für 1 km	11 390	18 017
Rücklage für 25 Jahre 4 %	273,20	433,12

Tabelle 12. Oberbau auf Asbestschwollen.

12-Meter-Stoß	1914	1924
	zus. Mk.	zus. R.-M.
17 Schwellen je 230 kg	153,00	221,00
4 Hakenplatten	4,60	7,00
30 Keilplatten	27,00	39,00
102 Schraubennägel	12,24	21,42
Summe der Beschaffungskosten	196,84	288,42
Kosten für 1 km	16 390	24 035
Verzinsung mit 4 %	655,60	961,40
Altwert 17 Schwellen	—	—
Erneuerungskosten	169,84	288,42
Kosten für 1 km	16 390	24 035
Rücklage für 15 Jahre 4 %	816,22	1 196,94

Tabelle 13. Vergleichskosten für 1 Jahr und 1 km.

	Oberbauarten					
	Eisen		Holz		Asbeston	
	1914	1924	1914	1924	1914	1924
Zinsen	541,20	920,28	502,80	768,72	655,60	961,40
Rücklagen	110,50	257,40	273,20	433,12	816,22	1196,94
Jährl. Aufwand	651,70	1177,68	776,00	1201,84	1471,82	2158,34
Mehraufwand f. d. Asbestonchw. gegenüb. Eisenschw.					125 %	85 %
Mehraufwand f. d. Asbestonchw. gegenüb. Holzschw.					90 %	80 %

Angeblich können die Mehrausgaben zum Teil wieder aufgewogen werden durch eine Verringerung der Unterhaltungsarbeiten, die die Schwere des Eisenbetonoberbaues, insbesondere dessen Widerstand gegen seitliche Verschiebung erhoffen läßt. Man ist auch hier mehr auf allgemeine Erwägungen angewiesen, da die ziffernmäßige Feststellung der Unterhaltungskosten nur bei Betriebsstrecken von erheblicher Länge möglich ist. Die bis jetzt liegenden Versuchsstrecken genügen wohl für eine Beurteilung der Betriebssicherheit, für die Ermittlung der Betriebskosten sind sie aber nicht ausreichend. Nur der erfahrene, im Betriebe aufgewachsene Eisenbahner wird sich hierüber schon in den ersten Jahren ein Urteil erlauben dürfen.

Es ist klar, daß die Regelung der Höhenlage des Gleises, die bei Holz- und Eisenschwellen vorwiegend durch das Stopfen bewirkt wird, bei Anwendung desselben Verfahrens auf den Betonschwollenoberbau kostspieliger ausfallen muß, weil das Anheben der drei- bis viermal so schweren Schwellen mehr Arbeit erfordert. Oft müssen nicht nur die zu tief liegenden Schwellen angehoben werden, weil zur Erzielung einer gleichmäßig elastischen Lagerung häufig auch die Bettungsteile unter den richtig liegenden Schwellen einer Auflockerung und Wiederbefestigung bedürfen. Je tiefer der Oberbau eingebettet und je gröber die Bettung ist, desto höher stellen sich die einmaligen Kosten dieses Regulierungsverfahrens, würden also bei der Asbestonchwelle mit ihrer Höhe von 20 cm nicht unbeträchtlich ausfallen.

Ein Vorschlag des Geh. Baurat Wambganß (Organ 1915, Heft 15; Technik und Wirtschaft 1916, Heft 3; Glasers Annalen, Bd. 79, Nr. 149) geht nun dahin, auf einfachere und billigere Art die Höhenregelung des Gleises dadurch vorzunehmen, daß man zwischen Unterlagsplatte und Schwelle eine Zwischenplatte von Filz oder Holz, Asbest u. dergl. einschiebt, in der Stärke, wie die Schwelle das Bettungsmaterial heruntergepreßt hat. Es ist wohl glaubhaft, daß nach einer ersten rechtzeitigen Regelung der Höhenlage (insbesondere bei den Stoßschwellen) mittels Zwischenplatten die Notwendigkeit der Höhenregelung des Gleises weniger häufig eintreten, also weniger Kosten verursachen wird, als bei dem üblichen Unterhaltungsverfahren das Stopfen der Schwelle. Die Schätzung der Unterhaltungskosten des Gleises nach dem vorgeschlagenen Verfahren zu einem Viertel der Kosten der üblichen Stopfweise bei Holz- und Eisenschwellen (Glasers Annalen Bd. 71, Nr. 941) scheint jedenfalls viel zu günstig. Man müßte es auch hier auf eine längere Versuchszeit ankommen lassen, bevor man sich über die Tatsache und den Umfang der erstrebten Ersparnisse Rechenschaft ablegen kann.

Es verhält sich damit ähnlich wie mit der Möglichkeit einer Verbilligung der Schwellenbeschaffung durch Errichtung einer weitverzweigten Betonschwollenindustrie, die die Eisenbeton- bzw. die Asbestschwollen nicht in wenigen großen Werken herstellt und von da zum Versand bringt, sondern jeweils am Verwendungsorte selbst mit geschulten Arbeitskräften die Herstellung vornimmt.

Man kann noch weiter gehen und die Möglichkeit ins Auge fassen, daß die Bahnverwaltungen die Herstellung in eigener Regie vornehmen, wie dies bei den ungarischen Staatsbahnen heute schon der Fall ist. Der Hauptbestandteil der Eisenbetonschwelle, der Kiessand, wird fast

bei jedem Bahnbau gewonnen oder steht doch andernfalls in der Nähe der Bahn zur Verfügung, so daß größere Transporte der Schwellen möglichst eingeschränkt werden können. Es liegt auf der Hand, daß durch eine Umgestaltung der Herstellungsweise die Kosten gegenüber dem Bau und Versand fertiger Schwellen von einzelnen größeren Werken aus erheblich vermindert werden könnten. Jede Bahnverwaltung ist dann in der Lage, die Kosten für die erforderlichen Schwellen unter Berücksichtigung der jeweiligen örtlichen Verhältnisse überschlägig zu berechnen. Die Möglichkeit, sich auf solche Weise trotz des nach dem Kriege zutage getretenen mangelhaften Angebotes an inländischen Holzschwellen vom Auslande unabhängig zu machen, wäre ebenso willkommen, wie der Umstand, daß beim Ersatz der Eisenschwellen durch Betonschwellen eine beträchtliche Menge Metall der Industrie erhalten bleibt.

Alle diese Vorteile und alle Maßnahmen, die eine Normalisierung der Herstellungsweise, eine Verbilligung der Herstellungskosten und eine Verminderung der Unterhaltungsarbeiten zum Ziele haben, sind jedoch so lange von keiner praktischen Bedeutung, als die Brauchbarkeit der Eisenbetonschwelle bei allen Bahngattungen, insbesondere im Hauptbahnbetriebe, noch nicht erwiesen ist. Und dies ist, wie aus den einzelnen Abschnitten der vorliegenden Abhandlung hervorgeht, weder vom rein theoretischen Standpunkte aus der Fall, noch geben die bisher vorgenommenen, noch durchaus unzureichenden Versuche Veranlassung, die Eisenbetonschwelle als der hölzernen und eisernen Querschwellen gleichwertig oder gar überlegen zu betrachten. Zweck dieser Zeilen war es, durch kritische Betrachtung aller Umstände für und wider festzustellen,

1. ob und in welchem Umfange diese wichtige Neuerung heute schon zur Einführung empfohlen werden darf, und

2. welche Aufgaben der Zukunft bis zur vollständigen Lösung des Problems noch vorbehalten sind.

Das Ergebnis der Behandlung dieser Fragen läßt sich kurz in folgenden Punkten zusammenfassen:

1. Eine Schwellenlänge von 2,20 m ist auch bei Verwendung von Eisenbeton zu gering; dieser Nachteil kann nicht durch teilweise Unterstopfung beseitigt werden.

2. Die Verteilung des Bettungsdruckes ist nicht günstiger als bei den üblichen Holz- und Eisenschwellen.

3. Mangelhafte Bettung oder das vollständige Weglassen einer Bettung ist auch bei Verwendung von schweren Eisenbetonschwellen im Hauptbahnbetriebe unzulässig.

4. Im Zustande statischer Belastung durch die größten Raddrücke der Hauptbahnen sind alle bis jetzt konstruierten Eisenbetonschwellen der Gefahr von Zugrisen ausgesetzt.

5. Die Eisenbetonschwelle besitzt nur einen sehr kleinen Bruchteil der Eignung der Holzschwelle zur elastischen Verarbeitung von Stoßkräften.

6. Mit Rücksicht auf die notwendige Schonung der Schwellen, Schienen und Verkehrsmittel darf auch der Betonschwellenoberbau nicht als starres Bauwerk ausgebildet sein, sondern muß eine mäßige Schienendurchbiegung ermöglichen.

7. Die „Massenwirkung“ besteht bei der Eisenbetonschwelle in einer für die Bettung vorteilhaften Stoßabschwächung an der Schwellenunterseite und in einer für die Schwellenoberfläche nachteiligen Konzentration der Stoßverarbeitung am Schienenaufleger.

8. Das große Gewicht des Eisenbetonoberbaues verursacht innerhalb der heute üblichen Geschwindigkeiten keine Verringerung, sondern eine Vergrößerung der Schienendurchbiegung.

9. Das für den Beton besonders schädliche Abheben der Schwellen von der Bettung („Wogen“) wird selbst bei Verwendung der schwersten zurzeit gebauten Eisenbetonschwellen nur im Nebenbahnbetriebe mit größten Radlasten von 5 t vermieden.

10. Die Lagerung und Befestigung der Schiene auf der Betonschwelle soll elastischer Natur sein, darf jedoch einer freien Bewegung keinen Spielraum lassen; der einbetonierte „Auflagerstuhl“ ist der getrennten Verankerung einzelner Schrauben oder Kloben vorzuziehen.

11. Die völlige Witterungsbeständigkeit des Betons kann infolge vorzeitiger Zerstörung der Schwellen durch den Betrieb selten zur Geltung kommen.

12. Die Eisenbetonschwelle ist auch nach der heutigen Preisgestaltung gegenüber den Holz- und Eisenschwellen noch nicht wettbewerbsfähig, sie müßte denn eine Lebensdauer von mehr als 40 Jahren besitzen.

Diese kurze Zusammenstellung besagt nun einerseits, daß der Verwendungsbereich der Eisenbetonschwelle in ihren heutigen Ausführungsformen auf Grund theoretischer Untersuchung ihrer statischen und dynamischen Widerstandsfähigkeit, ihrer Einwirkung auf Bettung, Schiene und Verkehrsmittel sowie auf Grund der bisherigen Beobachtungsergebnisse vorläufig auf das Gebiet der Neben-, Klein- und Straßenbahnen beschränkt ist, andererseits gibt sie Fingerzeige für die Richtung, in der sich künftig die praktischen Versuche zur Lösung des ganzen noch offenstehenden Fragenkomplexes bewegen müssen.

Hier zeigt sich vor allen Dingen die Notwendigkeit, gerade mit Rücksicht auf die ungeheuren Kosten des Eisenbahnoberbaues keine Ausgaben zu scheuen, um auch in Deutschland nach dem Vorbilde Ungarns und Italiens in großzügiger Weise auf langen Probestrecken sorgfältige Beobachtungen der verschiedensten Bauarten anzustellen.

Wie die Beobachtungen auf freier Strecke, so bedürfen auch die Laboratoriumversuche dringend der Vervollkommnung und einer besseren Anpassung an die tatsächlichen Beanspruchungen des Betriebes. Mit Biege-, Schlag- und Bohrproben allein ist es nicht getan: Die Versuchsschwelle muß in Schotter gebettet und durch regelrecht befestigte Schienenstücke ebenso heftig, ebenso oft und ebenso rasch maschinell niedergepreßt und abgehoben werden, wie dies bei der Überfahrt von Zügen der Fall ist.

Nur wenn Wissenschaft und Technik, Industrie und Bahnverwaltungen in diesem Sinne zusammenarbeiten, ist die Hoffnung berechtigt, daß die Frage der Ausbildung einer auch für Hauptbahnen brauchbaren Eisenbetonschwelle, die nach dem Ergebnis der vorstehenden Ausführungen verneint werden muß, aus dem Stadium unsachlicher Propaganda pro et contra herausgehoben und einer objektiven Klärung entgegengeführt werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Wasserkrafteletrizitätswerk Schönmühl an der Loisach.

Von Dipl.-Ing. W. Binswanger, München.

Allgemeines.

Die Staatsbahn München—Kochel kreuzt die Loisach bei Schönmühl. Kurz unterhalb dieser Kreuzungsstelle findet sich ein altes Streichwehr, dessen Vorhandensein urkundlich schon aus dem Jahre 1598 nachgewiesen ist und der Mühle zu Rain gehörte, die dem Kloster Benediktbeuern zu eigen war. Da dieses Kloster schon im 13. Jahrhundert nachweislich in Rain Besitz erwarb, so dürfte man nicht fehlgehen in der Annahme, daß die Mühle zu Rain, die jetzige Schönmühle, schon etwa im 13. oder 14. Jahrhundert bestanden hat.

Vor der Erbauung des neuen Kraftwerkes nutzte der Besitzer der Wasserkraft an dieser Stelle der Loisach ein Gefälle von etwa 1,8 m bei etwa 16 m³ Wassermenge aus.

Schönmühl liegt an der Scheide zweier diluvialer Seen, und zwar des Wolfratshäuser und des Kochel-Sees. Die Grenze dieser beiden Seen bildet ein tertiärer Molassezug, dessen Breite nur etwa 250 m beträgt. Bei Schönmühl läuft die vom Kochelsee kommende Loisach gegen diesen Molasserücken an, wird aber von ihm abgelenkt und gezwungen, ihren Lauf parallel zu diesem Rücken bis zu einer Stelle bei Rain zu nehmen, wo sich der Molassezug plötzlich senkt und der Loisach freien Durchlauf läßt (Abb. 1). Der weitere Lauf vollzieht sich nun in entgegengesetzter Richtung, so daß hier eine große und gleichzeitig enge Schleife von etwa 3,5 km Länge gebildet wird. Durch diese Schleife nähert sich die Loisach im Abstände von rd. 700 m wiederum der Anlaufstelle bei Schönmühl.

Diese von der Natur selbst dargebotene Möglichkeit zum Ausbau einer Wasserkraft wurde in dem Zeitpunkte in den Vordergrund des Interesses gerückt, als das Walchenseewerk in Angriff genommen wurde.

Das Walchenseewerk nutzt die Gefällstufe zwischen dem Walchensee und Kochelsee aus. Als Wassermenge kommt nicht nur die natürliche Zulaufmenge des Walchensees in Betracht, sondern es wird dem Walchensee durch das Wehr bei Krünn auch Isarwasser zugeleitet. Diese gesamten vom Walchenseewerk verbrauchten Wassermengen fallen in den Kochelsee und bereichern also dessen natürlichen Abfluß, die Loisach.

Der Plan des Ausbaues der Loisachschleife bei Schönmühl wurde aber gerade deshalb wirtschaftlich und wasserwirtschaftlich besonders reizvoll, weil nun nicht nur die früheren Loisachwassermengen durch das Abwasser des Walchenseewerkes erheblich vermehrt werden, sondern ganz besonders durch den Umstand, daß der Walchensee als Staubecken eine Winterzuschußwassermenge von rd. 80 Mill. m³ faßt, wodurch die Jahreswassermenge der Loisach unterhalb des Kochelsees sehr stark vergrößert wird. Die Loisach teilt natürlich die fast allen südbayerischen Flüssen gemeinsame Eigenschaft, im Frühjahr, Sommer und Herbst erheblich größere Wassermengen zu führen als in den Wintermonaten.

Abb. 2 gibt zunächst die relative Wassermenge der Loisach in 10 aufeinanderfolgenden Jahren, dann ein Mittel aus diesen Wassermengen, und

aus der weiteren Ableitung findet sich die Anreicherung dieser Wassermengen und auch die vergleichmäßige Wirkung durch die vom Walchensee kommenden Zuschußwassermengen.

Für das Walchenseewerk ergab sich die Notwendigkeit, entweder die insgesamt 3,5 km einfache Länge messende Schleife entsprechend der vergrößerten Wasserführung zu regulieren oder den schmalen Molasserücken zu durchstechen und die Schleife in einem Querkanal abzuschneiden. Da Anfangs- und Endpunkt der Schleife nur etwa 700 m auseinanderliegen und einen Gefällunterschied von rd. 9 bis 10 m aufweisen, ergab sich der logische Hinweis darauf, mit dem Abschneiden der Schleife gleichzeitig die Ausnutzung der Gefällstufe zu verbinden.

Aufstellung des Entwurfes.

Die von der Natur geschaffene Schleife ließe sich also zunächst auf die verschiedenste Weise zur Auswertung des Gefälles verwenden. Es wurden deshalb im Entwurf folgende Möglichkeiten technisch und wirtschaftlich untersucht:

1. Errichtung des Turbinenhauses südlich des Molasserückens
 - a) Unterwasserkanal als offener Kanal,
 - b) Unterwasserkanal als Stollen.
2. Errichtung des Turbinenhauses nördlich des Molasserückens
 - a) Oberwasserkanal bis zum Werk als offener Kanal,
 - b) Oberwasserkanal teils als offener Kanal, teils als Stollen.

Die Möglichkeit 1b war vom Besitzer der Wasserkraft sowohl als auch von der obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern gewählt und als Entwurf

ausgearbeitet worden. Sie wird in Zukunft als „staatlicher Entwurf“ bezeichnet.

Zur Untersuchung des Untergrundes war eine Reihe von Bohrungen notwendig mit dem Ergebnis, daß die Geländestufe nördlich des Höhenrückens sich für die Gefällausnutzung besonders geeignet erwies.

Die Möglichkeit, das Maschinenhaus südlich an der Straße Bichl—Penzberg zu errichten, hätte zweifellos den Vorteil gehabt, daß das Werk näher dem Anschlußgleis an die Staatsbahn gekommen wäre. Andererseits aber wäre die Maschinenanlage bei Hochwasser der Gefahr ausgesetzt worden, unter Wasser zu geraten. Diesem Umstand hätte man Rechnung tragen können, indem man Maschinensätze mit stehenden Wellen gewählt hätte, derartig, daß die Schirmgeneratoren über die entsprechende Hochwasser-Kote gekommen wären. Die Ausgaben für die Maschinensätze wären beträchtlich höher geworden als bei liegender Anordnung der Wellen. Außerdem wäre der Stollen als Unterwasserstollen um mehr als die Hälfte länger geworden (368 statt 223 m), was nicht nur eine weitere Erhöhung der Kosten, sondern auch eine voraussichtliche Verlängerung der Bauzeit bedingt hätte. Endlich konnte der Oberwasserstollen ohne besondere Wasserhaltung ausgeführt werden, was bei einem Unterwasserstollen nicht möglich gewesen wäre.

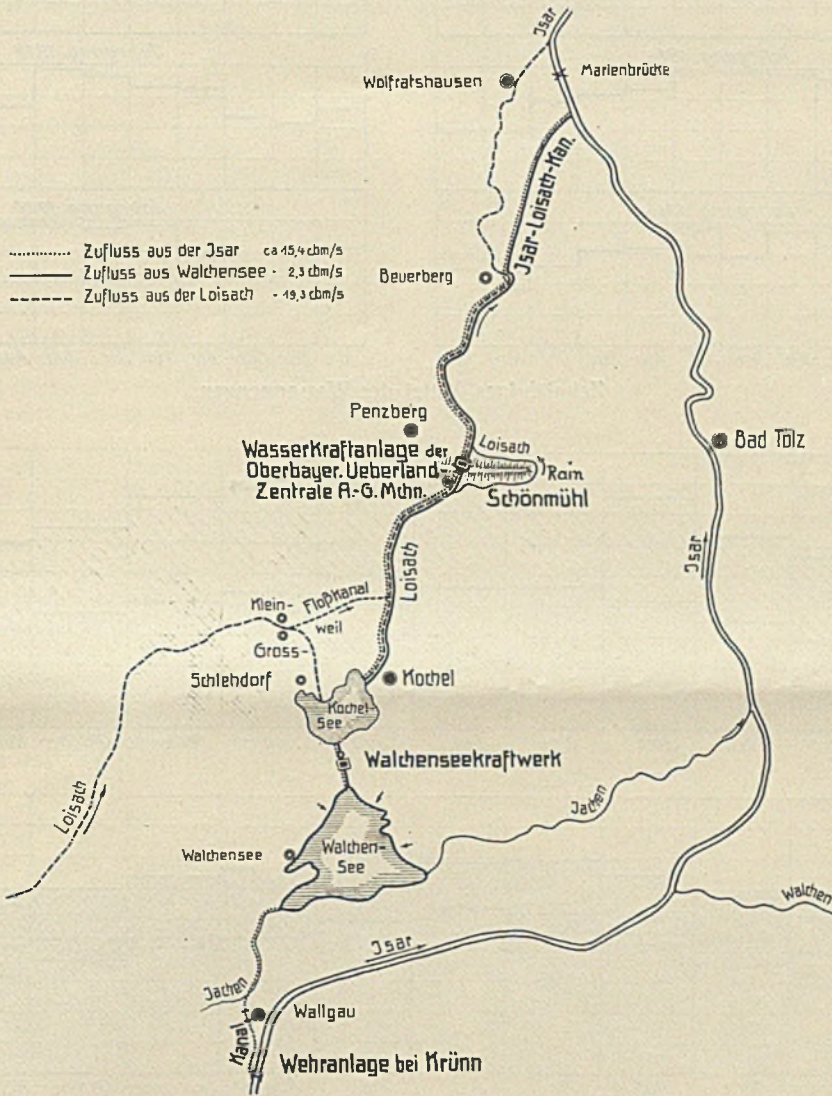
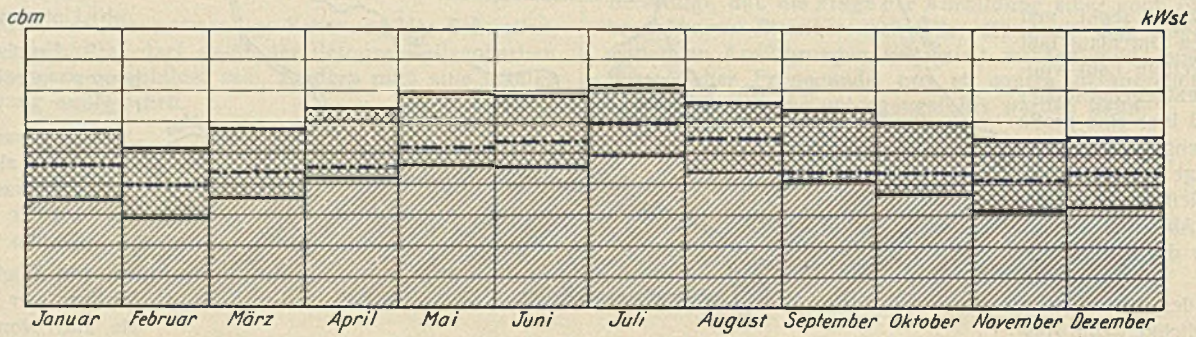
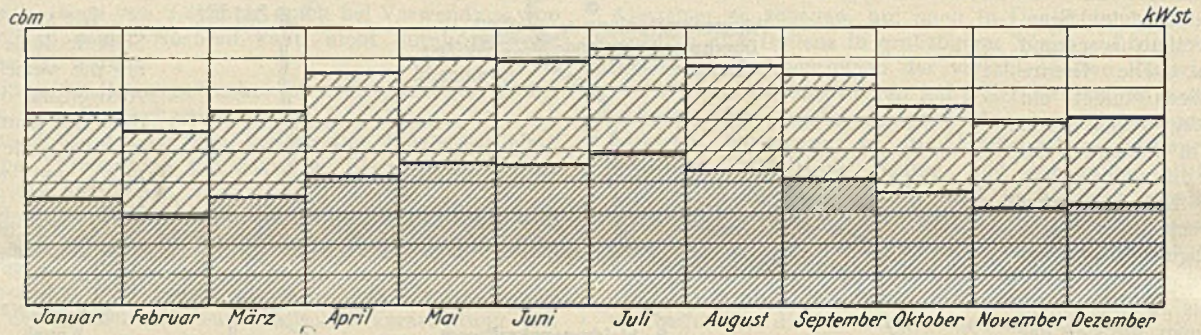
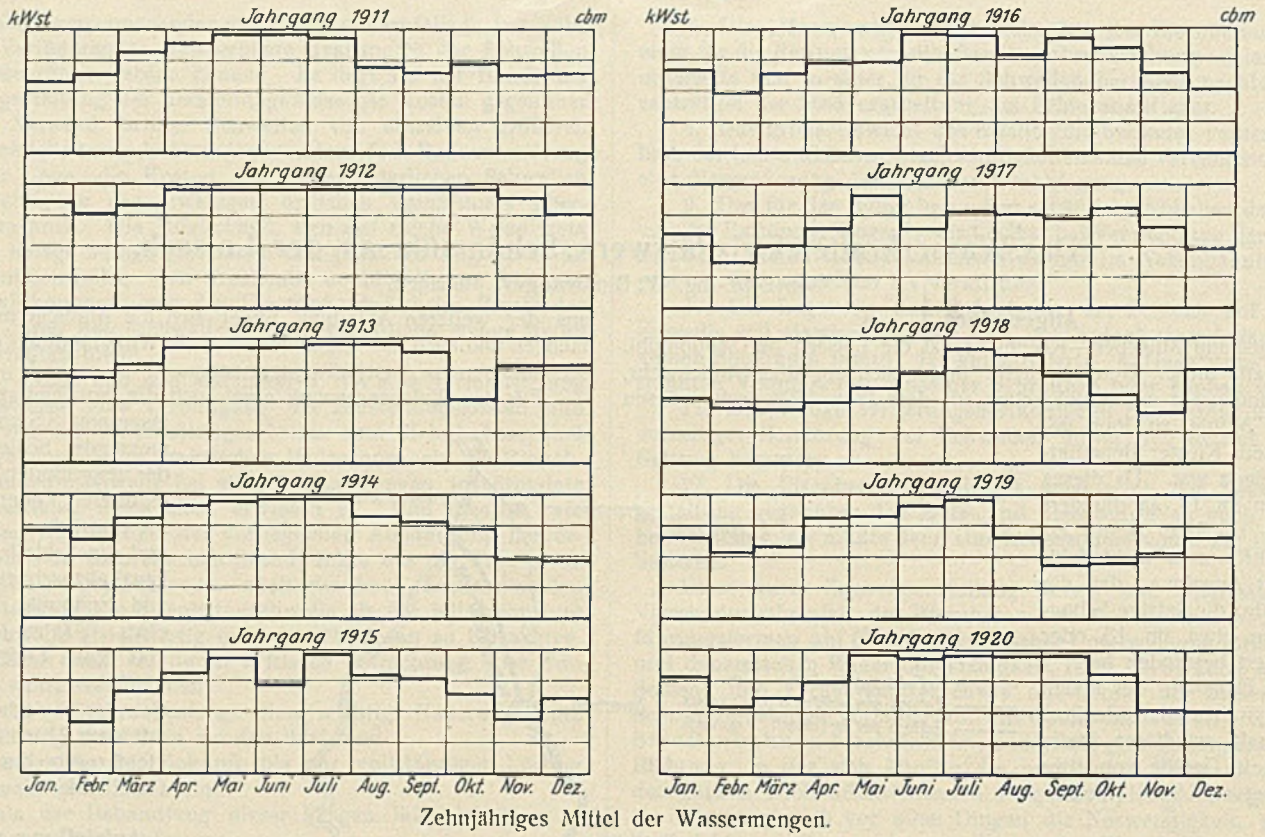
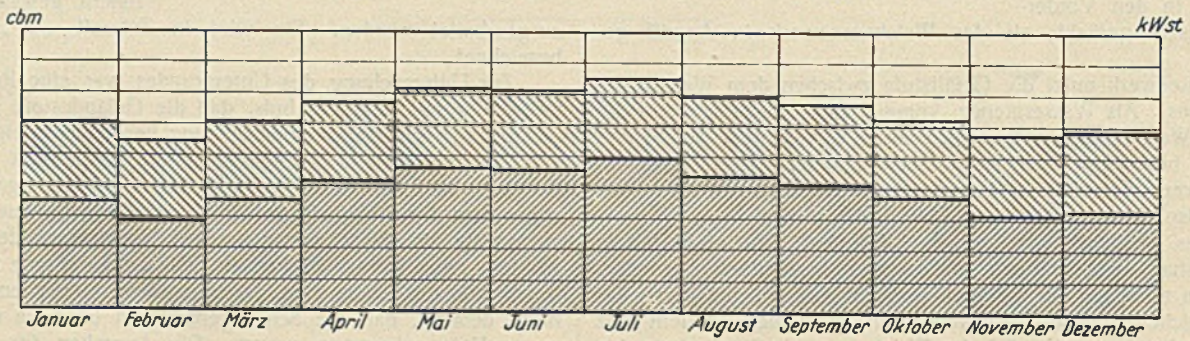


Abb. 1. Schematische Darstellung der Wasserzulauf-Verhältnisse.

..... Zufluss aus der Isar ca. 15,4 cbm/s
 ——— Zufluss aus Walchensee 2,3 cbm/s
 - - - Zufluss aus der Loisach 19,3 cbm/s



----- Minimalleistung beim Zusammenfallen niedrigster Wassermengen des Walchensees und der Loisach.



- sämtl. Wassermengen, einschl. Überschuß- und Abfallwasser.
- 360-tägige Verbrauchswassermengen.
- Wassermengen, die für die bayer. Bedarfsdeckung in Frage kommen.
- Loisachwassermengen.

Wasserwirtschaftsplan.

Abb. 2.

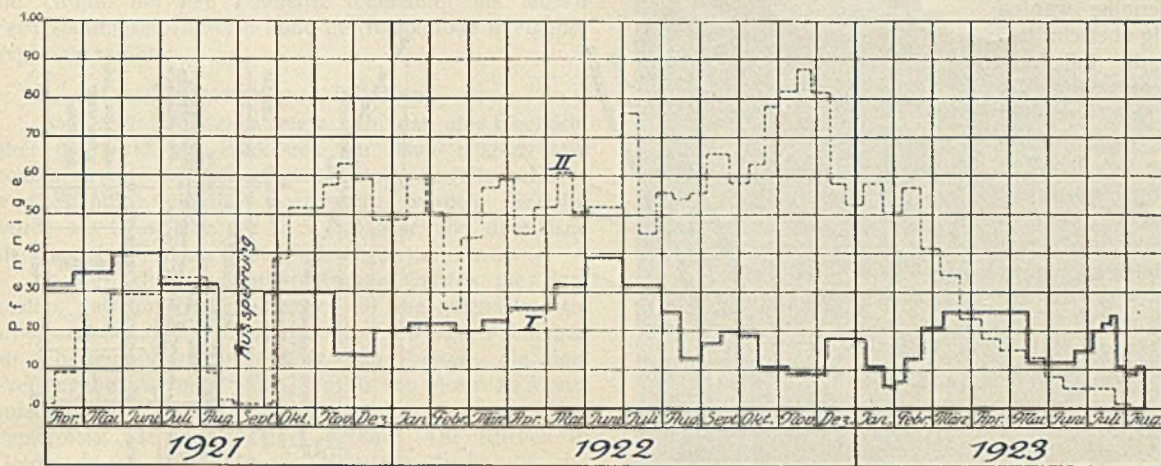


Abb. 3.

Während der Durchführung der Loisachkorrektur, die von seiten der Staatlichen Walchenseebauleitung geschah, hatte man erkannt, daß durch eine Änderung der Korrektur der Loisach noch die Möglichkeit zu schaffen war, ein weiteres Gefälle von 80 bis 90 cm zu gewinnen. Verhandlungen mit der Walchenseebauleitung führten zu dem Ergebnis, daß dieses Mehrgefälle mit zur Wasserkraft Schönmühl einbezogen wird und die Kostenmehrung, die hierdurch die Korrektur erfährt, entsprechend von der Oberbayerischen Überland-Zentrale übernommen wird. Allerdings wird dieses Mehrgefälle zunächst noch nicht in der vollen Höhe ausnutzbar, da sich die weitere Ausbildung und Senkung des Loisachbettes unterhalb der Schleife erst im Laufe der Jahre unter Wirkung der natürlichen Schleppkraft des Flusses ausbilden muß.

Da der Bau zum größten Teil während der Inflationzeit ausgeführt wurde und die zukünftige Bewegung der Mark im Frühjahr 1921 ganz und gar unübersehbar war, mußte mit allen zur Verfügung stehenden Mitteln auf eine Abkürzung der Bauzeit hingearbeitet werden. Das gleiche Ziel, möglichste Verkürzung der Bauzeit, mußte auch angestrebt werden, um die zu erwartende Elektrizitätserzeugung möglichst bald dem Verteilungsnetz der Oberbayerischen Überland-Zentrale zuzuführen.

Vom Kulturbauamt war die Forderung gestellt worden, eine Entwässerungsmöglichkeit für die sogenannten Iffeldorfer Moore, die zwischen dem Kochelsee und dem Wehr der Schönmühl auf dem linken Loisachufer liegen, zu schaffen. Wenn auch zurzeit an derartig umfangreiche Kulturarbeiten nicht gedacht werden darf, so blieb für die Erlangung der Konzession die Bedingung bestehen, einen Entwässerungskanal für diese Wasser nach dem Unterwasserkanal zu führen. Diese Frage wäre nun einfach gelöst worden, wenn der unter 1 bezeichnete Entwurf zur Durchführung gekommen wäre; denn hier beginnt der Unterwasserkanal noch nördlich des Höhenrückens. Dieser Umstand spricht also ebenfalls für die Anordnung nach 1. Wollte man trotzdem nach der Abänderung 2 bauen, dann blieben nur zwei Möglichkeiten, nämlich: entweder das Entwässerungswasser mit selbsttätigen Pumpen auf Oberwasserhöhe zu heben und so in den Oberwasserkanal einzuleiten, oder die Möglichkeit zu schaffen, dieses Wasser durch einen gesonderten kleinen Stollen durch den Höhenrücken hindurch dem Unterwasserkanal zuzuführen.

Man einigte sich auf die letztere Möglichkeit, die im Falle der tatsächlichen Ausführung dem Kulturbauamt zugesagt wurde. Da der Entwässerungstollen in diesem Falle unter dem Oberwasserkanal hindurchgeführt werden mußte, wurden die nötigen Vorarbeiten an der Kreuzungsstelle im Bau mit ausgeführt.

Unter voller Würdigung aller dafür und dagegen sprechenden Gründe wurde der Entschluß gefaßt, das Werk nördlich des Höhenrückens anzuordnen.

Während der Bauausführung selbst zeigte sich dann, daß die Durchführung eines Unterwasserstollens und der Anfang des Unterwasserkanals nördlich des Höhenrückens auf erhebliche Schwierigkeiten gestoßen wären, die durch den dortigen besonders schlechten Baugrund verursacht worden wären.

Ein Teil des Unterwasserkanals wäre in eine sehr tiefe Steinschlamm-schicht gekommen, die den Aushub überaus erschwert hätte, da sie, einmal ausgebagert, immer wieder von den Seiten nachdrängte. Dieser Umstand, der durch die vorherigen Bohrungen sich nicht völlig klären lassen, hätte die Ausführung des Entwurfs „Turbinenhaus nördlich des Höhenrückens“ derart erschwert, daß man zufrieden sein mußte, den gegenteiligen Entschluß seinerzeit gefaßt zu haben.

Die Durchquerung des Höhenrückens im offenen Kanal schied sehr bald schon aus, da die Massenbewegung und die damit verbundenen Kosten verhältnismäßig zu hoch geworden wären.

Floßfahrt.

Ein überaus schwieriges und störendes Problem bezüglich der Ausbaumöglichkeit der Wasserkraft bildete die Floßfahrt. Die Flößerei sollte entsprechend dem Konzessionsbeschluß durch die Wasserkraftanlage möglichst nicht behindert werden. Es war notwendig, zunächst statistische Unterlagen über die Floßfrequenz zu schaffen und dann in sehr langwierigen Verhandlungen mit den zuständigen Behörden und den Flößereinteressenten zu erreichen, daß die Floßfahrt auf die Monate April bis Oktober beschränkt wurde; ferner wurden bestimmte Tageszeiten, die mit den Spitzenbelastungszeiten des Überlandwerkes nicht kollidierten,

vereinbart, während deren die Flöße die Schleife durchfahren sollten. Der Plan, die Flöße mit durch den Stollen zu leiten, mußte leider fallen gelassen werden, da sowohl die nötigen Stollenausmaße als auch die Überwindung des Gefälles zwischen Ober- und Unterwasserkanal zu allzu großen Kosten geführt hätten.

Man zog also die Floßgasse soweit als irgend möglich an die Schleife heran, um den Floßweg zu verkürzen und die für die Floßfahrt nötige Wasserabgabe an die Schleife nach Möglichkeit zu verringern (Abb. 5).

Trotzdem muß die Wasserabgabe für die Floßfahrt, die an einzelnen Tagen einem Arbeitsverlust von vielen tausend kWh entspricht, als ein nennenswerter technischer Schönheitsfehler für den Betrieb des Werkes betrachtet werden.

Pachtung der Wasserkraft.

Die Wasserkraft sowohl als auch die in Frage kommenden Grundstücke und Ufer waren bei Inaugriffnahme des Planes im Privatbesitz.

Der Ankauf der Wasserkraft und der entsprechenden Grundstücke ließ sich nicht ohne weiteres erzielen. Es wurde deshalb der Weg gewählt, vertraglich ein Nießbrauchsrecht für die Wasserkraft und ein Erbbaurecht auf die in Frage kommenden Grundstücke für einen sehr beträchtlichen Zeitraum zu bestellen.

Als Gegenleistung wurde ein jährlicher Pachtzins vereinbart, der in bestimmter Relation zum jeweiligen normalen Kraftstromverkaufspreise der Oberbayerischen Überland-Zentrale stehen soll. Damit war ein Verfahren aufgestellt, das den Verpächter ziemlich unabhängig von der schwankenden Währung machte und das sich andererseits den wirtschaftlichen Möglichkeiten des Pächters und Bauherrn zweckmäßig anpaßte.

Für den Zeitpunkt des Ablaufes des Pachtvertrages wurden Bedingungen geschaffen, nach denen der Pächter Wasserrechte und Grundstücke nach bestimmten Normen erwerben kann oder die vom Pächter gebauten Anlagen gegen bestimmte Zahlungen, die seinerzeit nach gegebenen Richtlinien durch ein Schiedsgericht zu bestimmen sind, in den Besitz des Verpächters übergehen.

Der Bauvertrag

mußte, wie schon erwähnt, mit der ausführenden Baufirma in einem Zeitpunkt stark veränderlicher Währung, veränderlicher Arbeitslöhne und Baustoffpreise abgeschlossen werden. Es war also unumgänglich, in den Vertrag gleitende Klauseln für Überteuierungen auf Löhne, Materialien und Frachten aufzunehmen. Der Vertrag sah demgemäß zweierlei Zahlungen an den Tiefbauunternehmer¹⁾ vor:

- a) monatliche Abschlagszahlungen auf Grund der geleisteten Arbeit unter Zugrundelegung der Angebotpreise;
- b) Zahlungen für Überteuierungen auf Löhne, Materialpreise und Frachten gegenüber den Angebotpreisen.

Auf diese Überteuierungszahlen kam noch ein prozentualer Zuschlag für die Deckung der Unkostenerhöhungen und Verdienstansprüche des Unternehmers.

Zur Zeit der Ausschreibung betrug der Arbeitsstundenlohn eines Tagelöhners noch 4,70 Mark. Trotzdem wurden die sich bewerbenden Bau-firmen gebeten, ihren Angeboten einen Stundenlohn von 5,70 Mark zugrunde zu legen. Außerdem wurden im Vertrage die Arbeitsstunden für den Bau begrenzt und durch Klauseln versucht, dem Unternehmer das Interesse an einer Überschreitung dieser Höchstleistungsstundenzahl zu nehmen. Durch die Festsetzung von Fertigstellungsterminen, Vertragsstrafen bei Überschreitung dieser Termine sowie durch Prämien für Unterschreitung wollte man den Bau möglichst beschleunigen und verbilligen. Vertragsstrafen und Prämien wurden jedoch am Ende des Baues durch die In-

¹⁾ Bauunternehmung Firma Zink, München.

flation hinfällig. Die Fertigstellungstermine wurden durch allerhand widrige Umstände mäßig überschritten. Hier zeigte sich aber wieder die für die Inflationszeit typische Tatsache, daß durch Überschreitung der Bauperiode die Baukosten in Goldmark verbilligt wurden, da der Wert des einzelnen Stundenlohnes in Goldpfennige umgerechnet gerade in der Zeit der Hauptarbeiten verhältnismäßig niedrig wurde. Wäre diese Hauptperiode der relativ höchsten Arbeitsstundenzahl in eine frühere Zeit gefallen, so wären die Gesamtausgaben für Löhne in Goldmark höher gewesen; das gleiche gilt für die Ausgaben für Materialien und Frachten.

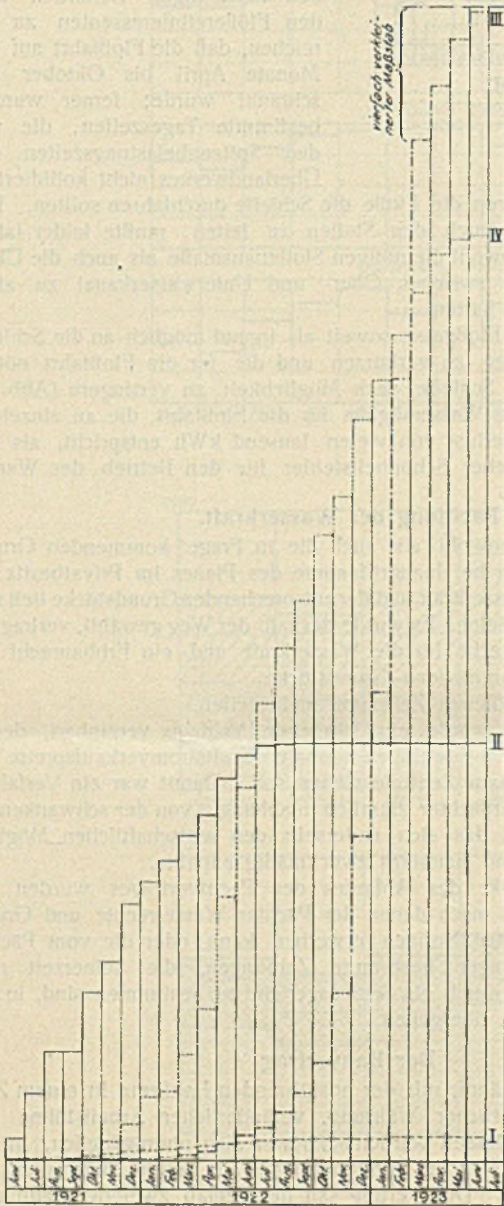


Abb. 4.

Näher erläutert wird dieser Vorgang durch Abb. 3. Darin stellt die Kurve I den Wert des Stundenlohnes eines Tagelöhners in Goldpfennigen dar, Kurve II die Anzahl der Arbeitsstunden in den einzelnen 14tägigen Lohnperioden. Man sieht klar, daß bei einer Vorverlegung der Hauptarbeitsperiode vom September-Oktober-November 1922 auf etwa die Zeit Mai-Juni-Juli 1922, und stärkeres Zusammendrängen der Arbeitsstunden in dieser oder auch früheren Perioden sich die Ausgaben für Löhne in Goldmark wesentlich erhöht hätten.

Trotz aller Vorsichtsmaßnahmen drohte der Vertrag am Ende der Bauperiode, nachdem der Stundenlohn für den ungelerten Arbeiter von 4,70 Mark auf 1758 Mark gestiegen war und deshalb der Grundlohn im Verhältnis zur Übertreibung nicht mehr ins Gewicht fiel, in einen reinen Regievertrag auszuarten,

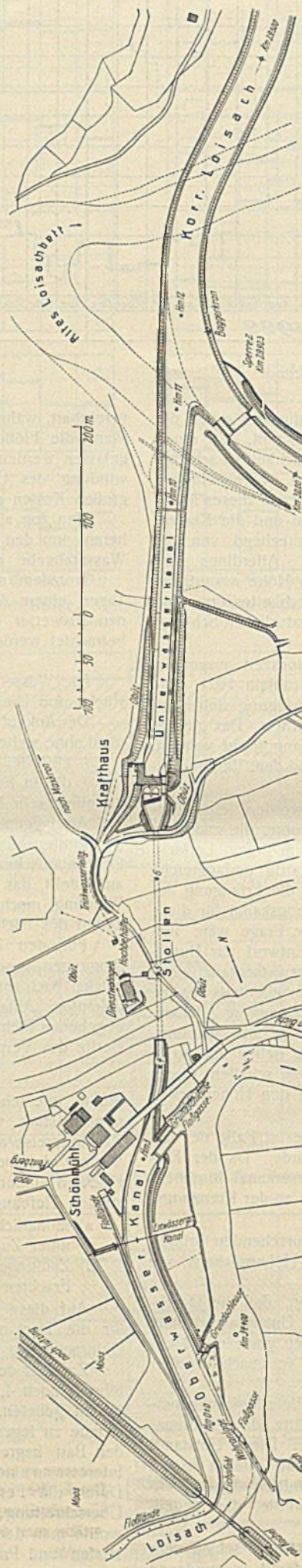


Abb. 5. Lageplan.

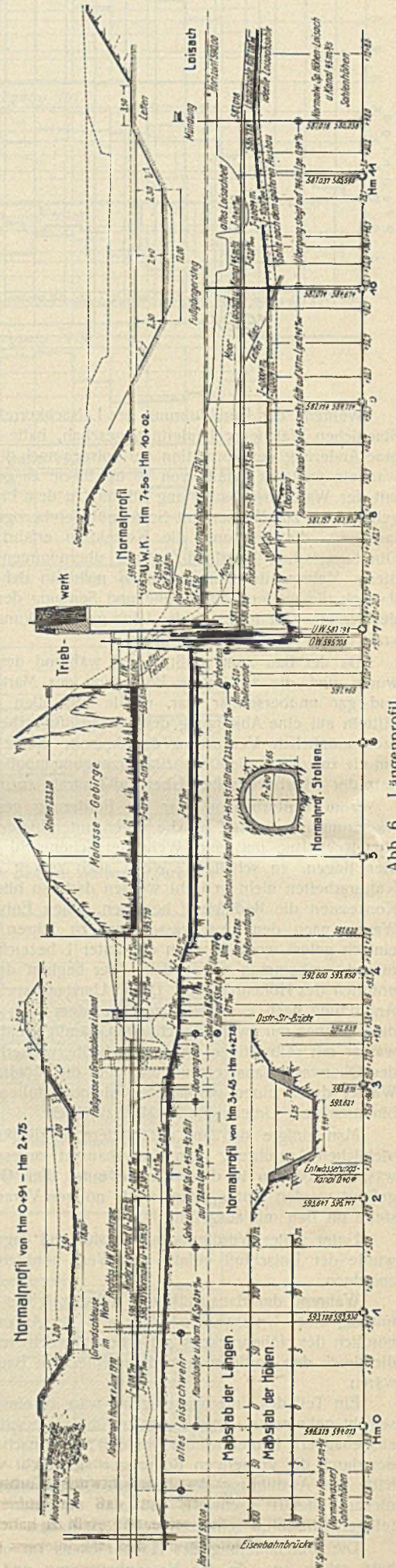


Abb. 6. Längsprofil.

ein Grund, der den Bauherrn veranlaßte, die letzten Fertigstellungsarbeiten am Ende der Bauperiode in eigener Regie auszuführen.

Baukosten und Inflation.

Bald nach Baubeginn zeigte sich, daß eine Übersicht über die wirklichen Baukosten nur dann möglich sein konnte, wenn die ausbezahlten Beträge jeweils auf eine wertbeständige Grundlage umgerechnet wurden. Gewählt wurde als Grundlage der U. S. A.-Dollar, von dem dann als der 4,2^{te} Teil die Goldmark abgeleitet wurde.

In fortlaufend geführten Kurven wurden die Baukosten, getrennt nach Zahlungen für die geleistete Bauarbeit auf Grund des Preisangebotes und nach Zahlungen für Überteuierungen gegenüber den Preisen, die dem Preisangebot zugrunde lagen, jeweils von Monat zu Monat aufaddiert, dargestellt. Die Kurven wurden sowohl in Papiermark wie in Goldmark geführt. Die Kurven in Goldmark wurden in einem Maßstabe dargestellt, der 1000mal größer ist als die Kurven für die Zahlungen in Papiermark.

Abb. 4 zeigt das Bild dieser Kurven, das wohl für die Zukunft ein seltsames Dokument des Beginns der tollsten Inflationsperiode aller Zeiten bleiben wird, das aber auch Zeugnis gibt für die außerordentlichen Schwierigkeiten, die im Gegensatz zu normalen Zeiten dem Bauherrn erwachsen.

Kurve I stellt die Zahlungen in Papiermark dar, die nach dem Bauvertrag auf Grund der jeweils geleisteten Arbeit in etwa 14tägigen Perioden an die Baufirma zu bezahlen waren. In normalen Zeiten wäre nach Fertigstellung des Baues durch diese Zahlungen der Bau mit Ausnahme eines 10%igen Rückhaltes bezahlt gewesen. Bei Übernahme des Baues wären dann durch die Auszahlung des 10%igen Rückhaltes als Schlußzahlung die gesamten Kosten für den Tiefbau erledigt gewesen. Während der ersten 5 Baumonate wurden auch, wie aus der Abbildung zu ersehen ist, nur diese sogenannten Abschlagszahlungen geleistet. In diesen Monaten waren sogar die an die Arbeiter tatsächlich bezahlten Löhne niedriger als die Löhne, die dem Preisangebot zugrunde lagen, so daß in dieser Periode diese Lohnminderungen vertragsgemäß zugunsten des Bauherrn zu verrechnen waren.

Kurve II zeigt den Wert dieser Abschlagszahlungen in Goldmark in einem 1000fach vergrößerten Maßstabe. Man sieht, daß, in Goldmark umgerechnet, diese Zahlungen bei den Gesamtkosten eine wesentliche Rolle spielen (nahezu $\frac{1}{3}$), während sie in Papiermark völlig verschwinden. Mit der wachsenden Inflation nimmt der Wert dieser Abschlagszahlungen in Goldmark umgerechnet immer mehr ab, bis dann vom Mai 1922 an diese Abschlagszahlungen als völlig entwertet eingestellt werden.

Neben diesen Zahlungen beginnen seit November 1921 die Zahlungen für Überteuierungen gegenüber den Preisen, wie sie dem Angebot der Baufirma für Löhne, Materialien und Frachten zugrunde lagen (Kurve III). Diese Überteuierungszahlungen spielen in den ersten Monaten nur eine geringe Rolle, steigen aber immerhin so, daß sie im Mai-Juni 1922 in Papiermark ebenso hoch sind wie der Gesamtwert der Abschlagszahlung. Zu dieser Zeit ist aber naturgemäß der Wert dieser Überteuierungszahlungen in Goldmark, wie aus Kurve IV zu ersehen ist, geringer als der Goldwert der Abschlagszahlungen (Kurve II), da die Abschlagszahlungen früher und bei einem ganz anderen Dollarkurs begonnen haben. Erst im Juni-Juli 1922 überschneidet die Goldmarkkurve der Zahlungen für Überteuierungen (Kurve IV) die Goldmarkkurve der Abschlagszahlungen (Kurve II). Die schnell fortschreitende Inflation ersieht man aus den von Monat zu Monat ansteigenden Zahlungen für Überteuierungen (Kurve III), während ihr Wert in Goldmark (Kurve IV) entsprechend dem Baufortschritt immer mehr zurückgeht.

Die technische Ausführung des Baues.

Wehranlage (Abb. 5 u. 6). Die bestehende, bereits erwähnte Streichwehranlage für eine nutzbare Überfalllänge von 145 m wurde beibehalten. Eine Grundschleuse von 4,5 m lichter Weite wurde eingebaut und der teilweise schadhafte Wehrkörper ausgebessert. Die in dieses Wehr eingebaute bisher benutzte Floßgasse von 10 m l. W. wird wegen der ungünstigen Ausfahrtverhältnisse in Zukunft nicht mehr benutzt. Diese Floßgasse wurde in ihrem Unterbau gedichtet und erhielt eine Einrichtung, um sie im Notfall bei Hochwasser öffnen zu können. Zur Aufrechterhaltung der Flößerei in der Loisach wurde etwa 300 m unterhalb der Wehrstelle eine aus dem Oberwasserkanal nach der Loisach einmündende neue Floßgasse eingebaut, wodurch die Flößerei günstigere Fahrbedingungen erhielt und wodurch, wie schon oben erwähnt, die notwendige Wasserabgabe zum Durchflößen wegen der geringeren Länge der Schleife von dieser Stelle ab ebenfalls verringert werden konnte.

Oberwasserkanal und Stollen. Der Oberwasserkanal ist für eine normale Wassermenge von 45 m³ berechnet. Vom Wehr bis zur Floßgasse

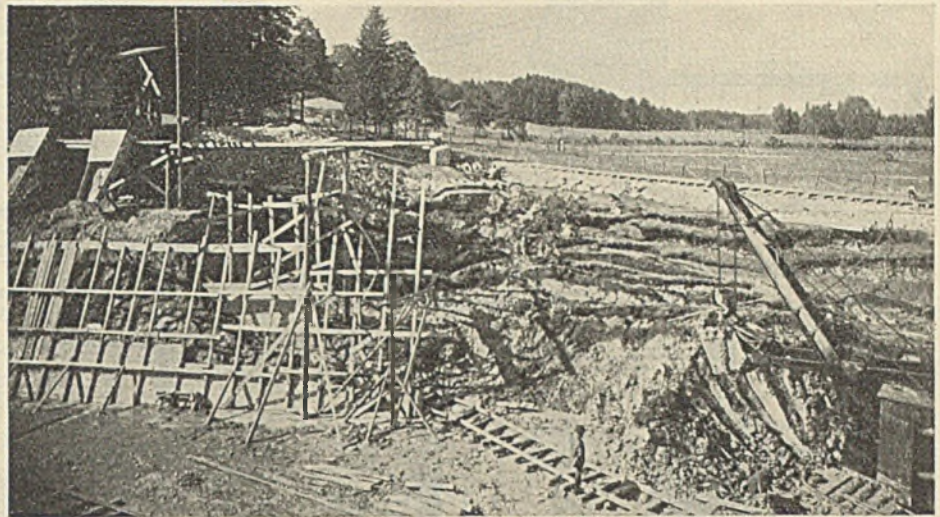


Abb. 7. Rutschung beim Schaltheus.

und Grundschleuse im Kanal Hm 3 + 00 muß der Kanal 60 m³/Sek. führen können, damit bei größeren Wasserständen der Zufluß zum Kraftwerk keine allzu großen Schwankungen im Gefälle und der Wassermenge durch die Einwirkung von Floßgasse und Grundschleuse erfährt.

Zur Überleitung der Abwässer aus den Kulturgräben der links des Kanals gelegenen Wiesengründe nach der Loisach ist bei Hm 2,5 der Kanal von einem Dücker unterführt (Abb. 5). Der Dücker hat einen Kreisquerschnitt bei einem Durchmesser von 0,45 m.

Der Kanal ist zum größten Teil in Erde mit betonierten Böschungen hergestellt. Bei Hm 3 + 00 befindet sich die bereits erwähnte Floßgasse von 8 m l. W., neben dieser eine Grundschleuse von 4,5 m l. W. und der unvermeidliche Fischpaß. Der Grundablaß dient sowohl zur Kanalspülung als auch bei hohen Wasserständen zur Unterstützung der Wasserabführung.

Von Hm 2,85 an geht der Kanal auf 145 m Länge in ein betoniertes Profil über und bildet dann den Übergang zum Stollen (Abb. 5 u. 6). Dieser durchfährt auf eine Länge von 223 m das schon oben erwähnte Molassegebirge. In den druckfreien Strecken wurde der hauptsächlich durch jüngstes Gestein führende Stollen mit 25 cm starkem Beton ausgekleidet; Druckstrecken erhielten eine 50 cm starke Ausbetonierung.

Bei der Ausführung wurde in erster Linie dafür Sorge getragen, daß das Einbringen des Betons dem Ausbruch möglichst schnell folgte, damit Verwitterungserscheinungen unter dem Zutritt von Luft und Wasser an den ausgebrochenen Wänden möglichst wenig eintreten konnten. Auch dem satten Anliegen der Betonmassen an den Stollenwänden wurde besonderes Augenmerk geschenkt. Sohle, Wände und Gewölbe erhielten schließlich einen wasserdichten Verputz.

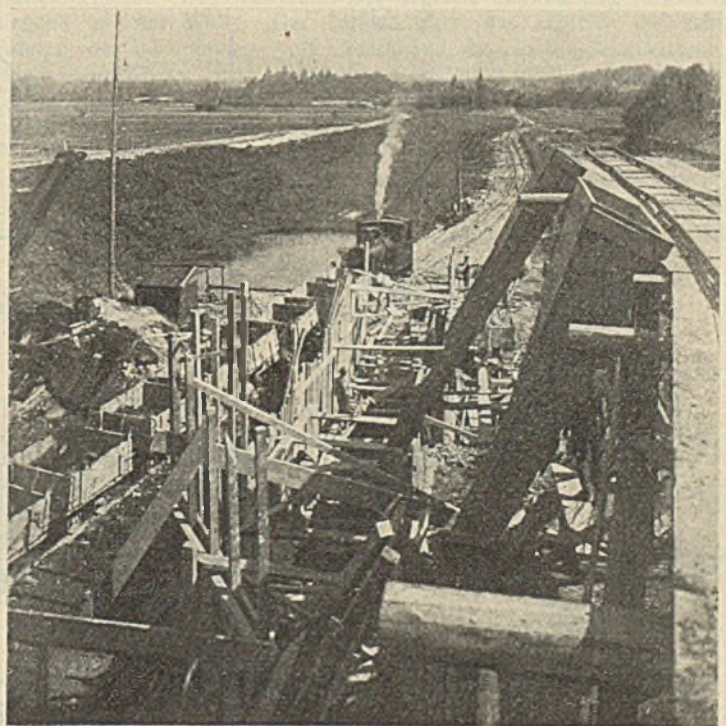


Abb. 8. Schachtung der rechtseitigen Begrenzungsmauer.

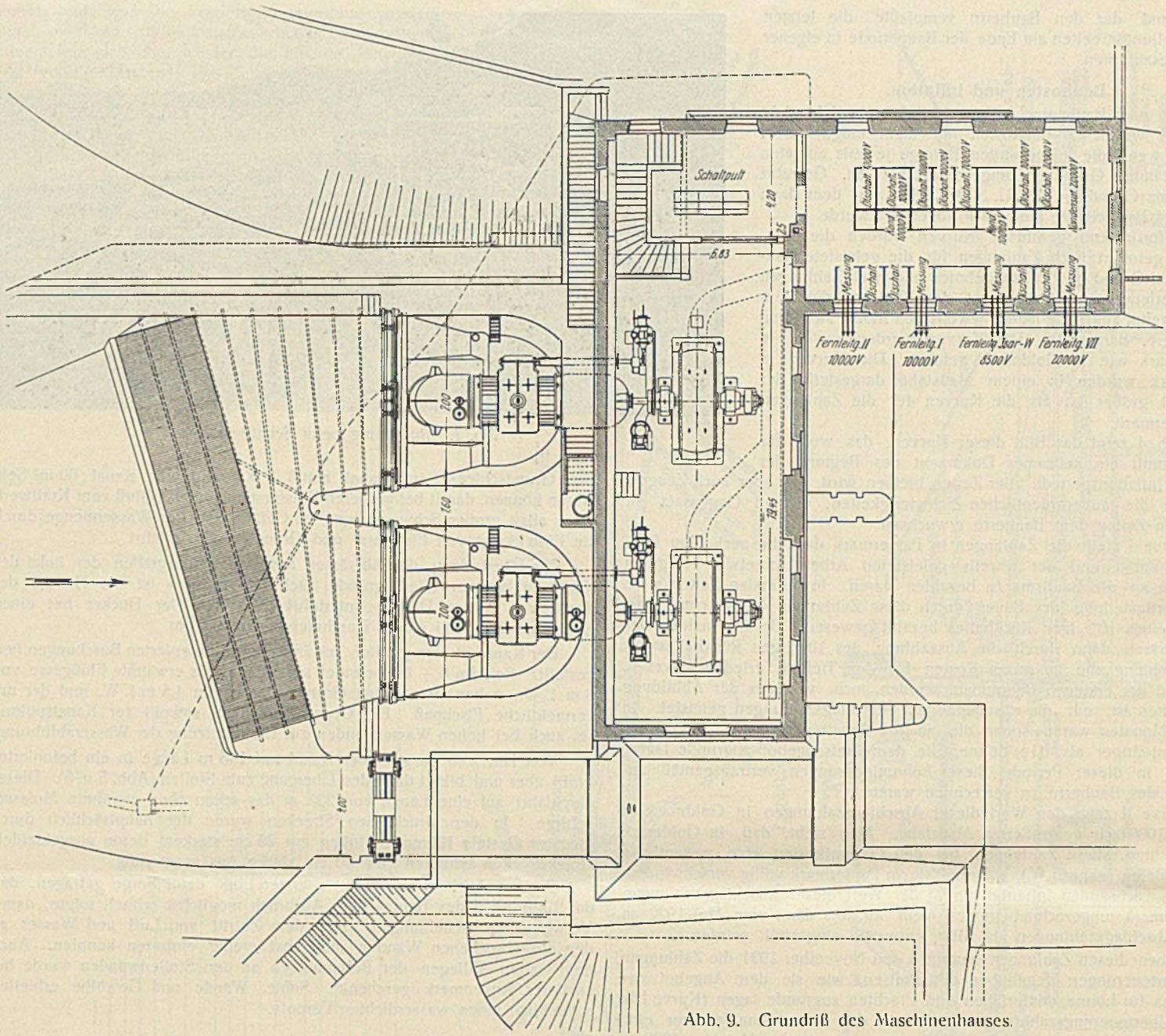


Abb. 9. Grundriß des Maschinenhauses.

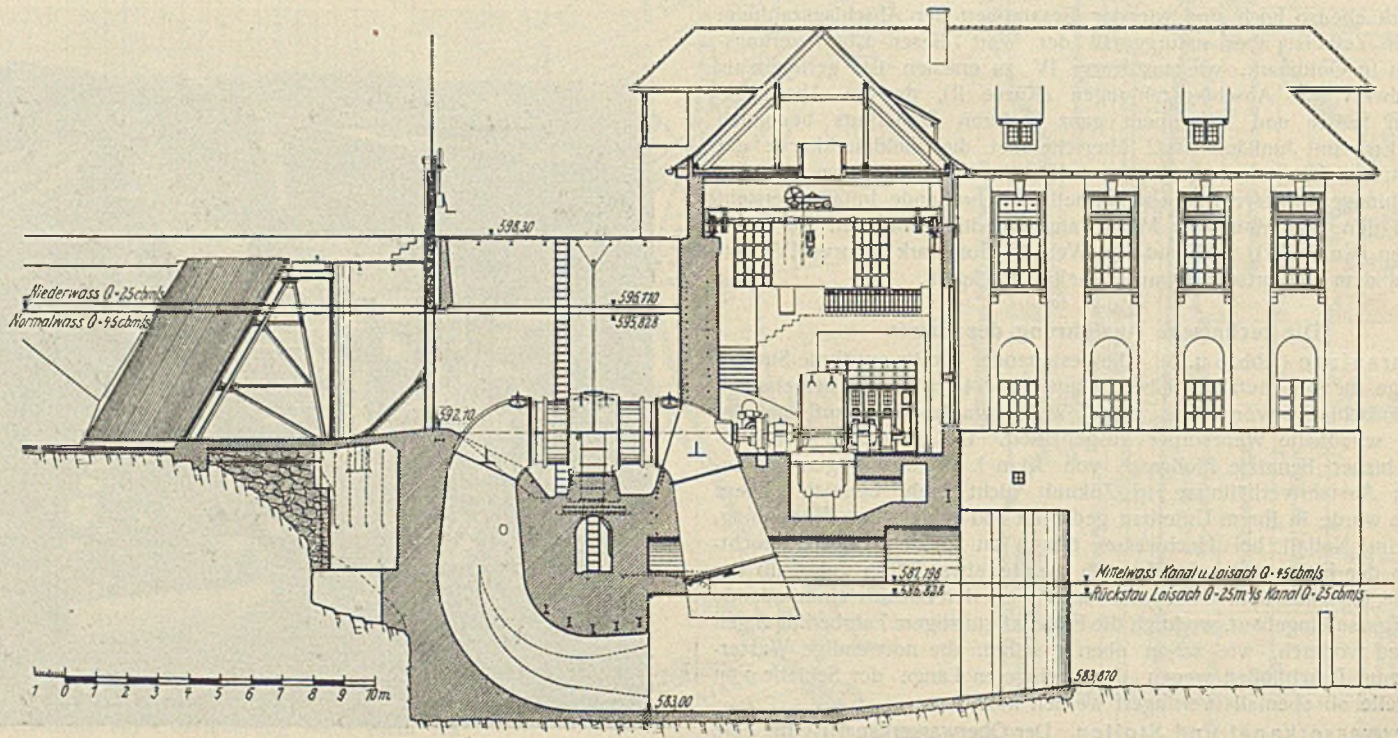


Abb. 10. Querschnitt des Maschinenhauses.

Die Ausmündung des Stollens findet bei Hm 6,50 in ein 35 m langes Vorbecken der Triebwerkanlage statt. Von hier aus führt der stufenförmig gebaute Leerlauf von 4,5 m l. W. nach dem Unterwasserkanal.

Bei Hm 3,5 wurde die Distriktstraße Penzberg—Bichl überquert und der Einbau einer Betonbogenbrücke von 15 m Spannweite notwendig.

Als Ablagerungsstelle für den Kanalaushub und Stollenausbruch war das Gelände links des Kanals zwischen Wehr und Kanal bei Hm 2,5 bestimmt. Da dieses Gelände bis an den Kanal heran aus Moorland von größerer Tiefe besteht, so mußte der Kanal zunächst dadurch eine gewisse Sicherung erfahren, daß ein offener Kulturgraben, der sich längs des alten Kanals hinzog, mit einem Steinsatz (Stollenausbruch) von rd. 3 m Tiefe und 3 m Breite ausgefüllt wurde, um so die linke Kanalseite gegen seitliche Verschiebung festzuhalten. Erst danach konnte mit der weiteren Aufschüttung begonnen werden. Der aufgelagerte Aushub jedoch versank nach kurzer Zeit ziemlich vollständig auf dem moorhaltigen Grunde. Die Einsackung betrug über 2 m.

Unterwasserkanal (Abb. 6, rechts). Er ist als rd. 450 m langer reiner Erdkanal ausgeführt und durchzieht Moorland mit diluvialer Lettenunterlage (Absetzprodukte des einstigen Wolfratshauer Sees). Um Ausquetschungen und Nachrutschungen des angeschütteten Lettens zu vermeiden, wurden im eigentlichen Gerinne zweimalige Böschungen unter Zwischenschaltung von entsprechend breiten Bermen angelegt. Besonders unsichere Stellen erhielten Steinpackungen und Pflasterungen. Die Berme, die etwa 0,5 m über der normalen Wasserlinie verläuft, wurde in der oberen Strecke des hohen Einschnittes hauptsächlich zu Entlastungszwecken auf 3,80 m Breite durchgeführt. Auf die Berme setzen sich dann 1 1/2 fache Böschungen auf, die zumeist in Moorland eingeschnitten sind.

Die Sohle ist 12 m breit. Das Sohlengefälle beträgt 0,40‰. Das Wasserspiegelgefälle selbst schwankt, je nachdem die Loisach Stau oder Absenkung erzeugt. Von Hm 10,02 an steigt die Sohle des Kanales gegen die Sohle der Loisach hin an, was sinngemäß eine Verbreiterung nach der Kanalausmündung hin bedingte. Die Kanalausmündung liegt bei Hm 11 + 48.

Bei Hm 10,0 führt ein hölzerner Fußgängersteg über den Kanal. Triebwerkanlage. Die geologische Gestaltung des Geländes am Stollenauslauf bedingte die Lage des Maschinenhauses. Es war hierbei zu berücksichtigen, daß die hauptsächlichsten Fundamente auf erreichbarem Felsen errichtet werden konnten, und daß die Gefällstufe sich soweit als möglich der natürlichen Gestaltung des Geländes anpaßte.

Die Triebwerkanlage umfaßt die Turbinenanlage, den Maschinenraum (Abb. 9 u. 10), Schalthaus mit Werkstätte und Transformatorraum (Abb. 11 bis 13). Während, wie schon erwähnt, die Fundierung der Turbinen und des Maschinenhauses auf Felsen sich ermöglichte, mußte das Schalthaus teilweise auf einer eisernen Pfahlrostgründung mit aufgesetzten Eisenbetonschwellen errichtet werden. Der Einbau der Triebwerkanlage verursachte deshalb unerhörte Schwierigkeiten, weil das gegen die Baugrube wandernde Letten- und Moorland immer stärker nachdrückte, je tiefer man aushob, so daß es notwendig wurde, um die Fundierung durchzuführen, zunächst im Schachtbau gewaltige Begrenzungsmauern bis auf den Felsen durch Moor und Letten durchzutreiben (s. Abb. 7 u. 8). Erst nach Herstellung dieser seitlichen Begrenzungsmauern konnte der Aushub der Baugrube zwischen den Staumauern durchgeführt werden. Diese unvorhergesehenen Maßnahmen konnten nicht ohne eine Verzögerung des Baufortschrittes durchgeführt werden. Eine vorherige völlige Klärung der Untergrundverhältnisse hatte sich deshalb nicht durchführen lassen, weil der Felsen teilweise senkrecht absetzt, an anderen Stellen aber starke Terrassen und Mulden aufweist. Die Formation der abgeschliffenen glatten, hier freigelegten Felswände beweist, daß gerade an der Stelle, wo das Maschinenhaus errichtet wurde, in früheren Zeiten große abstürzende Wassermengen am Werk waren.

Sämtliche vom Wasser berührten Bauteile und Fundamente sind in Stampfbetonmischung 1:9 ausgeführt. Die Turbinenkammern erhielten eine Eisenbetonbewehrung entsprechend dem hohen Wasserdruck. Abb. 14 u. 15 zeigen Ansichten des Maschinenhauses.

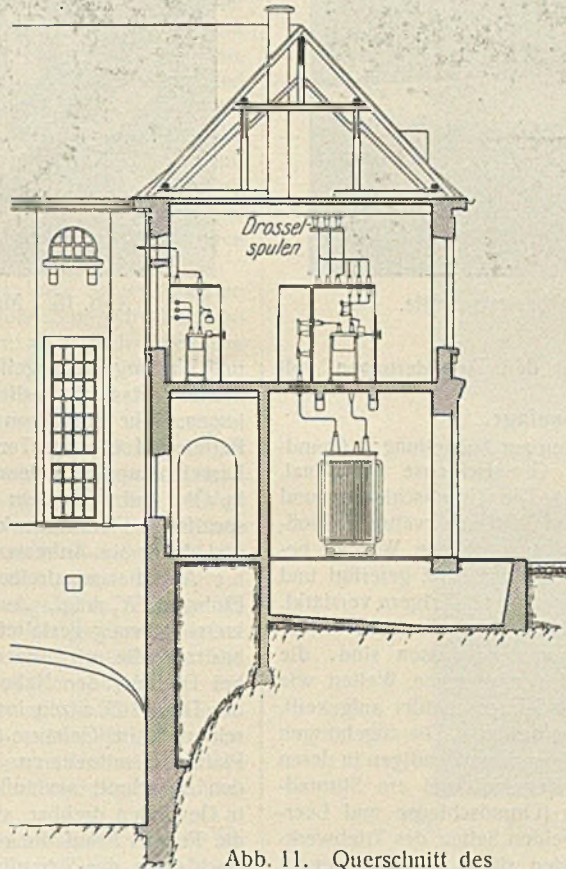


Abb. 11. Querschnitt des Schalthauses.

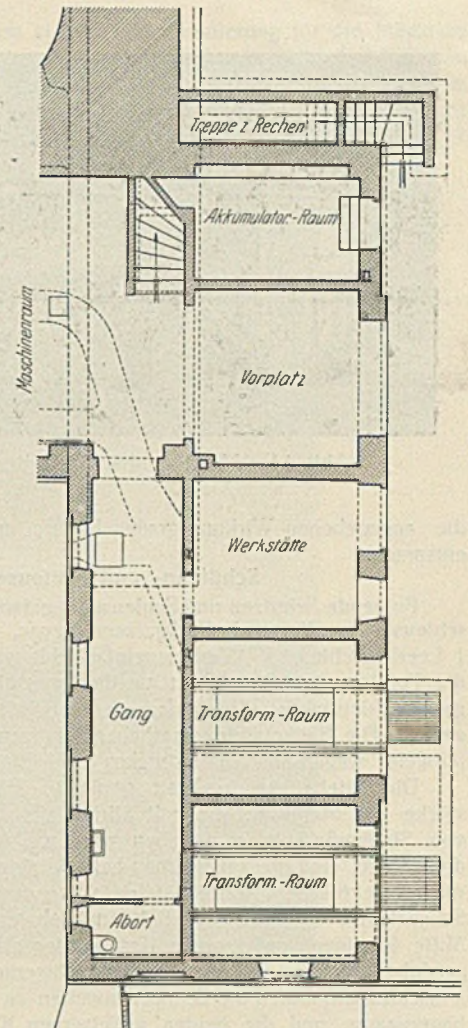


Abb. 12. Grundriß des Schalthauses.

Turbinen.

Die Turbinenanlage besteht aus zwei Stück Doppel-Francis-Turbinen.¹⁾ Jede Turbine ist für eine größte Schluckfähigkeit von 22,5 m³/Sek. bei einem normalen Gefälle von 8,5 m konstruiert, aber in allen Teilen so kräftig bemessen, daß sie eine Höchstleistung von rd. 2500 PS bei 9,8 m Gefälle und voller Beaufschlagung abgeben können.

Die Turbinen sind durch Flanschkupplungen mit den Generatoren starr verbunden, und dank dieser Anordnung war es möglich, mit nur drei Lagern für den Maschinensatz auszukommen, wovon ein Lager auf die Turbine entfällt. Das wasseraufwärts liegende Laufrad der Turbine sitzt fliegend auf der Welle. Das Turbinenlager, das zugleich die achsiale Führung der gekuppelten Welle übernimmt, ist ein Ringschmierlager mit einem Bund in der Mitte und besitzt Einrichtung für Wasserkühlung. Die Lager beider Turbinen sind vom Maschinenhause aus durch einen gemeinsamen Bedienungsgang zugänglich.

Die Laufräder der Turbine sind aus Grauguß mit eingegossenen Stahlblechschaufeln hergestellt. Für die gewünschte Drehzahl von 166 2/3 Umdrehungen/Min. und mit Rücksicht auf die zu erwartenden Gefällschwankungen wurde eine Laufradtype gewählt, die auf dem Prüfstand

¹⁾ Die Turbinen sind geliefert von der Fritz Neumeyer A.-G., München-Freimann.

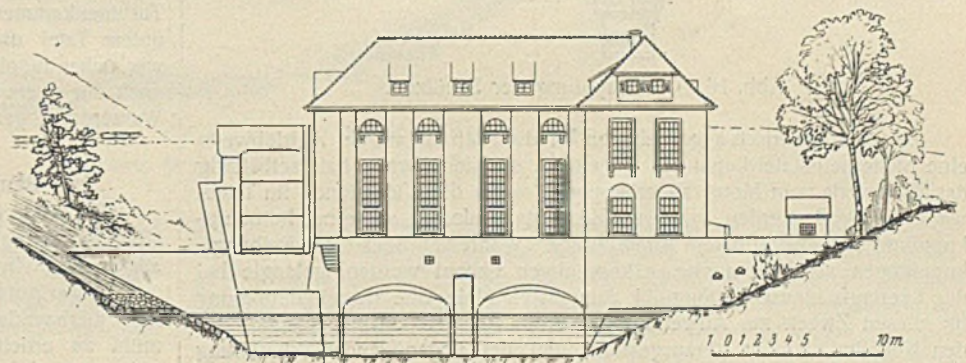


Abb. 13. Ansicht des Schalthauses gegen den Unterwasserkanal.

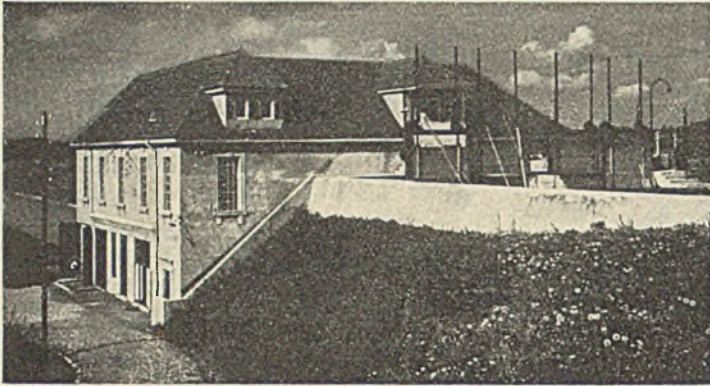


Abb. 14. Maschinenhaus von der Oberwasserseite.

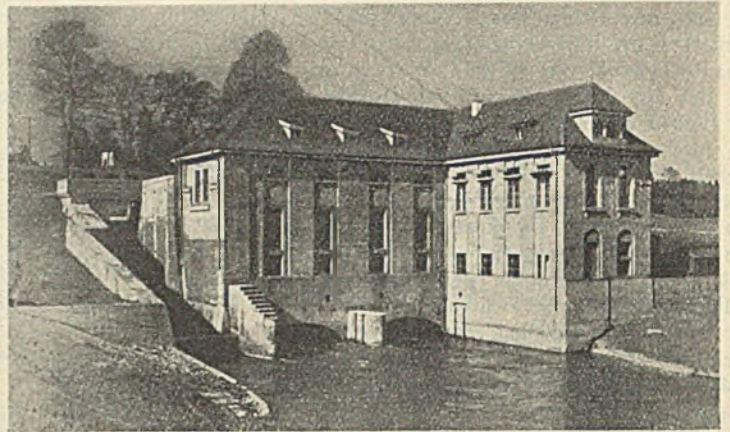


Abb. 15. Maschinenhaus von der Unterwasserseite.

die angegebenen Wirkungsgrade lieferte und den Anforderungen voll entsprach.

Schützen- und Schleusenanlage.

Folgende Schützen und Schleusen¹⁾ gelangten zur Aufstellung: 1 Grundschleuse im Wehr, 1 Floßgassenschleuse, 1 Grundschleuse im Kanal, 1 Leerlaufschleuse, 4 Turbineneinlaufschleusen. Die Grundschleusen und die Turbineneinlaufschleusen werden von Hand bedient, während Floßgassenschleuse und Leerlaufschleuse elektrisch angetriebene Winden besitzen. Die Fallentafeln sämtlicher Schützen sind aus Holz gefertigt und teilweise wegen des Wasserdruckes durch Einlagen von T-Trägern verstärkt.

Die Triebwerke besitzen genietete Triebstock-Zahnstangen, Triebstöcke aus Stahlguß, die mit Stirnrädern zusammengesogen sind, die von Stahlgußritzeln angetrieben werden. Auf den gleichen Wellen wie diese Ritzel sind die gußeisernen bzw. Stahlguß-Schneckenräder aufgekeilt, die bei elektrischem Antriebe gefräste Verzahnung besitzen. Die zugehörigen Schneckenachsen laufen parallel den Triebwerkträgern und endigen in deren Mitte in einem gußeisernen Kasten, der ein Kegelrad und ein Stirnradgetriebe enthält. Bei den Doppeltriebwerken (Grundschleuse und Leerlaufschleusen) laufen die Schneckenwellen zu beiden Seiten des Triebwerkträgerpaares, und die beiden gußeisernen Kästen sitzen einander gegenüber. Die Ritzel, die die Stirnräder in den Antriebskästen treiben, sitzen auf einer gemeinsamen Welle, sind jedoch auf ihr so aufgekeilt, daß jeweils nur eines von ihnen mit dem zugehörigen Stirnrad im Eingriff steht. Durch Verschieben dieser Welle, die an einem Ende auch ein Vierkant zum Anstecken einer Handkurbel besitzt, kann in einfachster Weise das Triebwerk für die obere oder für die untere Fallentafel mit der Antriebswelle gekuppelt werden.

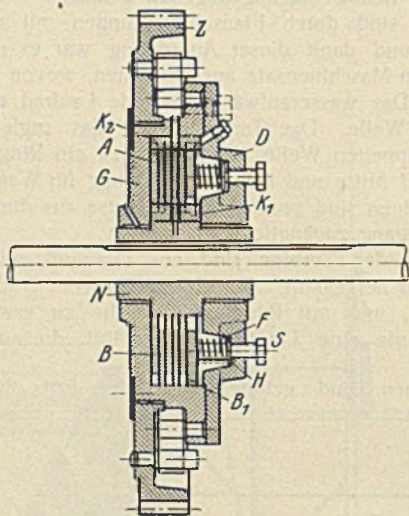


Abb. 16. Gleitkupplung der Schützen.

Bei den elektrisch angetriebenen Windwerken ist auf der Antriebswelle eine Sicherheits-Gleitkupplung aufgekeilt, die den Zweck hat, selbsttätig das Triebwerk vom Motor zu entkuppeln, wenn die Widerstände im Triebwerk zu groß werden. Diese ist nichts anderes, als eine Reibungskupplung mit einstellbarem Anpreßdruck. Während früher diese Reibungskupplungen als Reibungskegelkupplungen gebaut wurden, gelangte bei der Leerlaufschleuse Schönmühl zum ersten Male eine Lamellenkupplung für diesen Zweck zur Anwendung (s. Abb. 16). Es hat sich nämlich bei den Kegelkupplungen herausgestellt, daß bei ungenügender Schmierung

und Wartung die Kegelflächen zum Fressen neigen und daß außerdem das Moment, das erforderlich ist, um die beiden Kegel aufeinander gleiten zu lassen, sehr stark von der Beschaffenheit und Starrheit des verwendeten Fettes und von der Temperatur abhängt. Diesen Übelstand vermeidet die Lamellenkupplung, denn statt der Schmierung mit Fett laufen die Lamellen in Öl, und außerdem sind die Anpreßflächen viel größer, so daß der spezifische Flächendruck bei gleichem Übertragungsmoment kleiner ausfällt und daher ein Anfressen der Lamellen nicht zu befürchten ist.

Auf die anzutreibende Welle ist eine Nabe N aufgekeilt, die den Einlegekeil K_1 trägt. Auf diese Nabe werden die Platten A geschoben, die kreisringförmig gestaltet sind und an ihrem inneren Rande zwei Ausschnitte besitzen, die mit Hilfe der Keile K_1 die Platten achsial führen, so daß sie bei Drehung der Nabe N mitgenommen werden. Das Gehäuse G und der Deckel D sitzen lose auf der Nabe und sind miteinander öldicht verschraubt. Im Gehäuse G sind die Führungskeile K_2 angeschraubt, die die Platten B mitnehmen. Letztere sind ebenfalls kreisringförmig und tragen den Ausschnitt am äußeren Rande. Im Deckel D sind die Schrauben S in Gewinden drehbar, sie drücken auf die Hülsen H , die den Druck durch die Federn F auf die oberste Platte B_1 übertragen. Durch Anziehen und Nachlassen der Schrauben S kann der Druck auf die Platten und damit das Reibungsmoment zwischen diesen ziemlich genau eingestellt werden. Dadurch, daß das System in sich vollständig geschlossen ist, hat die Antriebsachse keinerlei achsiale Belastung aufzunehmen, und es ist daher auch die Anordnung eines Drucklagers überflüssig. Das Gehäuse G trägt außen auch noch den Zahnkranz Z , auf dem das unmittelbar auf der Motorwelle sitzende Antriebsritzel arbeitet. Bei der Leerlaufschleuse Schönmühl ist zwischen dem Gehäuse G und dem Zahnkranz Z noch eine elastische Kupplung eingebaut, die etwa auftretende Stöße dämpft, damit sie nicht mit voller Wucht den Motor treffen. Versuche, die mit dieser Kupplung am Bremsstand vorgenommen wurden, haben die Erwartungen voll erfüllt, und auch im Betriebe hat sie sich durchaus bewährt.

Lediglich die Turbineneinlaufschleusen unterscheiden sich in ihrer Konstruktion von den eingangs erwähnten. Trotz des großen auf ihnen lastenden Wasserdruckes sind sie sehr einfach gehalten, besitzen also keine große Übertragung, was mit Hinsicht darauf, daß sie nur von Hand bedient werden, in bezug auf die Schnelligkeit der Betätigung von Bedeutung ist. Jede von den beiden Turbinenkammern wird durch zwei Schleusen verschlossen, von denen je eine als Schlepplöscher ausgebildet ist. Bei diesen ist die Fallentafel geteilt, und die Zahnstangen greifen am oberen Teil an. Der untere Teil hängt mit zwei Bügeln am Oberteil, indem sich die obere Falle mit 200 mm Spielraum bewegen kann. Wird nun das Triebwerk in Bewegung gesetzt, so wird zunächst der obere Teil angehoben, was nur eine kleine Kraft erfordert, da die mit Wasserdruck belastete Fläche nicht groß ist. Durch den beim Ziehen der oberen Falle entstehenden Spalt zwischen den Fallen füllt sich die Turbinenkammer, bis Druckausgleich vorhanden ist. Jetzt läßt sich auch die untere Tafel und hernach die andere ungeteilte Tafel leicht heben. Es war daher möglich, das Triebwerk nur so stark zu bemessen, daß gerade noch der obere Fallentafelteil unter Wasserdruck und die ganze Tafel ohne Wasserdruck gezogen werden kann.

Verbindungsleitung mit dem Netz der Oberbayerischen Überland-Zentrale.

Das Werk Schönmühl steht mit dem übrigen Netz der Oberbayerischen Überland-Zentrale durch zwei 10000-V-Leitungen in Verbindung, die den allgemeinen Zwecken der Überlandversorgung dienen.

Es war notwendig, eine weitere Leitung zwischen dem Hauptspeisewerk der Oberbayerischen Überland-Zentrale, dem Leitzachwerk und der Schönmühl zu errichten, die nicht wie die beiden ersterwähnten Leitungen unterwegs Arbeit abgibt, sondern ausschließlich der Fernübertragung dient.

¹⁾ Geliefert von der Firma J. G. Landes, München.

Die auf dieser Leitung zu transportierende Arbeit beträgt 2000 bis 3000 kVA, die Entfernung, in der Luftlinie gemessen, 37 km. In Rücksicht auf die im Leitzachwerk bereits vorliegende Verteilungsspannung von 20000 V wurde auch die neue Leitung für diese Spannung gebaut, dabei jedoch der Umsatztransformator im Spannungsverhältnis so gewählt, daß die elektrische Arbeit im Leitzachwerk mit derselben Spannung auf der Verteilungs-Sammelschiene ankommt, wie die Arbeit, die im Leitzachwerk selbst erzeugt wird. Auf diese Weise wurde völlig freie Hand gewonnen, sowohl Wirk- als Blindarbeit in jedem gewünschten Verhältnis restlos und ohne unzulässig hohe Verluste zu transportieren.

Die Leitung wurde, mit Rücksicht auf eine spätere Abnahmestelle, vom Kraftwerk Schönmühl ab auf eine Entfernung von rd. 11 km mit Kupferseil 50 mm², auf die restliche Entfernung von 30 km mit Kupferseil 35 mm² ausgeführt. Die Gesamtlänge der Leitung beträgt 42 km, eine verhältnismäßig geringe Längenüberschreitung der 37 km betragenden Luftlinie.

Die Natur hat dieser Leitung außerordentlich viele Schwierigkeiten in den Weg gelegt. Es waren nicht allein drei große Sumpfstrecken von nahezu 7 km Gesamtlänge zu überwinden, sondern auch erhebliche Höhenunterschiede zu bewältigen und sehr viele Straßen, Bahnen und Flußläufe zu überqueren. Im Verlaufe der Leitung liegen z. B. 75 Straßen- und Postkreuzungen und 7 Bahn- und Flußkreuzungen. Diese ungünstigen Verhältnisse rühren daher, daß die Leitung dem Rande des Gebirges entlang von Osten nach Westen geführt werden mußte und damit sämtliche Flußläufe und Zufahrtstraßen nach dem Alpenvorlande schneidet. Infolge der Wichtigkeit der Leitung wurde auf eine hohe mechanische und elektrische Sicherheit besonderer Wert gelegt. Man ist in Rücksicht auf die elektrische Sicherheit bei der Wahl der Isolatoren und Abspannketten auf 35000-V-Material heraufgegangen und hat davon abgesehen, Eisenmaste zu verwenden, obwohl die wirtschaftliche Spannweite der Eisenmaste höher gelegen wäre, als die der zur Verwendung gekommenen Holzmaße. Die außerordentliche Häufigkeit und Schwere der Gewitter am Rande des Gebirges läßt es nicht geraten erscheinen, eine Leitung mit Stützisolatoren auf Eisenmasten auszuführen, da die sehr häufigen atmosphärischen Einwirkungen bei einer so langen Leitung sicher, hauptsächlich während des Sommers, zu immer wiederkehrenden Betriebsunterbrechungen geführt hätten.

Infolge der Wahl der Holzmaße aber wurden Spannweiten von 100 bis 120 m nur dort angewendet, wo die örtlichen Verhältnisse die Mastfundierung sehr kostspielig gestalten. Dies war auf den Sumpfstrecken der Fall. Im übrigen Verlauf der Leitung wurde eine freie Mastlänge von nicht mehr als 9 bis 10 m über Boden gewählt. Die Maste selbst sind kyanisierte weiche Holzmaße, die in sogenannten Ritterzangen befestigt sind. Diese Ritterzangen stellen einen nach Art der Froschklemmen ausgebildeten Betonfuß dar, der aus zwei Teilen besteht, ungefähr 1,50 m im Boden sich befindet und mit seinen ungefähr 1,20 m

Pfähle geschlagen werden, um eine sichere Fundierung für die Maste zu erreichen. Diese teure Fundierungsart machte es notwendig, Spannweiten bis zu 120 m anzuwenden. Dazu waren Mastlängen von 15 bis 16 m notwendig, die nicht mehr in einfachen Masten ausgeführt wurden, sondern zu zusammengebauten Holzkonstruktionen führten, wie sie in Abb. 17

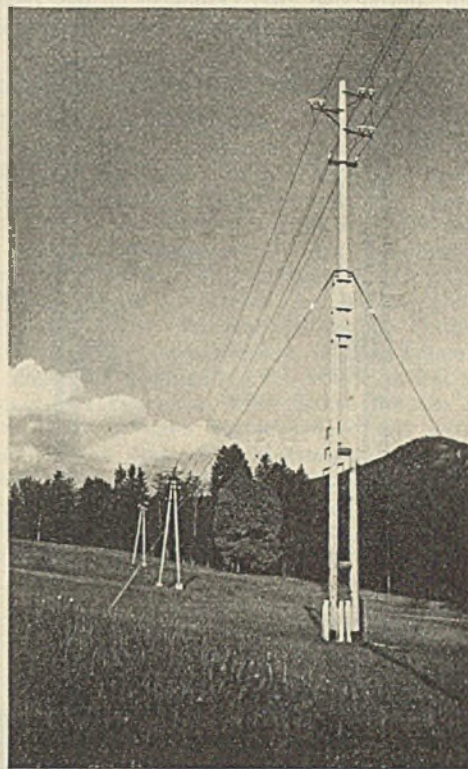


Abb. 17. Holzmastkonstruktion für Sumpfstrecken.

wiedergegeben sind. Zum Schutze gegen den Winddruck erhielten diese Maste im Sumpfgelände Windanker, da sich der Boden als zu unzuverlässig erwies, um bei schweren Föhnstürmen im Frühjahr die nötige Sicherheit noch zu gewährleisten. Eine besondere Stellung nehmen endlich im Laufe der Leitung noch die Tal- und Flußüberspannungen ein. Sie wurden in Rücksicht darauf, daß jede Abschaltung für Ausbesserungen oder Anstrich nach Möglichkeit vermieden werden muß, mit Betonmasten aus-

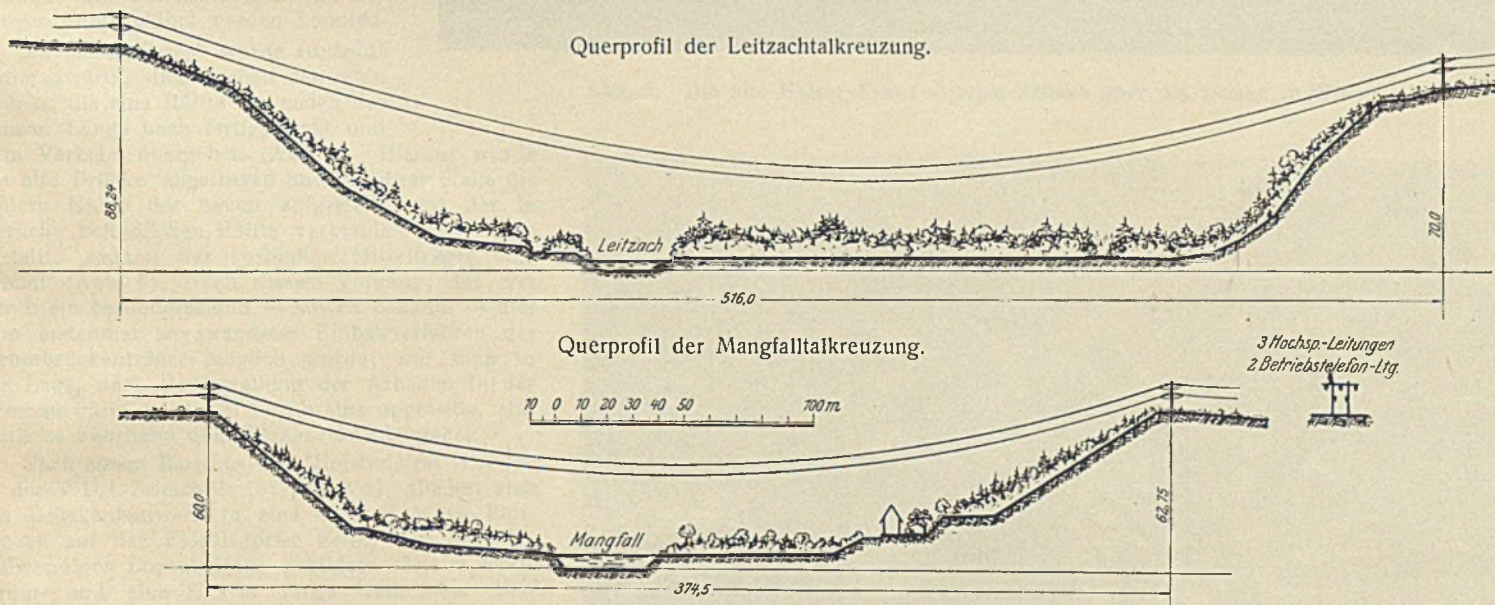


Abb. 18 u. 19.

über Boden heraufreichenden Klauen den Holzmast umfaßt. Der Mast selbst ist mit durchgehenden Bolzen in die Zange eingespannt und mit seinem unteren Ende noch 25 bis 30 cm vom Boden entfernt, so daß die Erdfeuchtigkeit nicht in den Mast eindringen kann. Derartige Betonfüße wurden auch für die A-Maste angewendet, wobei die Betonfüße ebenfalls aus Eisenbeton angefertigte Fundamentplatten erhielten.

Eine eigenartige Mastkonstruktion hat sich am Sumpfgelände als notwendig herausgestellt. Es mußten hier bis zu einer Tiefe von 14 m

geführt, und zwar wurden Schleuderbetonmaste mit Stahlbewehrung aufgestellt.¹⁾ Bei besonders großen Spannweiten, wie sie bei den tief eingeschnittenen und bewaldeten Flußtalern der Leitzach und der Mangfall vorlagen, wurden an Stelle der einfachen Betonmaste Portalkonstruktionen aus Schleuderbeton aufgestellt. Diese beiden Talüberquerungen sind maßgetreu in Abb. 18 u. 19 dargestellt. Die Durchbildung des Portals selbst

¹⁾ Geliefert von den Schleuderbetonwerken Erlangen.

zeigt Abb. 20. Besonders zu bemerken ist dabei, daß das ganze Portal keinen einzigen freiliegenden Eisenbestandteil aufweist.

Von den beiden Flußüberquerungen ist die an der Leitzach (Abb. 21) zurzeit die größte in Bayern und mit Ausnahme der Rheinkreuzung bei Andernach die größte in Deutschland. Ihre Spannweite beträgt 516 m, die mit fünf Seilen aus Siliziumbronze mit einem Querschnitt von je 70 mm^2 überspannt wird; davon sind zwei Leitungen für das Telephon bestimmt. Der Querschnitt von 70 mm^2 ist durch die nötige mechanische Festigkeit

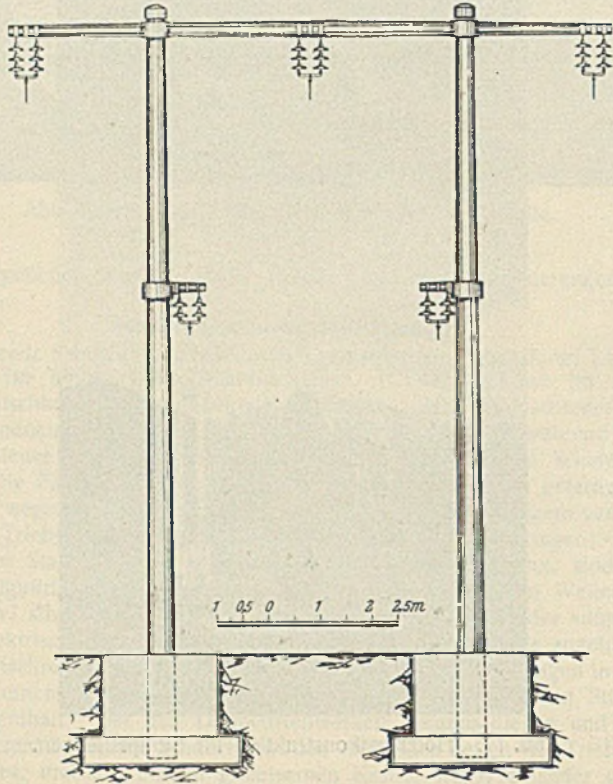


Abb. 20. Portalmaß für die Leitzach- und Mangfallkreuzung.

bedingt. Die Seile wurden an Hängeisolatoren Teltow C aufgehängt, wobei der Isolationswert besonders hoch gegriffen wurde, um Störungen gerade an diesen Stellen möglichst zu vermeiden. Die Talkreuzungen

haben zu Anfang d. J. sowohl Raureifbelastungen von mehr als 12 cm Durchm., als auch die Frühjahrstürme, darunter einen besonders heftigen Orkan, dem über 400 Holzmaste zum Opfer gefallen sind, ohne Störung oder Beschädigung überstanden.

Endlich ist noch zu erwähnen, daß unter der Hochspannungsleitung eine Betriebsfernsprechleitung verläuft, die eine ständige Fernsprechverbindung der beiden Kraftwerke vermittelt. Diese Betriebsfernsprechleitung ist in Siliziumbronzeseil ausgeführt, dessen Querschnitt mit Ausnahme

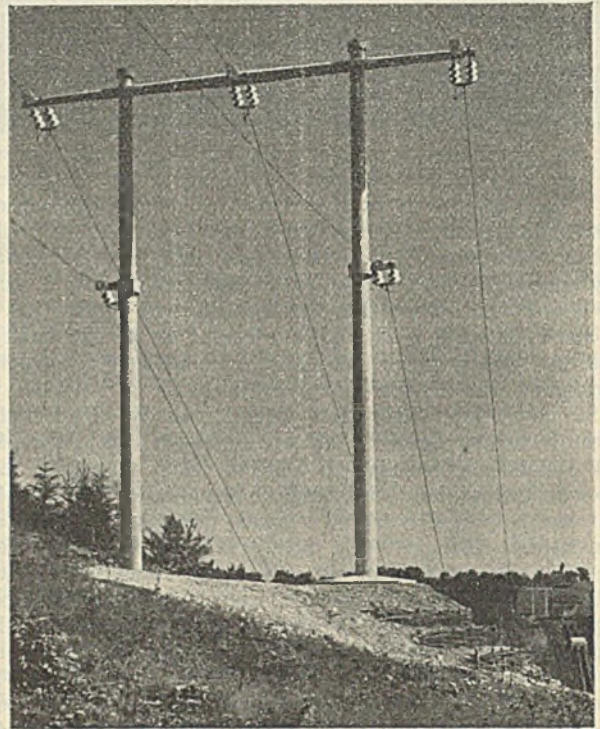


Abb. 21. Leitzachkreuzung vom linken Ufer aus gesehen.

der Talkreuzungen je nach der Spannweite 6 oder 10 mm^2 beträgt. Es erwies sich als notwendig, in Rücksicht auf eine möglichst gute Sprechverständigung bei dieser Leitung sämtliche Verbindungen zu löten.