

Abb. 4. Querschnitt der Überbauten.

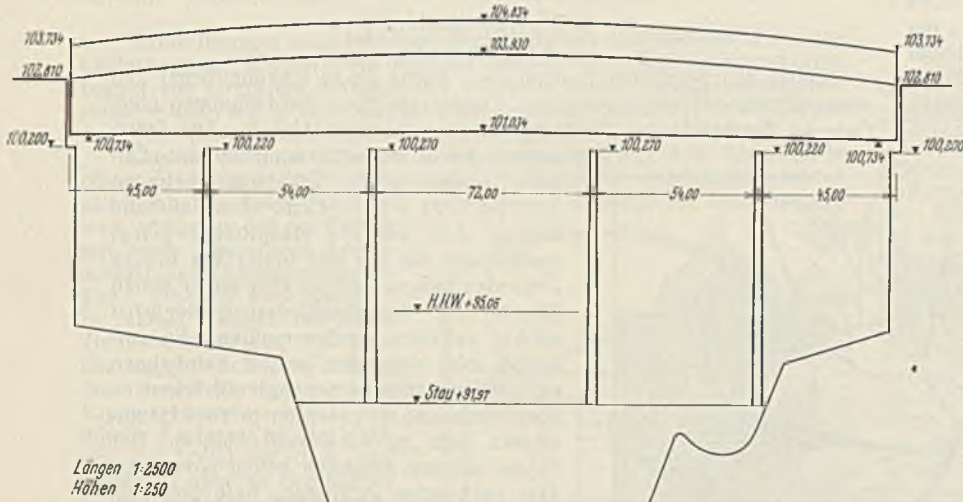


Abb. 5. Höhenplan der Brücke.

nur durch 10 cm hohe und 75 cm breite Schrammborde getrennt. Dieser für Autobahnbrücken hier zum erstenmal verwendete Querschnitt ist inzwischen allgemein für lange Trogbriicken vorgesehen. Der Abstand der beiden Hauptträger einer Brücke beträgt 9,6 m, der Abstand der Fahrnachsen wie auf der anschließenden freien Strecke 11 m, der der beiden inneren Schrammborde 3,5 m (entsprechend der Breite des Mittelstreifens) und der Abstand der inneren Hauptträger 1,4 m. Der Raum zwischen den beiden Brücken ist nicht abgedeckt und wird zur Überführung von Leitungen ausgenutzt.

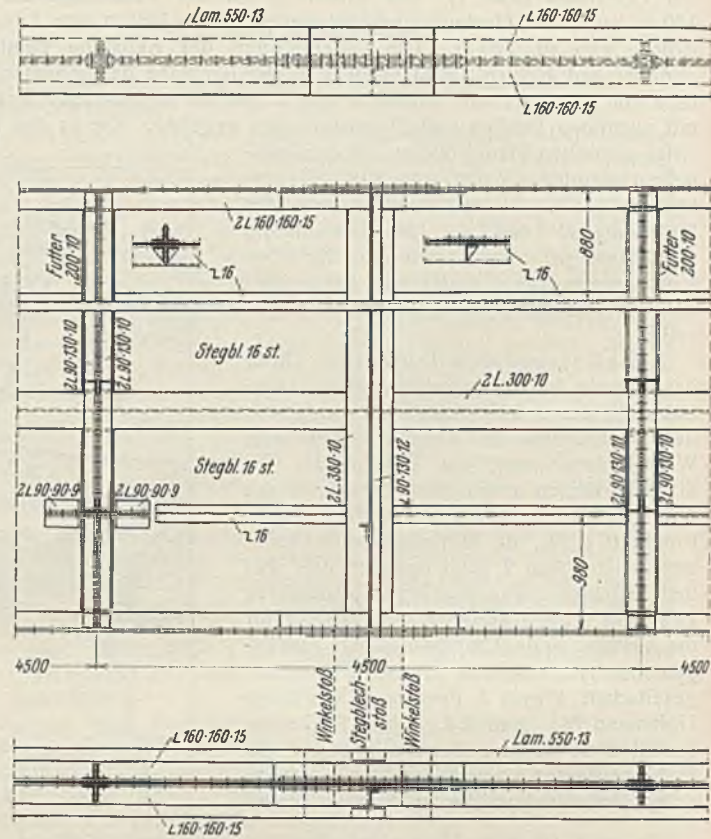


Abb. 7. Hauptträger in der Nähe der Zwischenstützen (mit zwei waagerechten Aussteifungen).

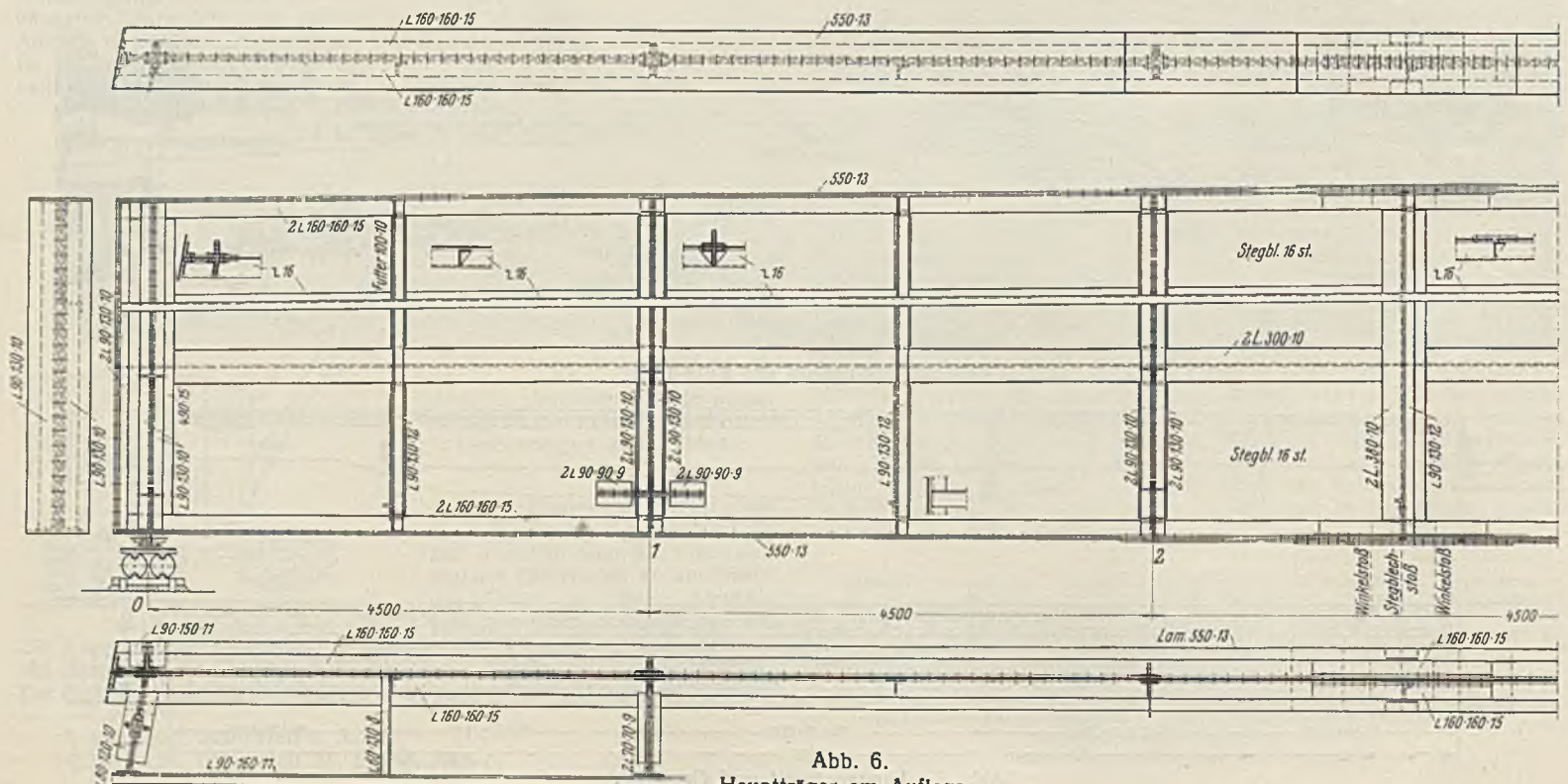


Abb. 6. Hauptträger am Auflager.

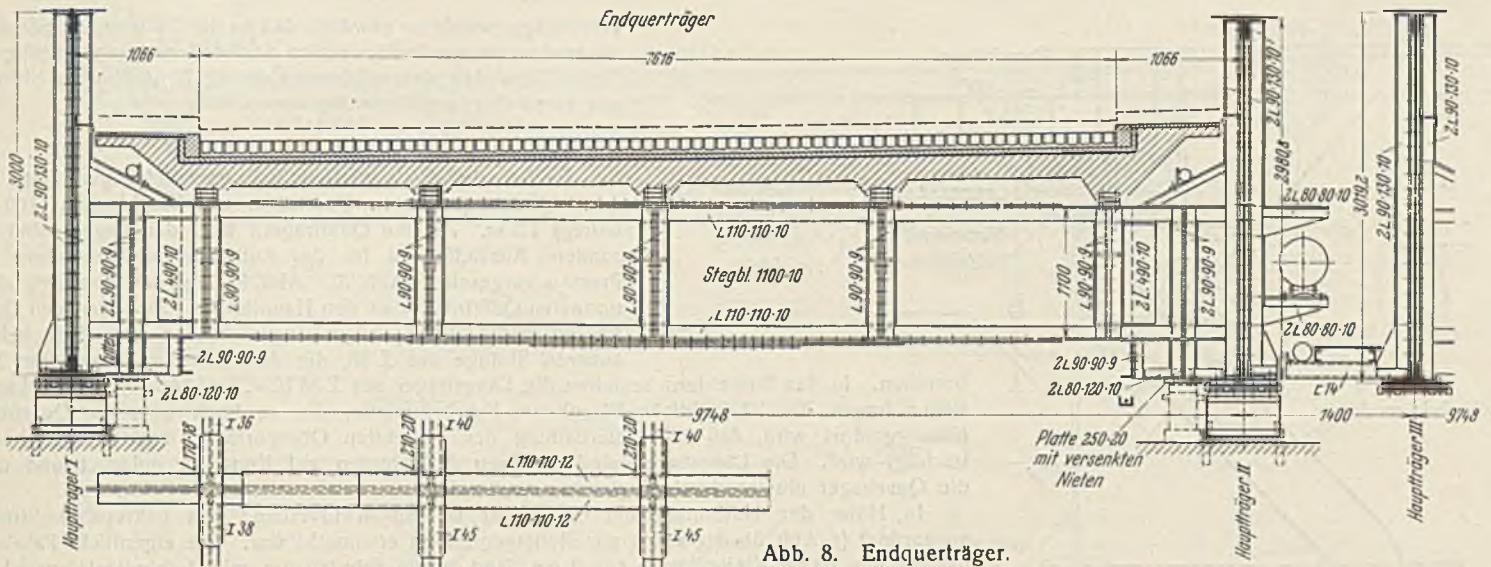


Abb. 8. Endquerträger.

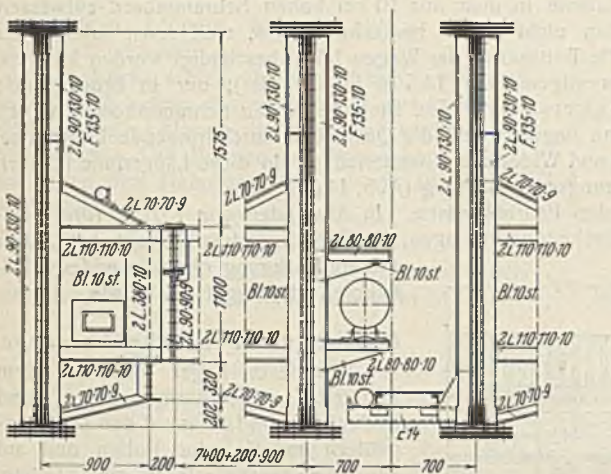


Abb. 9. Normaler Querträgeranschluß.

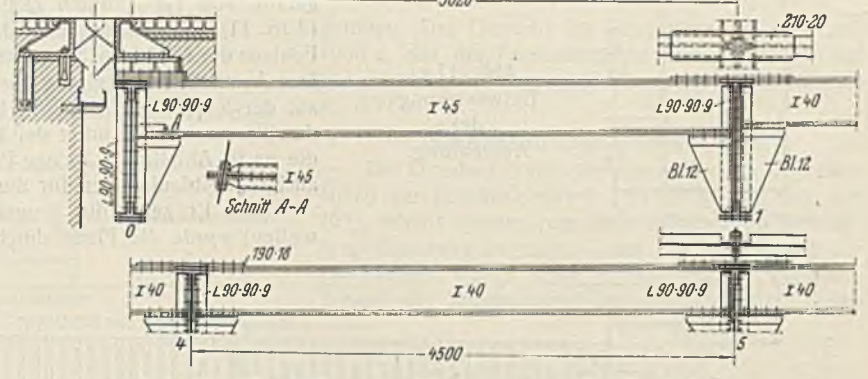


Abb. 10. Anschlüsse der Längsträger an die Querträger.

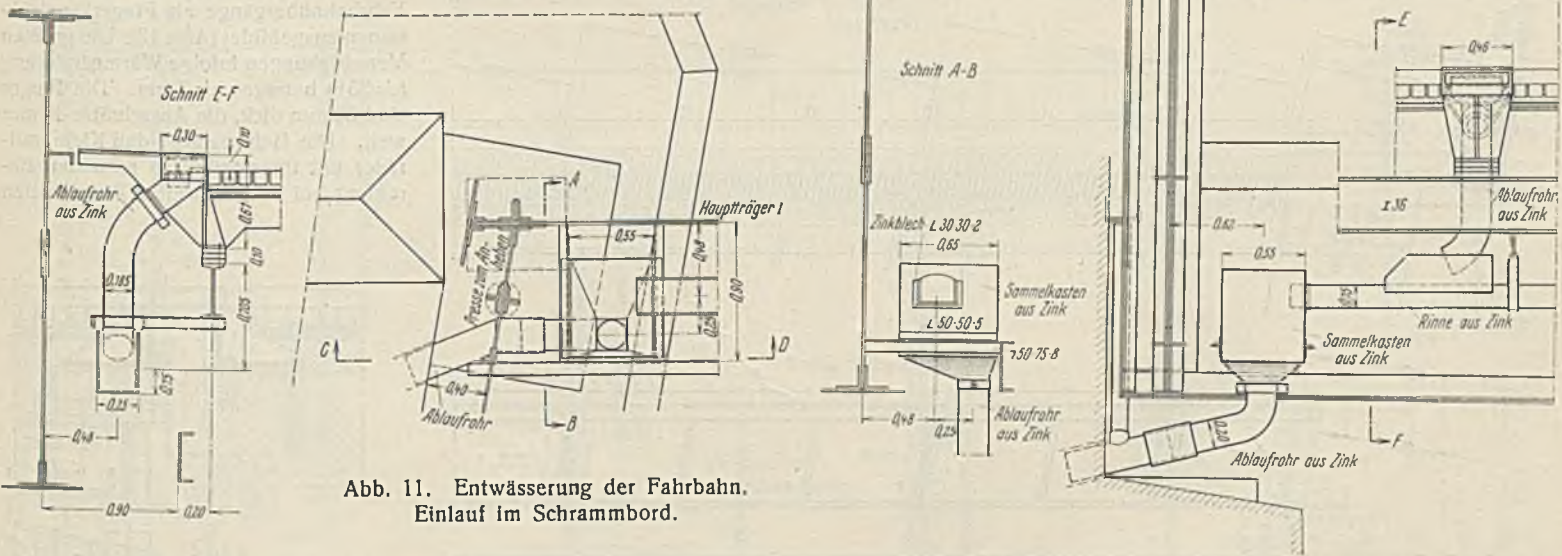


Abb. 11. Entwässerung der Fahrbahn.
Einlauf im Schrammbord.

b) Hauptträger.

Die 16 mm dicken Hauptträgerstegbleche sind an den Widerlagern 3 m und in Brückenmitte 3,8 m hoch und weisen einen in der Werkstatt zweireihig vernieteten Mittelstoß auf. Sowohl der Obergurt als auch der Untergurt der Hauptträger sind parabolisch gekrümmt, und zwar liegt in Brückenmitte der Untergurt 0,3 m und der Obergurt 1,1 m höher als an den Widerlagern (Abb. 5). Durch diese über die ganze Brücke hinweg gekrümmte Linienführung beider Gurte und die nach den Brückenden hin abnehmende Trägerhöhe entsteht ein sehr beschwingtes Brückenbild, das die Brücke für den Beschauer trotz ihrer verhältnismäßig tiefen Lage über dem Strom nicht schwer erscheinen läßt. Die mit 1,5‰ Quergefälle nach außen geneigten Fahrbahnen verlaufen über die Brücke hinweg annähernd gleich mit den Obergurten der Hauptträger. Der Anschluß dieser im Aufriß parabolisch gekrümmten Fahrbahnen an die freie Strecke bereitet allerdings einige Schwierigkeiten, wenn wie im vorliegenden Falle

die Dämme vor und hinter der Brücke auf mehrere 100 m Länge wegen Straßen- und Bahnunterführungen annähernd auf gleicher Höhe gehalten werden müssen und sich außerdem noch unmittelbar an die Brücke Krümmungen anschließen. Die Hauptträger wurden innen zwischen den Querträgern in Abständen von 2,25 m durch einfache Winkelisen in senkrechter Richtung ausgesteift, während außen die senkrechten Aussteifungen aus Doppelwinkeln nur an den Anschlußstellen der Querträger angebracht wurden (Abb. 6). So entstehen in der Ansicht Hauptträgerfelder von 4,5 m Länge und 3 bis 3,8 m Höhe, also liegende, die Waagrechte betonende Felder. Die Hauptträgerstegbleche sind außerdem im oberen Drittel auf die ganze Länge durch waagerechte, etwa in Höhe der Fahrbahnoberfläche liegende Z 16 ausgesteift, zu denen an den Zwischenstützen noch eine zweite waagerechte Aussteifung ebenfalls aus Z 16 in etwa 1 m Höhe über der Unterkante der Hauptträger tritt (Abb. 7). Die Gurtplatten bestehen aus Lamellen 550 · 13. Der Grundquerschnitt der

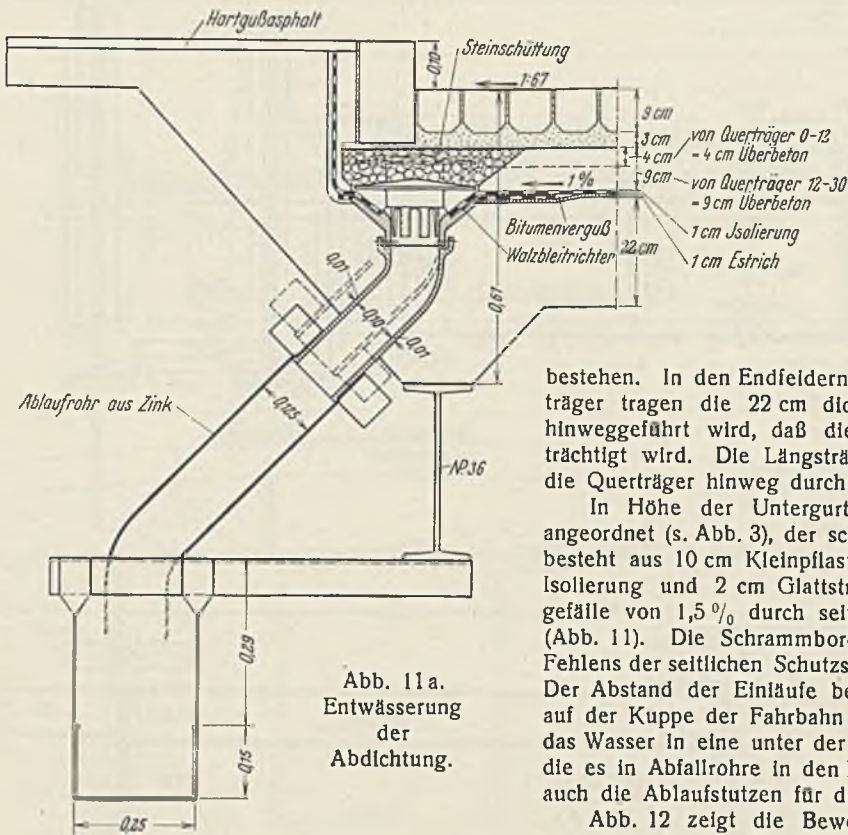


Abb. 11a.
Entwässerung
der
Abdichtung.

Hauptträger wurde so gewählt, daß an den Stützen keine Vouten angeordnet zu werden brauchten und daß an der ungünstigsten Stelle (über den der mittleren Öffnung benachbarten Stützen) nur sechs Gurtflamellen nötig waren.

c) Fahrbahn.

Sie ist, wie bereits erwähnt, halb versenkt angeordnet. Der Abstand der genieteten Querträger mit Stegblechen 1100 · 10 beträgt 4,5 m. An den Querträgern über den Lagern sind besondere Ausstufungen für das Anheben des Überbaues mit Pressen vorgesehen (Abb. 8). Abb. 9 zeigt den Anschluß eines normalen Querträgers an den Hauptträger. Zwischen den Querträgern sind fünf Längsträger eingelenket, von denen die beiden äußeren Stränge aus I 36, die drei inneren Stränge aus I 40

bestehen. In den Endfeldern bestehen die Längsträger aus I 38 bzw. I 45 (Abb. 10). Die Längsträger tragen die 22 cm dicke Eisenbeton-Fahrbahnplatte, die so hoch über die Querträger hinweggeführt wird, daß die Unterhaltung der genieteten Obergurte an keiner Stelle beeinträchtigt wird. Die Längsträger sind an ihren Anschlüssen auf Konsolen gelagert und über die Querträger hinweg durch Zuglaschen verbunden.

In Höhe der Untergurte der Querträger ist ein Windverband aus gekreuzten Streben angeordnet (s. Abb. 3), der schon aus Montagegründen erwünscht war. Die eigentliche Fahrbahn besteht aus 10 cm Kleinpflaster auf 3 cm Sand, 4 cm Schutzbeton mit Drahtnetzeinlage, 1 cm Isolierung und 2 cm Glattnachstrich auf der Eisenbetonplatte. Sie wird auf dem Fahrbahnquergefälle von 1,5 ‰ durch seitliche Einläufe in dem nur 10 cm hohen Schrammbord entwässert (Abb. 11). Die Schrammborde dürfen nicht höher gemacht werden, weil sonst infolge des Fehlens der seitlichen Schutzstreifen die Trittbretter der Wagen leicht beschädigt werden könnten. Der Abstand der Einläufe beträgt im allgemeinen 13,5 m (drei Felder); nur in Brückenmitte auf der Kuppe der Fahrbahn beträgt er etwa 8 m. Die Einläufe in den Schrammborden führen das Wasser in eine unter der Fahrbahn liegende und die Querträger durchdringende Längsrinne, die es in Abfallrohre in den Pfeilern und Widerlagern weiterleiten. In diese Längsrinne münden auch die Ablaufstützen für die Isolierungsentwässerung (Abb. 11 a).

Abb. 12 zeigt die Bewehrung der Fahrbahnplatte. In Abständen von 13,5 m (drei Feldweiten) wurde die Platte durch durchgehende Preßfugen mit Pappezwischenlage unterteilt, über die die Isolierung ohne besondere Maßnahmen hinweggeführt wurde.

d) Lager und Fahrbahnübergänge.

Das feste Lager liegt auf dem Pfeiler C'; alle übrigen Lager sind Rollenlager, und zwar auf den Zwischenpfeilern mit je vier Rollen und auf den Widerlagern mit je zwei Rollen. Sie bieten nichts Besonderes.

An beiden Widerlagern sind die Fahrbahnübergänge als Fingerkonstruktionen ausgebildet (Abb. 13). Die größten Verschiebungen infolge Wärmeänderung ($\pm 35^\circ$) betragen ± 7 cm. Die Finger sind 30 mm dick, die Ausschnitte 40 mm weit. Die Befürchtung, daß Kleinkraftäder mit ihrer teilweise schmalen Bereifung bei 40 mm weiten Ausschnitten

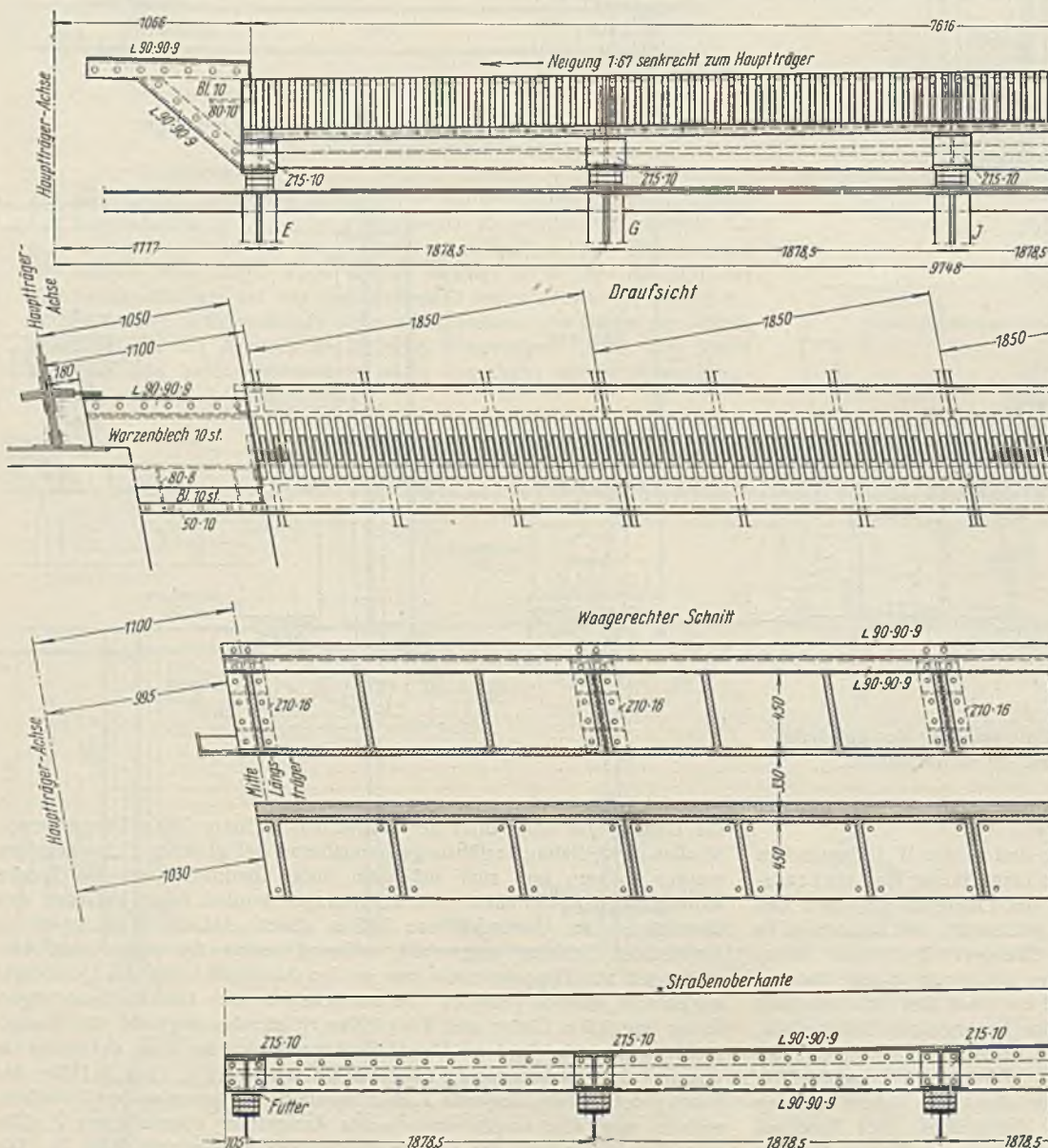
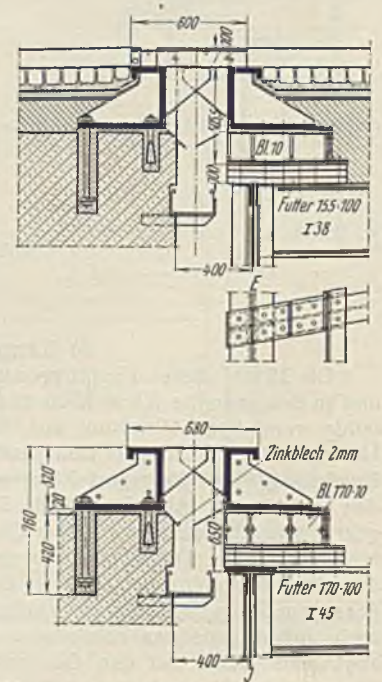


Abb. 13. Fahrbahnübergang am beweglichen Lager.



Zu Abb. 13.

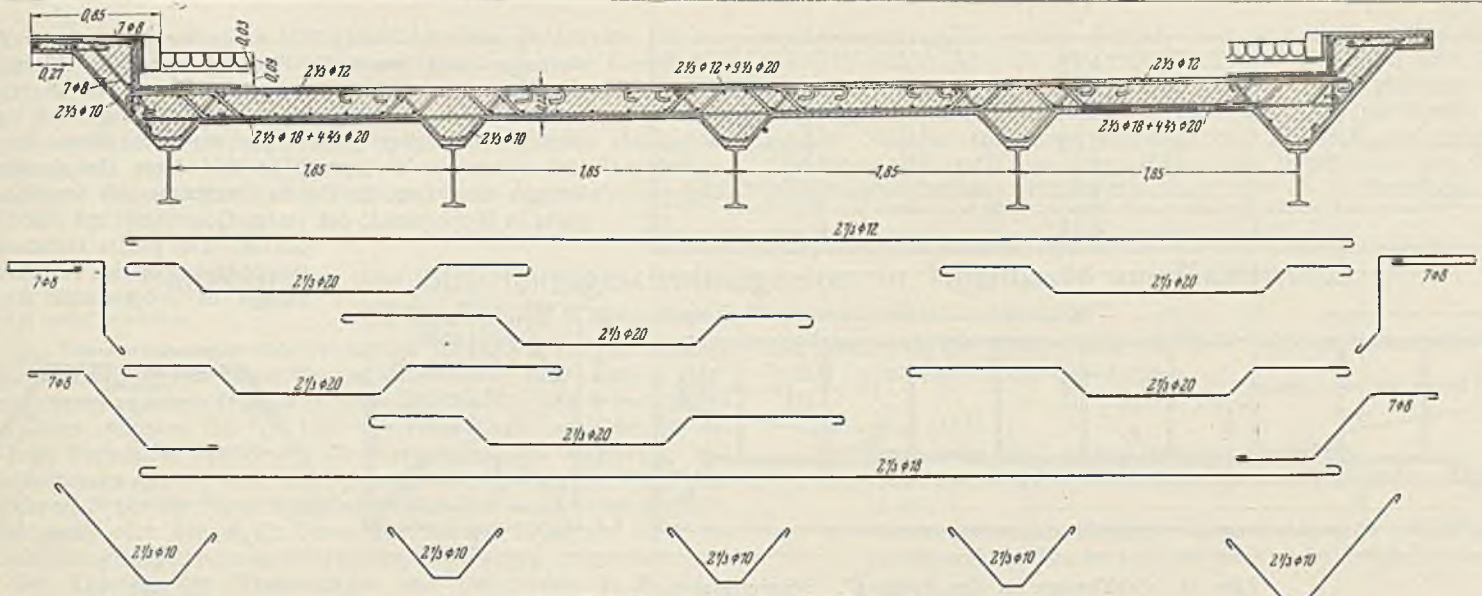


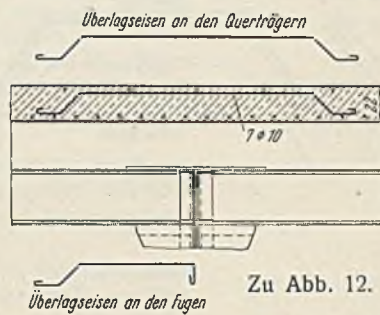
Abb. 12. Bewehrung der Fahrbahnplatte.

verunglücken könnten, hat sich bisher als unbegründet erwiesen.

Jede Brücke erhielt einen elektrisch betriebenen Besichtigungswagen, der unter den Querträgern und über die Pfeiler hinweg die ganze Brückenlänge befahren kann. Die Bühnen der Wagen können seitlich unter den Hauptträgern hindurch ausgezogen werden.

e) Baustoffe und Gewichte.

Die Hauptträger wurden in St 52, die Quer- und Längsträger und der Windverband in St 37 aus-

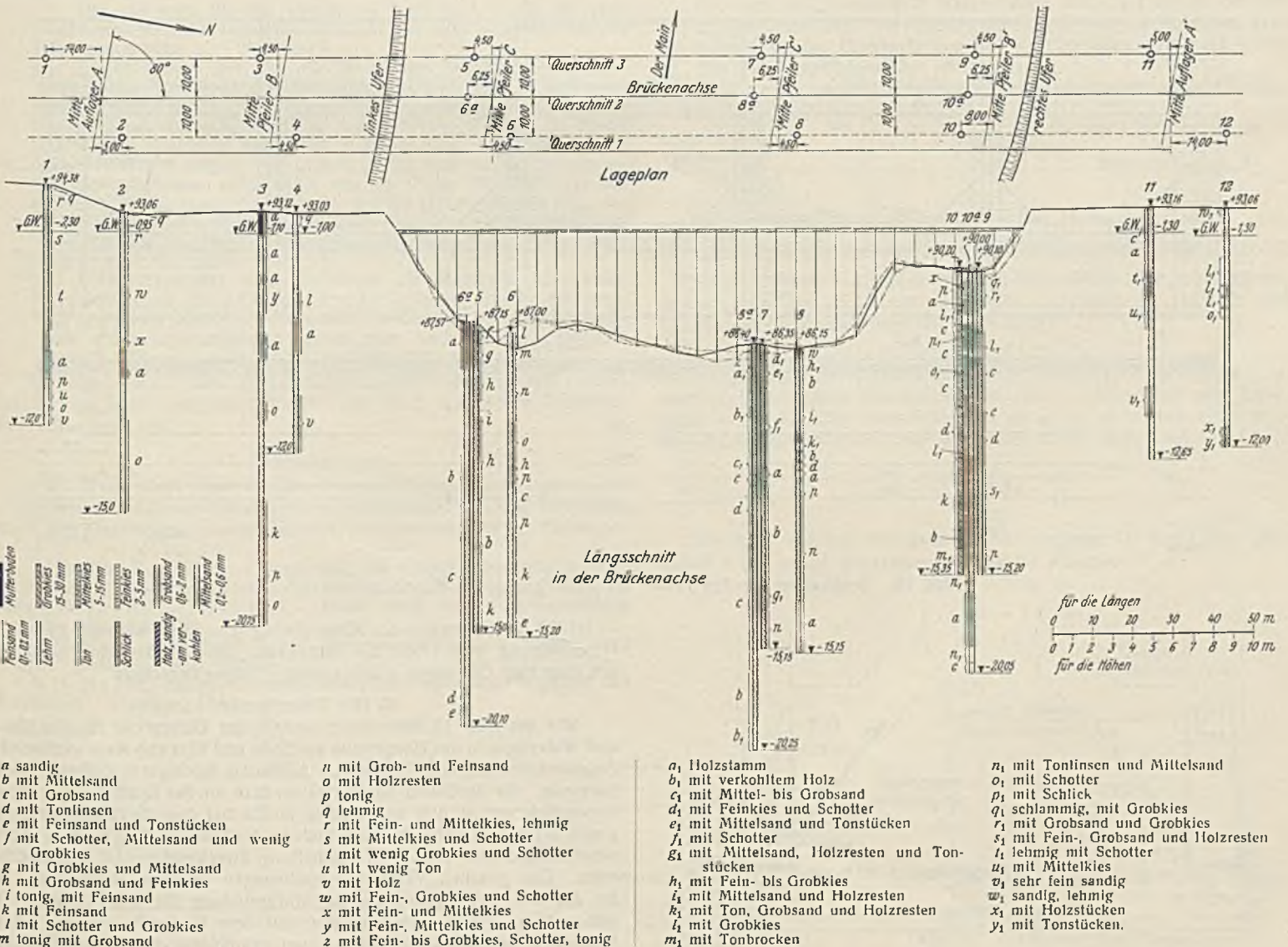


Zu Abb. 12.

geführt. Das Gewicht der Hauptträger beträgt rund 1200 t, das der Fahrbahnträger usw. rd. 750 t und das Gewicht der Lager und Übergangskonstruktionen rd. 45 t.

f) Berechnungseinzelheiten.

Der Überbau wurde berechnet für die Verkehrslasten der Brückenklasse I, DIN 1072, die noch um 10% erhöht wurden, um einer zukünftigen Entwicklung Rechnung zu tragen. Bei der Berechnung der Hauptträger wurde selbstverständlich die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente berücksichtigt, außer-



- a sandig
- b mit Mittelsand
- c mit Grobsand
- d mit Tonlinsen
- e mit Feinsand und Tonstücken
- f mit Schotter, Mittelsand und wenig Grobkies
- g mit Grobkies und Mittelsand
- h mit Grobsand und Feinkies
- i tonig, mit Feinsand
- k mit Feinsand
- l mit Schotter und Grobkies
- m tonig mit Grobsand

- n mit Grob- und Feinsand
- o mit Holzresten
- p tonig
- q lehmig
- r mit Fein- und Mittelkies, lehmig
- s mit Mittelkies und Schotter
- t mit wenig Grobkies und Schotter
- u mit wenig Ton
- v mit Holz
- w mit Fein-, Grobkies und Schotter
- x mit Fein- und Mittelkies
- y mit Fein-, Mittelkies und Schotter
- z mit Fein- bis Grobkies, Schotter, tonig

- a₁ Holzstamm
- b₁ mit verkohltem Holz
- c₁ mit Mittel- bis Grobsand
- d₁ mit Feinkies und Schotter
- e₁ mit Mittelsand und Tonstücken
- f₁ mit Schotter
- g₁ mit Mittelsand, Holzresten und Tonstücken
- h₁ mit Fein- bis Grobkies
- i₁ mit Mittelsand und Holzresten
- k₁ mit Ton, Grobsand und Holzresten
- l₁ mit Grobkies
- m₁ mit Tonbrocken

- n₁ mit Tonlinsen und Mittelsand
- o₁ mit Schotter
- p₁ mit Schlack
- q₁ schlammig, mit Grobkies
- r₁ mit Grobsand und Grobkies
- s₁ mit Fein-, Grobsand und Holzresten
- t₁ lehmig mit Schotter
- u₁ mit Mittelkies
- v₁ sehr fein sandig
- w₁ sandig, lehmig
- x₁ mit Holzstücken
- y₁ mit Tonstücken.

Abb. 14. Ergebnis der Bodenuntersuchungen.

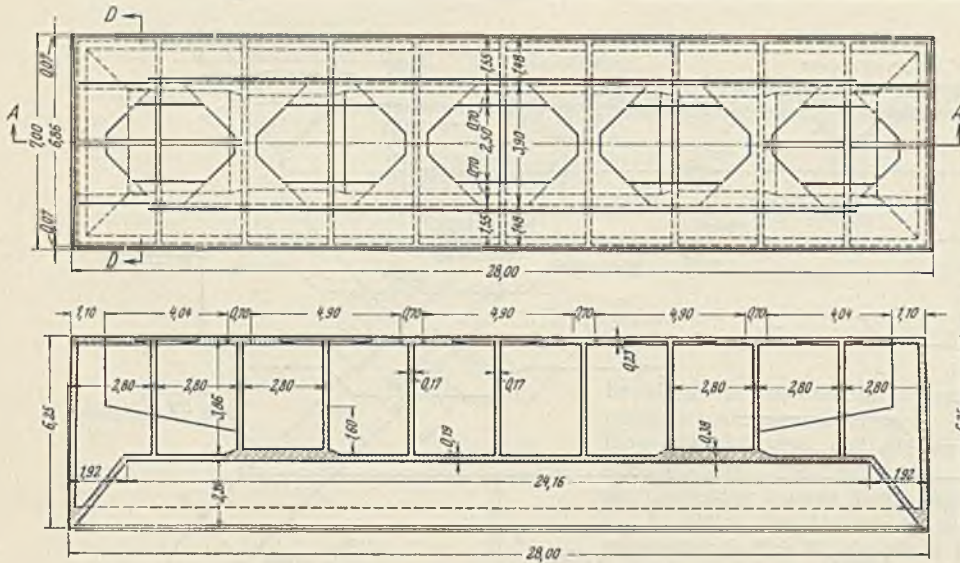
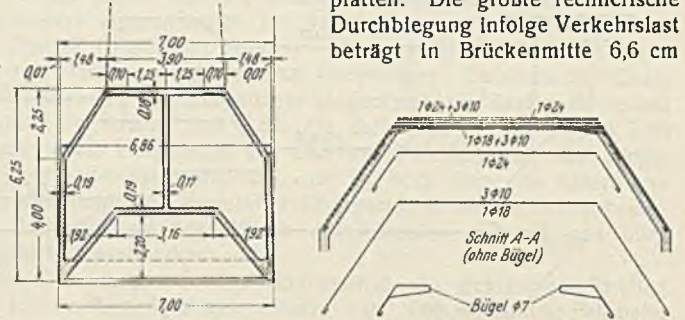


Abb. 15. Senkkasten für den Pfeiler C'. Schalungsplan.

dem wurden die Stabilität des Stegbleches und der Aussteifungen und ferner die Knicksicherheit des Obergurtes sowohl im Einzelfelde als auch die des durch die Querrahmen elastisch gestützten Gesamtgurtes eingehend untersucht. Am ungünstigsten lagen die Verhältnisse für die Knicksicherheit im Einzelfelde bei einem Gurtquerschnitt mit nur einer Lamelle, für die Knicksicherheit des Gesamtgurtes in Brückenmitte bei einem Querschnitt mit fünf Gurtplatten. Die größte rechnerische Durchbiegung infolge Verkehrslast beträgt in Brückenmitte 6,6 cm



Zu Abb. 16.

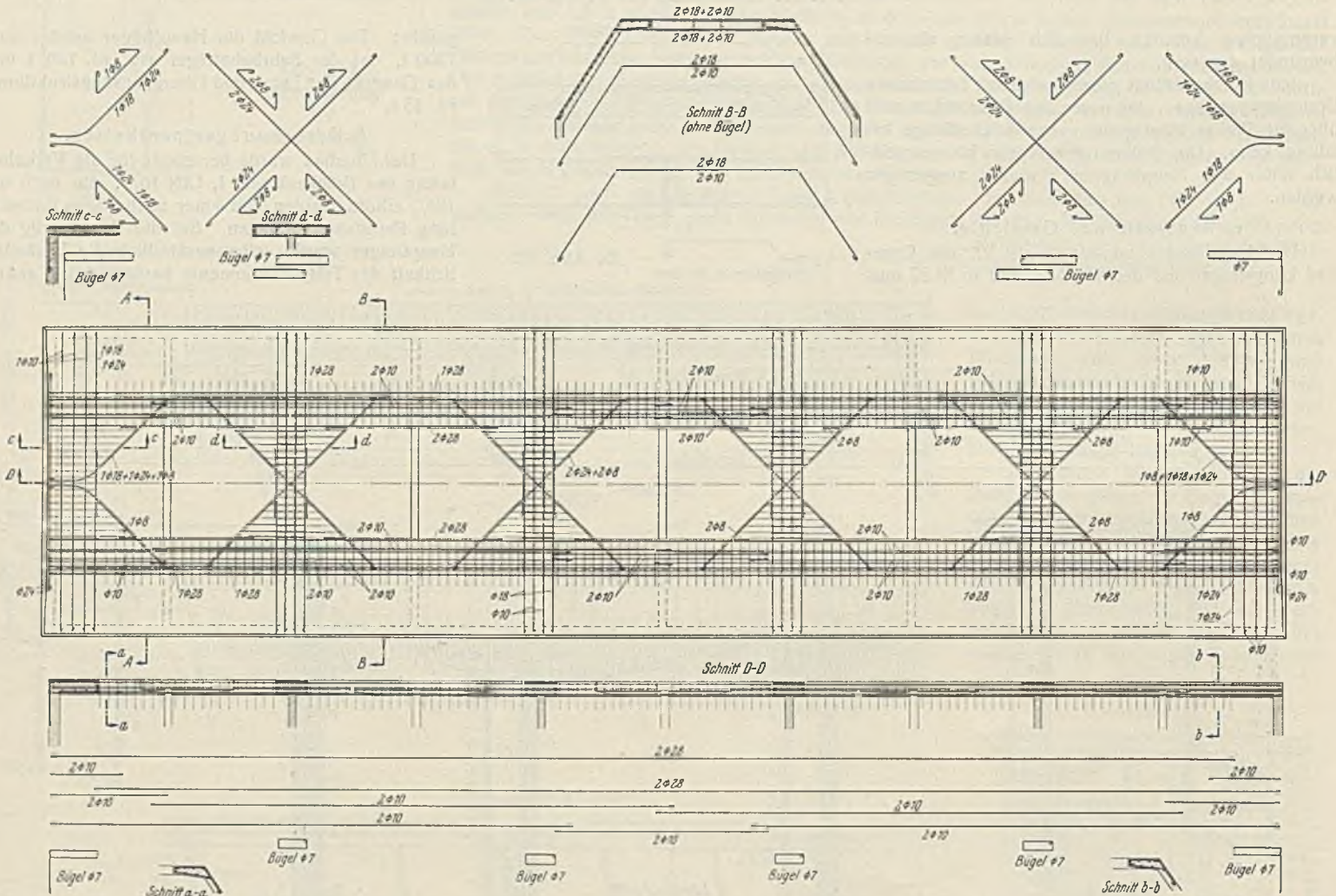


Abb. 16. Senkkasten für den Pfeiler C'. Bewehrung des Horizontalträgers.

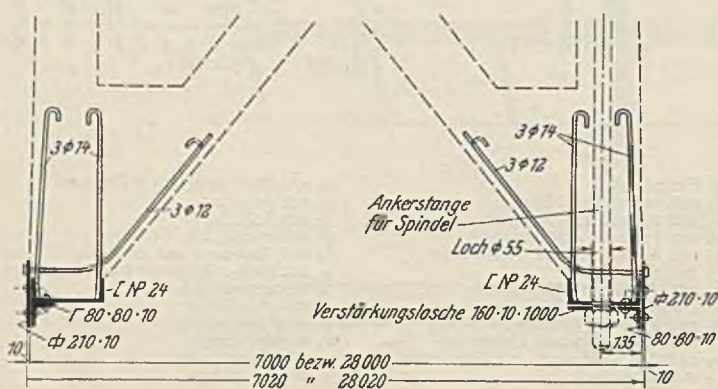


Abb. 16a. Ausbildung der Senkkastenschnede.

= 1/1090 der Stützweite der Mittelöffnung ($l = 72$ m) bei einer zulässigen Durchbiegung von 1/600 der Stützweite. Der Windverband wurde als ein über fünf Öffnungen durchlaufender Träger berechnet.

2. Die Unterbauten.

Wie aus Abb. 14 hervorgeht, besteht der Untergrund für die Pfeiler und Widerlager in der Hauptsache aus Sand und Kies von stark wechselnder Zusammensetzung und Korngröße. Außerdem fanden sich zahlreiche Holzüberreste. Da der Strom bei normalem Stau an der Baustelle eine größte Wassertiefe von rd. 6 m aufweist, so mußte bei dem durchlässigen Untergrund geprüft werden, ob die Gründung der Strompfeiler zwischen Spundwänden und mit offener Wasserhaltung zweckmäßig und wirtschaftlich wäre. Die genauen Vergleichsberechnungen ergaben einwandfrei, daß für die drei Strompfeiler die Druckluftgründung die beste Lösung war, während der vierte Zwischenpfeiler auf dem Vorlande und die beiden Widerlager zweckmäßig zwischen Spundwänden bei offener Wasserhaltung zu gründen waren. Die drei Senkkasten für die Strompfeiler wurden in

Eisenbeton hergestellt. Abb. 15 u. 16 zeigen den Senkkasten für den Pfeiler C'. Die Höhe der Arbeitskammer beträgt 2,2 m, die Wanddicken betragen zwischen 17 und 22 cm. Der Kasten hat eine Grundfläche von 28 · 7 m und ist 6,25 m hoch, damit er beim Aufsitzen auf der Flußsohle noch etwa 60 cm über den Wasserspiegel hervorragt. Die senkrechten Wände haben einen kleinen Anzug bekommen, um das Absinken zu erleichtern. Auf eine gute Aussteifung des Kastens durch Zwischenwände

wurde besonderer Wert gelegt. Abb. 16a zeigt die Ausbildung der eisernen Schneide mit Vorschneide, die angeordnet wurde, weil bei dem Senkkasten des Pfeilers B' das Fehlen dieser Vorschneide zu größerem Luftverlust geführt hatte. Der Kasten für den Pfeiler C wurde ähnlich ausgebildet; dagegen konnte der Kasten für den Pfeiler B', der von einer künstlichen Halbinsel aus abgesenkt wurde, hinsichtlich der Querversteifungen einfacher gehalten werden. (Schluß folgt.)

Umrechnung von Strömungsgeschwindigkeiten in Tideflüssen auf Mittelwerte.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Walter Hensen, Wasserstraßendirektion Hamburg.

Die Tideerscheinungen sind bekanntlich aus kosmischen und meteorologischen Ursachen dauerndem Wechsel unterworfen. Eine „mittlere Tide“ kommt daher in einem Tidefluß — wenn überhaupt — nur äußerst selten vor. Unter „mittlerer Tide“ ist hier eine Tidewelle zu verstehen, bei der an jeder Pegelstelle des Flusses die Wasserstände bei Tideniedrig- und Tidehochwasser (damit auch der Tidehub), der Verlauf (die Form) der Tidekurve, ferner die Fortschrittsgeschwindigkeiten der Scheitel der Tidewelle (damit auch überall die Dauer der Flut und Ebbe) und die Oberwasserführung langjährigen arithmetischen Mittelwerten entsprechen.

Die Kenntnis der Wassermengen und Strömungen ist für viele strombautechnische Aufgaben und hydrologische Untersuchungen wichtig. Wenn auch theoretisch Geschwindigkeitsmessungen im allgemeinen nicht erforderlich sind, um mittlere Strömungswerte zu erhalten — da sich diese Werte berechnen lassen —, so wird man doch nie auf Messungen und unmittelbare Beobachtungen verzichten. An besonderen Stellen, z. B. bei Stromspaltungen und in verwilderten Stromstrecken, sind Messungen überhaupt nicht zu entbehren.

In der Praxis wird man keine Messung bei „mittlerer Tide“ ausführen. Zur richtigen Beurteilung der Ergebnisse ist daher stets noch ihre Umrechnung auf vergleichsfähige Werte, d. h. eben auf eine „mittlere Tide“ notwendig.

Die bisher veröffentlichten Umrechnungsverfahren¹⁾²⁾ sind für Küsten- (Watten-) gebiete aufgestellt worden und lassen sich daher nicht auf Tideflüsse übertragen.

Das gilt auch für das Verfahren, das Lüders¹⁾ für die Jade entworfen hat. Im wesentlichen deckt sich sein Verfahren mit der Rechnungsweise von Walther²⁾.

L. geht davon aus, daß die Steig- und Fallgeschwindigkeiten des Wasserstandes an der Meßstelle ein Maß für die Größe der waagerechten Geschwindigkeiten sind. Im Jadegebiet besteht nach seiner Feststellung eine solche Abhängigkeit. Jedoch ist dieses Gesetz im Tidegebiet der Flüsse, z. B. der Elbe — wie Überlegung und Messungen zeigen — nicht mehr gültig, weil hier die Strömungsgeschwindigkeiten nicht allein von der Form der Tidekurve am Meßort abhängen. Hinzu kommt, daß im Tidegebiet der Elbe der Strom erst bis 1 1/2 Std. nach Tidehoch- oder -niedrigwasser kentert. Auf der Jade liegen die Kenterzeiten den Scheitelpunkten der Tidekurve sehr viel näher.

L. berücksichtigt auch die durch die Meßstelle strömenden Wassermengen, deren Größe er aus der Änderung der Wassermenge im Jadebusen berechnet. Dabei setzt er überall die gleichen Steig- und Fallgeschwindigkeiten (damit aber auch gleichen Tidehub) voraus. Dieser Ansatz ist für die Elbe nicht zulässig.

Im folgenden soll daher ein Umrechnungsverfahren entwickelt werden, das für die Elbe aufgestellt wurde, aber auch auf andere Tideflüsse anwendbar sein wird.

1. Wassermengen.

Nach dem wohl von Hübbe³⁾ zuerst angegebenen sogenannten „Kubizierungsverfahren“ läßt sich die in der Zeiteinheit bei Flut- oder Ebbestrom den Querschnitt *i* durchströmende Wassermenge aus den Hebungen

¹⁾ Dr.-Ing. K. Lüders, Umrechnung von Gezeitenstromgeschwindigkeiten auf Mittelwerte. Veröff. des Marineobservatoriums in Wilhelmshaven, N. F., Heft 1. Berlin 1934. — Diese Arbeit enthält ein Verzeichnis weiterer Schriften.

²⁾ Walther, Die Gezeiten und Meeresströmungen im Norderneyer Seeat. Bautechn. 1934, Heft 13.

³⁾ H. Hübbe, Einige Wasserstandsbeobachtungen im Flutgebiet des Elbestromes. Hamburg 1842.

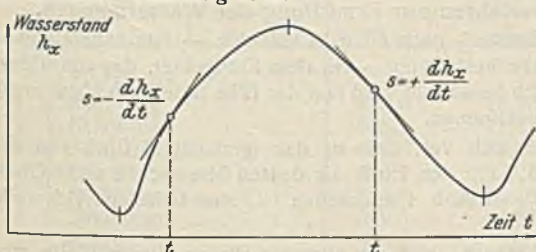


Abb. 2.
Tidekurve am Orte x.

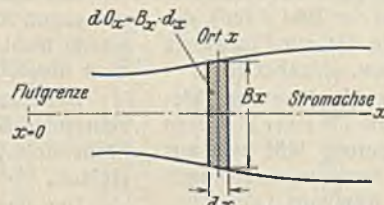


Abb. 3.
Grundriß des Flusses am Orte x.

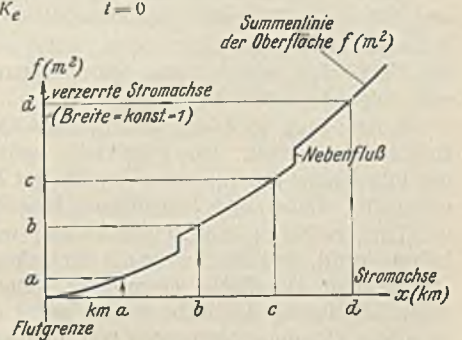


Abb. 4. Verzerrung des Flusses in einen Lauf konstanter Breite 1.

und Senkungen der Wasserstände von der Flutgrenze abwärts bis zum Punkte *i* ermitteln aus der Beziehung

$$(1) \quad Q = Q_0 + \sum O s.$$

Darin sind (Abb. 1)

Q_0 = Oberwasserzufluß an der Flutgrenze in m^3/sek ,

O = Oberfläche des Stromes zwischen je zwei Pegelstellen A und B in m^2 ,

s = mittlere sekundliche Hebung (— s) oder Senkung (+ s) des Wasserstandes auf der Strecke zwischen den Pegeln A und B in m/sek .

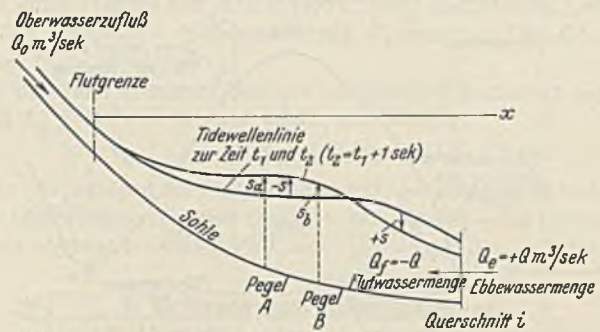


Abb. 1. Längsschnitt eines Tideflusses.

Die nach Gl. (1) ermittelte Wassermenge muß in 1 sek (in der Zeit $t_2 - t_1$) den Querschnitt *i* durchströmt haben, und zwar als Flutstrom, wenn die rechte Seite der Gleichung negativ, als Ebbestrom, wenn sie positiv ist. Die Ebbestromrichtung ist positiv gesetzt.

Dieser Ansatz von Hübbe läßt sich nun auch folgendermaßen schreiben:

$$(2) \quad Q = Q_0 + \int_{x=0}^i dO_x \cdot \frac{dh_x}{dt}$$

Darin sind

$\frac{dh_x}{dt}$ = Anstieg der Tidekurve am Orte x (Abb. 2),

$dO_x = B_x dx$ = die von Ort zu Ort wechselnde Oberfläche (Abb. 3).

Denkt man sich den Fluß veränderlicher Breite durch Längenverzerrung in einen Lauf von der konstanten Breite 1 verwandelt, graphisch nach Abb. 4 oder rechnerisch nach der Beziehung

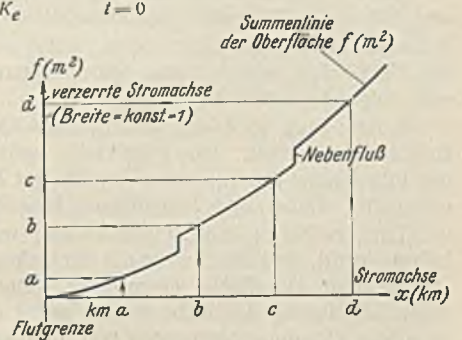
$$(3) \quad dO_x = B_x dx = 1 d\xi = df,$$

und nimmt man zur Vereinfachung die Oberfläche O und damit f als unabhängig von dem Wasserstande an (was — außer bei sehr hohen Tiden — für die Elbe einen Fehler bis etwa 2% ausmachen kann, wenn die Oberflächengröße für T_{mw} eingesetzt wird), dann wird aus Gl. (2)

$$(4) \quad Q = Q_0 + \int_{f=0}^i df \cdot \frac{dh}{dt}$$

Die z. B. während der ganzen Flutstromdauer D_f durch den Querschnitt *i* strömende Wassermenge T_f ergibt sich zu

$$T_f = \int_{K_e}^{K_f} Q_f dt = \int_{t=0}^{D_f} Q_f dt,$$



wenn für den Zeitpunkt K_e des Kenterns von Ebbe- auf Flutstrom $t = 0$ gesetzt wird (Abb. 5), oder mit Gl. (4)

$$(5) \quad T_f = Q_0 D_f + \int_{f=0}^i \int_{t=0}^{D_f} df \cdot \frac{dh}{dt} \cdot dt.$$

Diese Gleichung gestattet aber nun eine für die praktische Rechnung wesentliche Vereinfachung, denn statt über die Zeit t kann man jetzt über den Wasserstand h integrieren und erhält

$$(6) \quad T_f = Q_0 D_f + \int_{f=0}^i \int_{h=0}^{-h} df dh,$$

wenn für den Zeitpunkt K_e $h = 0$ gesetzt wird (Abb. 5).

Für die Ebbwassermenge ergibt sich entsprechend

$$(6a) \quad T_e = Q_0 D_e + \int_{f=0}^i \int_{h=0}^{+h} df dh,$$

wenn für den Zeitpunkt K_f $h = 0$ gesetzt wird (Abb. 5).

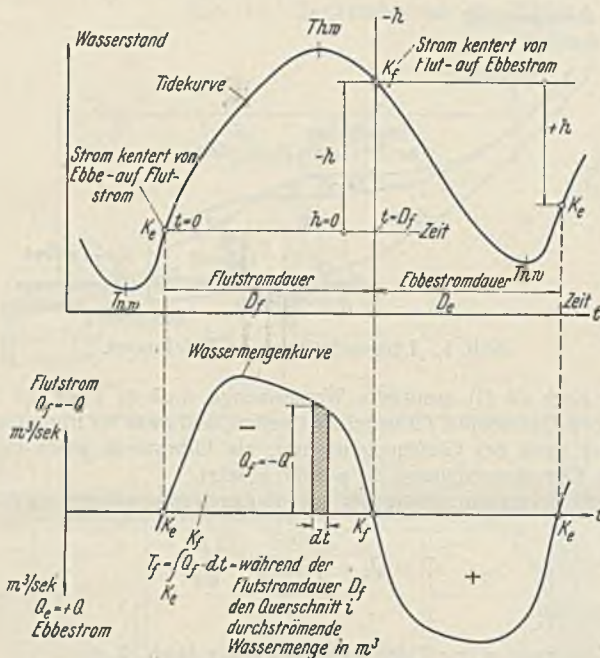


Abb. 5. Tidekurve und Wassermengenkurve für den Querschnitt i .

Statt also für jeden einzelnen Zeitpunkt die sekundliche Durchflußmenge Q_f im Querschnitt i aus den sekundlichen Hebungen und Senkungen des Wasserstandes auf der oberhalb des Querschnittes i gelegenen Stromstrecke nach Gl. (1) zu berechnen, daraus die Wassermengenkurve für den Querschnitt i herzustellen und aus dieser schließlich die gesamte Durchflußmenge T_f zu bestimmen, kann man mit Gl. (6) diese Wassermenge unmittelbar und leicht berechnen. Das Doppelintegral stellt dabei (Abb. 6) den Flächeninhalt zwischen der f -Linie, gleich der nach Gl. (3) verzerrten Stromachse (vgl. Abb. 4), und den aus beobachteten Tidekurven zu entnehmenden Wasserstandsunterschieden h zwischen den beiden Kenterzeitpunkten K_e und K_f dar. Das erste Glied der rechten Seite entspricht dem Anteil des Oberwassers.

Bei Anwendung der Gl. (6) verliert die „Kubizierung“ den ihr sonst mit Recht nachgesagten Schrecken langwieriger Rechenarbeit.

Wenn z. B. für einen Tidefluß die Gesamtdurchflußmengen bei Flut- und Ebbestrom (T_f und T_e) an allen Stellen des Flusses für eine beliebige Tidewelle ermittelt werden sollen, wobei nur Tidekurven von Pegelstellen des Flußlaufes, jedoch keine Strömungsmessungen vorliegen, dann hat man folgendermaßen zu verfahren:

1. Der Fluß wird nach Gl. (3) oder Abb. 4 in einen Lauf konstanter Breite l verwandelt. Jede Pegelstelle steht dann bei der Zahl f (m^2), die der Oberfläche des Flusses oberhalb der Pegelstelle bis zur Flutgrenze entspricht. Dabei sind Nebenflüsse, Hafenbecken usw. einzubeziehen.

Längere Nebenflüsse, in denen eine wesentliche Abnahme des Tidehubes eintritt, sind dabei nicht mit der wahren, sondern mit einer kleineren „wirksamen“ Oberfläche einzusetzen. Die Verkleinerung läßt sich aus einer Kubizierung des Nebenflusses selbst oder aus Strömungsmessungen an seiner Mündung bestimmen (vgl. den folgenden Abschnitt 1a).

Diese Arbeit der Oberflächenermittlung ist für jeden Fluß nur einmal zu leisten.

2. Alsdann sind die Kenterzeiten K_e und K_f festzulegen. Dazu dient Gl. (4), denn beim Kentern des Stromes (bei Stauwasser) muß $Q = 0$ sein und damit

$$(7) \quad 0 = Q_0 + \int_{f=0}^i df \cdot \frac{dh}{dt} = Q_0 + \int_{f=0}^i s df.$$

Durch Probeannahme der Kenterzeit (z. B. K_e in Abb. 6) kann aus dieser Bedingung durch Auftragen der s -Werte die Richtigkeit der Annahme geprüft werden. Gl. (7) ist erfüllt, wenn (in Abb. 6 unten) die Fläche Q_f um Q_0 größer ist als Q_e . Diese Ermittlung der Kenterpunkte erscheint zunächst vielleicht umständlich, nach kurzer Übung ist aber meist schon die erste oder zweite Annahme hinreichend genau.

3. Darauf sind für alle vorhandenen Pegelstellen die Wasserstandsunterschiede h aus den Tidekurven zu entnehmen (Abb. 6 oben); h ist — entsprechend Abb. 5 — negativ, wenn der Wasserstand zur Zeit K_f höher

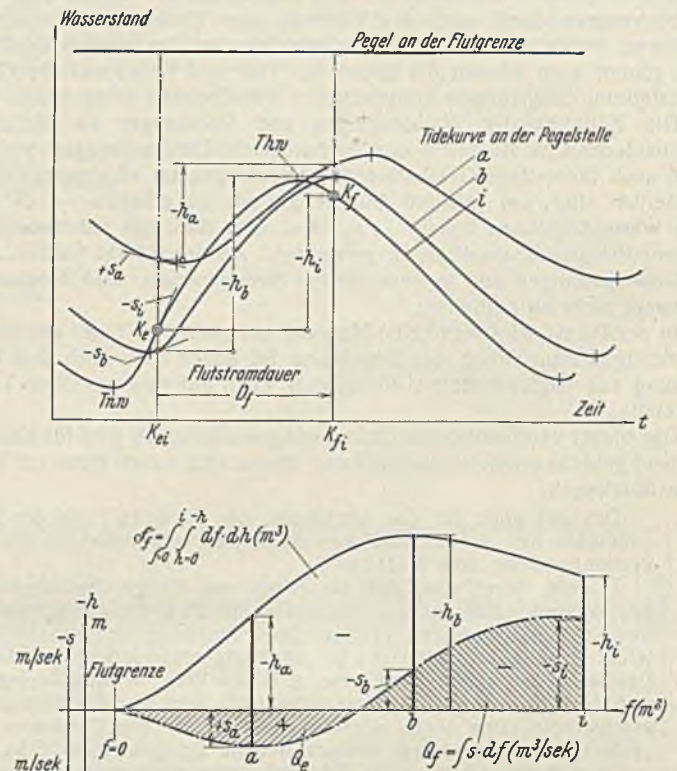


Abb. 6. Wasserstandsunterschiede und Wassermengen.

liegt als zur Zeit K_e . Durch die Endpunkte der über f aufzutragenden h -Werte ist eine Kurve zu legen, die natürlich um so genauer wird, je mehr Tidekurven vorliegen. Die Fläche

$$(6b) \quad \mathfrak{F}_f = \int_{f=0}^i \int_{h=0}^{-h} df dh$$

zwischen dieser Kurve und der f -Achse stellt das zweite Glied der rechten Seite in Gl. (6) dar. \mathfrak{F}_f ist die während der Flutstromdauer D_f oberhalb des Querschnittes i angesammelte Wassermenge einschließlich des in dieser Zeit gestauten Oberwassers. (\mathfrak{F}_e ist die während der Ebbestromdauer D_e aus dem Fluß oberhalb des Querschnittes i abgelaufene Wassermenge ohne das in dieser Zeit zuströmende Oberwasser.)

4. Der Anteil des Oberwassers, das erste Glied der rechten Seite in Gl. (6), ist aus der sekundlichen Oberwassermenge Q_0 , die aus einer Wassermengenkurve eines Pegels im tidefreien Oberlauf an der Flutgrenze zu entnehmen ist, und aus der Flutstromdauer $D_f = K_f - K_e$ zu berechnen.

1 a. Näherungsverfahren zur Ermittlung der Wassermengen.

Die Größe der Fläche \mathfrak{F} nach Gl. (6b) läßt sich — wie nähere Untersuchungen für die Elbe bestätigten — in dem Flußgebiet, das vom Oberwasser nicht wesentlich beeinflusst wird (auf der Elbe unterhalb Hamburgs), auch überschläglich bestimmen.

Dazu stelle man sich vor, daß in den (gedachten) Fluß von der konstanten Breite l , d. h. in den Fluß, als dessen Stromachse seine Oberflächenlinie (f -Achse) nach Abb. 4 anzusehen ist, eine beliebige Tidewelle einläuft.

Die von den Tidehoch- und -niedrigwasserlinien dieser Welle eingeschlossene Fläche, der „Flutrauminhalt“ V (vgl. Abb. 6a) ist immer größer als die „ \mathfrak{F} -Fläche“, da ja die äußersten Wasserstände nicht überall

gleichzeitig eintreten und da auch die Kenterpunkte nicht mit Tidehoch- und -niedrigwasser zusammenfallen.

Das Verhältnis des Flutrauminhaltes zur δ -Fläche

$$(6c) \quad \alpha_i = \frac{V_i}{\delta_i}$$

wird zwar an verschiedenen Punkten i des Flusses verschieden groß sein, aber an den einzelnen Stellen bei verschiedenen großen Tidewellen annähernd konstant bleiben.

Der Flutrauminhalt V_i von der Flutgrenze bis zu einem Punkte i wird annähernd von der Größe des Tidehubes an diesem Ort abhängen, nach der Beziehung

$$(6d) \quad V_i = \beta_i T h b_i,$$

wobei β_i — entsprechend α_i — zwar an verschiedenen Punkten des Flusses verschieden ist, aber an den einzelnen Stellen bei wechselnder Größe der Tidewelle (des Tidehubes) annähernd konstant bleibt.

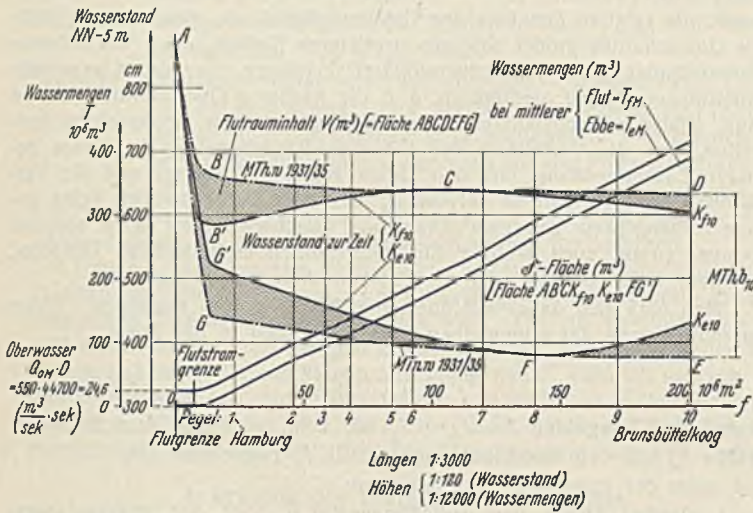


Abb. 6a. Flutrauminhalt und Wassermengen der Elbe.

Aus den Gl. (6c) und (6d) ergibt sich die Größe der δ -Fläche am Punkte i zu

$$(6e) \quad \delta_i = \gamma_i T h b_i.$$

Darin sind

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{\alpha_i} \text{ (in m}^2\text{) annähernd konstant an der Stelle } i,$$

$T h b_i$ = Tidehub (in m) an der Stelle i , für die die Größe von δ_i gesucht wird.

Setzt man noch

$$(6f) \quad \gamma_i = \delta_i f_i = f_{wi},$$

wobei f_i (in m^2) die nach Abschnitt 1 als konstant angenommene Oberfläche von der Flutgrenze bis zur Stelle i darstellt, dann wird schließlich

$$(6g) \quad \delta_i = f_{wi} T h b_i.$$

Der Faktor f_{wi} möge als die „wirksame Oberfläche“ bezeichnet werden. Da f_i nach Voraussetzung und δ_i mit γ_i nach Gl. (6f) annähernd konstant sind, ist auch f_{wi} annähernd konstant.

Man sieht, daß mit den getroffenen Annahmen und Vereinfachungen δ_i der Größe des Tidehubes proportional ist.

Um die Flut(Ebbe)-wassermenge $T_f(T_e)$ selbst zu erhalten, ist — entsprechend Gl. (6) u. (6a) nach Nr. 4 auf S. 96 — von (zu) δ noch der

Betrag $Q_0 D_f(Q_0 D_e)$ abzuziehen (zuzuzählen). Die Flut(Ebbe)-stromdauer $D_f(D_e)$ ist aber noch nicht bekannt, da die überschlägliche Ermittlung von δ die Bestimmung der Kenterzeitpunkte nicht erforderte. Wegen des — für die Elbe unterhalb Hamburgs — nicht sehr bedeutenden Anteils der Oberwassermenge wird das Ergebnis nicht wesentlich verändert, wenn man statt der Flut(Ebbe)-stromdauer $D_f(D_e)$ die aus den Tidekurven ohne weiteres bekannte Flut(Ebbe)-dauer $D_F(D_E)$ (gleich Dauer des Steigens (Fallens) des Wasserstandes) benutzt.

Der Fehler dieser Überschlagrechnung beträgt für die Elbe bis etwa 5%. Bei hohen Sturmfluten (beim Ausufern des Stromes) ist die Näherungsrechnung nicht mehr anwendbar, da sich dann die Größe der „wirksamen“ Oberfläche stark ändert.

Als Beispiel sind in der nachstehenden Tafel einige Zahlen für die Elbe zusammengestellt. Abb. 6a gibt einige Hauptzahlen dieser Tafel wieder.

Der mittlere Flutrauminhalt V_M (Sp. 5) wurde für die „mittlere Tide“ der Abflußjahre 1931/35, die Größe von δ_M (Sp. 6) für dieselbe Tide nach dem genaueren Verfahren des Abschnittes 1 berechnet.

Die überschlägliche Bestimmung der Wassermenge an irgendeinem Punkte der Elbe ist nun äußerst einfach. Es sei z. B. die bei Glückstadt während einer Fluttide von 3,50 m Höhe ($T h b_f$) und 5,50 Std. (= 350 min) Dauer (D_F) auflaufende Flutwassermenge T_f gesucht. Der Oberwasserzufluß sei $Q_0 = 300 m^3/sek$.

Aus der Tafel entnimmt man die „wirksame Oberfläche“ bei Glückstadt mit $f_w = 107 \cdot 10^6 m^2$ und erhält nach Gl. (6g)

$$\delta_f = f_w T h b_f = 107 \cdot 10^6 \cdot 3,50 = 374,5 \cdot 10^6 m^2.$$

Davon ist die während der Flutstromdauer D_f (= annähernd Flutdauer D_F) gestaute Oberwassermenge mit $Q_0 D_F = 300 \cdot 350 \cdot 60 = 6,3 \cdot 10^6 m^3$ abzusetzen. Es ergibt sich nach Gl. (6) $T_f = -(\delta_f - Q_0 D_F) = -368,2 \cdot 10^6 m^3$.

2. Strömungsgeschwindigkeiten.

Aus den (nach Abschnitt 1 oder la gefundenen) gesamten Wassermengen, die während der Dauer des Flut- oder Ebbestromes durch den Querschnitt i strömen, lassen sich die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten in diesem Querschnitt berechnen aus der Beziehung

$$(8) \quad v_{fm} = \frac{T_f}{F_{fm}} \cdot \frac{1}{D_f} \text{ oder } v_{em} = \frac{T_e}{F_{em}} \cdot \frac{1}{D_e}.$$

Darin bedeuten nach Abb. 7 F_{fm} und F_{em} die Durchströmungsquerschnitte bei dem mittleren Wasserstande zwischen den zugehörigen Kenterpunkten. Streng genommen ist dies nicht ganz richtig, da sowohl die sekundliche Wassermenge als auch die Querschnittgröße mit der Zeit veränderlich sind (vgl. Abb. 5). Man müßte z. B. bei Flutstrom eigentlich setzen:

$$(8a) \quad v_{fm} = \frac{1}{D_f} \int_0^{D_f} v_f dt = \frac{1}{D_f} \int_0^{D_f} \frac{Q_f}{F_f} \cdot dt.$$

Im allgemeinen ist aber der Ansatz

$$v_{fm} = \frac{1}{D_f} \cdot \frac{1}{F_{fm}} \int_0^{D_f} Q_f dt = \frac{T_f}{F_{fm}} \cdot \frac{1}{D_f}$$

hinreichend genau. Bei der Elbe ist der dabei mögliche Fehler — wie Proberechnungen zeigten — kleiner als 2% und kann daher unbedenklich vernachlässigt werden.

Natürlich liefert die Rechnung nur mittlere Geschwindigkeiten während der Flut- oder Ebbestromzeit. Über die Verteilung der Geschwindigkeit

Tafel einiger hydrologischer Zahlen für das untere Tidegebiet der Elbe.

Pegel Nr.	Ort	km von der Reichsgrenze	Oberfläche f von der Flutgrenze bis zur Pegelstelle $10^6 m^2$	Mittlerer Tidehub $M T h b$ 1931/1935 m	Mittlerer Flutraum V_M $10^6 m^3$	δ_M $10^6 m^2$	„Wirksame“ Oberfläche $f_w = \frac{\delta}{T h b}$ $10^6 m^2$	Mittlere Flut- und Ebbestromdauer		Oberwasseranteil		Mittlere Wassermenge	
								Flut- D_{fM} Std.	Ebbe- D_{eM} Std.	$Q_{0M} D_{fM}$ $10^6 m^3$	$Q_{0M} D_{eM}$ $10^6 m^3$	Flut- T_{fM} $10^6 m^3$	Ebbe- T_{eM} $10^6 m^3$
1	Flutgrenze	574,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	Hamburg	623,0	23,20	2,25	38,3	33,8	15	4,43	7,42	9,3	15,3	24,5	49,1
2	Falkenthal	635,5	47,71	2,23	93,7	82,5	37	5,03	7,22	10,0	14,6	72,5	97,1
3	Schulau	641,0	58,36	2,30	117,3	103,5	45	5,16	7,09	10,4	14,2	93,1	117,7
4	Lühort	645,4	67,97	2,35	138,7	124,6	53	5,22	7,05	10,6	14,0	114,0	138,6
5	Stadersand	654,8	83,78	2,42	176,7	152,5	63	5,33	6,52	11,0	13,6	141,5	166,1
6	Grauerort	660,6	92,38	2,46	201,7	169,7	69	5,30	6,55	10,9	13,7	158,8	183,4
7	Kollmar	666,8	119,05	2,51	271,1	220,9	88	5,34	6,51	11,0	13,6	209,9	234,5
8	Glückstadt	674,3	139,56	2,58	330,2	276,1	107	5,36	6,49	11,1	13,5	265,0	289,6
9	Brokdorf	684,2	172,58	2,58	412,8	343,1	133	5,39	6,46	11,2	13,4	331,9	356,5
10	Brunsbüttelkoog	695,7	201,18	2,57	496,0	400,9	156	5,38	6,47	11,2	13,4	389,7	414,3

zwischen den Kenterpunkten sagt sie nichts aus. Wenn diese auch gesucht wird, kann die Kubisierung natürlich auch für einzelne Zeitpunkte nach Gl. (4) ausgeführt werden. Im letzten Abschnitt wird auf diesen Punkt noch einzugehen sein.

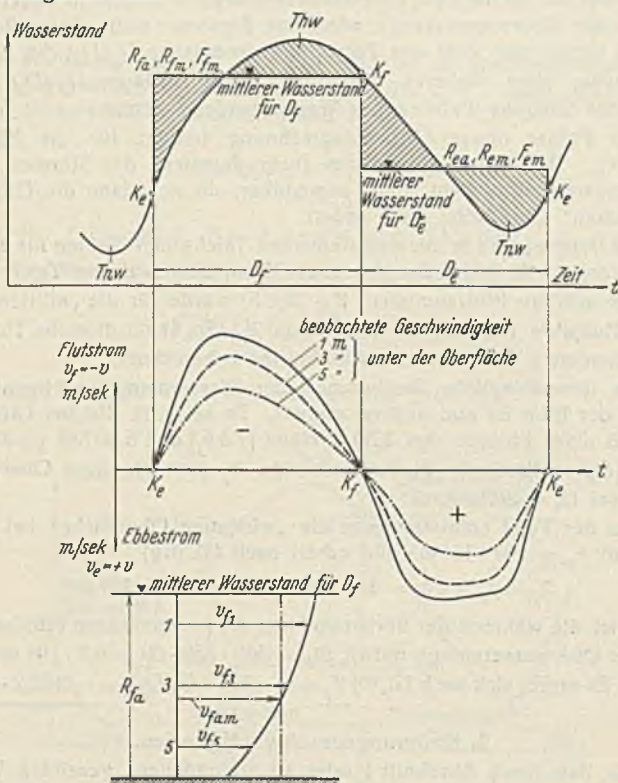


Abb. 7. Mittlere Wasserstände. Geschwindigkeitskurven.

3. Umrechnung beobachteter Geschwindigkeiten auf Mittelwerte.

Eingangs wurde schon erwähnt, daß kaum jemals eine Strömungsmessung im Tidegebiet bei mittleren Verhältnissen ausgeführt werden kann. Man beachte, daß folgende Größen bei den einzelnen Tiden veränderlich sind:

- die Wasserstände bei Tideniedrig- und -hochwasser,
- die Größe des Tidehubes,
- die Dauer der Flut und Ebbe,
- die Wassermenge, die bei Flut- und Ebbestrom durch einen Querschnitt strömt,
- die Form (der Verlauf) der Tidekurve zwischen den Scheitelpunkten,
- die zeitliche und Höhenlage der Kenterpunkte,
- die Lage des mittleren Wasserstandes bei Flut- oder Ebbestrom und damit die Größe und die Tiefen des Durchflußquerschnittes,
- die Oberwassermenge.

Da es praktisch so gut wie ausgeschlossen ist, daß alle Veränderlichen zugleich das Mittel langjähriger Zeiträume annehmen, wird eine Umrechnung von Beobachtungsergebnissen auf Mittelwerte immer erforderlich sein, zumal wenn man die Ergebnisse mit Messungen an anderen Stellen oder an der gleichen Stelle zu verschiedenen Zeiten (z. B. vor und nach einem Stromausbau) vergleichen will.

Das Umrechnungsverfahren hat alle Einflüsse zu erfassen, die für die Verschiedenheit einzelner Meßergebnisse wesentlich sind.

In der Regel werden Strömungsmessungen im Tidegebiet mindestens über die Dauer einer Flut- und Ebbestide (12,25 Std.) erstreckt. Mit Rücksicht auf die Möglichkeit einer Umrechnung auf Mittelwerte sollte man dabei jedoch immer kurz vor einem Kenterzeitpunkt beginnen und die Messung über drei aufeinanderfolgende Kenterpunkte ausdehnen, z. B. in Abb. 7 von K_e über K_f bis K_e .

Nach Gl. (8) beträgt die mittlere Flutströmungsgeschwindigkeit bei einer beliebigen Tide

$$v_{fm} = \frac{T_f}{F_{fm}} \cdot \frac{1}{D_f}$$

bei einer mittleren Tide

$$(9) \quad v_{fmM} = \frac{T_{fM}}{F_{fmM}} \cdot \frac{1}{D_{fM}}$$

Das Zeichen „M“ zeigt hier und im folgenden immer an, daß es sich um Werte bei „mittlerer Tide“ handelt.

Die Geschwindigkeiten verhalten sich also bei beiden Tiden wie

$$(10) \quad \frac{v_{fmM}}{v_{fm}} = \frac{D_f}{D_{fM}} \cdot \frac{F_{fm}}{F_{fmM}} \cdot \frac{T_{fM}}{T}$$

Wenn v_{fm} bekannt ist (aus Messungen), ergibt sich aus Gl. (10) die mittlere Flutgeschwindigkeit für eine „mittlere Tide“ mit Gl. (6) u. (6b) zu

$$(11) \quad v_{fmM} = v_{fm} \cdot \frac{D_f}{D_{fM}} \cdot \frac{F_{fm}}{F_{fmM}} \cdot \frac{Q_{0M} D_{fM} + \delta_{fM}}{Q_0 D_f + \delta_f}$$

Im allgemeinen wird aber nicht die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Querschnittes gemessen worden sein, sondern nur die Geschwindigkeit an einzelnen Stellen des Querschnittes, und zwar meist auch nicht gleichzeitig, sondern bei verschiedenen Tiden.

Damit erwächst noch die Aufgabe, Beziehungen zwischen der mittleren Geschwindigkeit im ganzen Querschnitt zu den Geschwindigkeiten an den einzelnen Stellen des Querschnittes zu finden.

Im tidefreien Oberlauf ändert bekanntlich der Stromstrich seine Lage im Querschnitt mit den Wasserständen. Ähnlich ist es im Tidegebiet. Bei höheren Tiden werden sich die Einzelgeschwindigkeiten über den Querschnitt anders verteilen als bei niedrigen, z. B. wird mit höherem Wasserstande die relative Zunahme der Geschwindigkeit an einer flachen Stelle des Querschnittes größer sein als an tieferen Stellen, oder: bei höheren Wasserständen ist die Geschwindigkeitsverteilung über den Querschnitt einheitlicher als bei niedrigeren, d. h. die flacheren Querschnittsstellen sind dann relativ leistungsfähiger. Es läßt sich schon aus Beobachtung feststellen, daß die Verteilung der Einzelgeschwindigkeiten in einem gewissen Zusammenhang mit den Tiefen steht. Allerdings sind die Verhältnisse in der Natur so verwickelt, daß man wahrscheinlich keine genaue Abhängigkeit zwischen Tiefe und Geschwindigkeit wird ableiten können, zumal noch weitere Einflüsse (Sohlenbeschaffenheit, Bettform, Gefälleunterschiede, Wirkung der Erdumdrehung) hinzukommen.

Man muß sich daher mit überschläglichen Werten begnügen. Unter Zugrundelegung der allgemeinen Abflußgleichung in der Form

$$(12) \quad v_i = \frac{1}{n_i} \cdot R_i^p \cdot J_i^q$$

(wobei im Tidegebiet $J = J_w + J_p$ ist, d. h. sich aus dem Reibungsgefälle J_w und dem Beschleunigungsgefälle J_p zusammensetzt) und unter der vereinfachenden Annahme

1. gleicher Größe des Abflußbeiwertes n über den ganzen Querschnitt und
2. gleicher Gefälle J an allen Punkten des Querschnittes

stehen z. B. die mittlere Flutgeschwindigkeit v_{fm} eines Querschnittes und die Geschwindigkeit v_{fa} an einem Punkte a bei einer beliebigen Tide im Verhältnis

$$(13) \quad \frac{v_{fm}}{v_{fa}} = \left(\frac{R_{fm}}{R_{fa}} \right)^p$$

Darin sind (Abb. 8)

$$R_{fa} = \text{Tiefe am Punkte } a \quad \left. \begin{array}{l} \text{bei dem mittleren} \\ \text{Flutwasserstande} \\ \text{der Tide.} \end{array} \right\}$$

$$R_{fm} = \frac{F_{fm}}{B_{fm}} = \text{mittlere Tiefe des Querschnittes } i$$

Der Exponent p kann nach Forchheimer etwa $= 0,7$ gesetzt werden. Er wird jedoch örtlich verschieden sein; z. B. ergab sich p aus Auswertung von Strömungsmessungen auf der Oste⁴⁾ zu $0,67$.



Abb. 8. Mittlere und Einzeltiefen im Querschnitt i .

Gl. (13) in Gl. (11) eingesetzt, ergibt schließlich die folgende Gleichung, mit der eine bei beliebiger Tide beobachtete mittlere Flutstromgeschwindigkeit am Punkte a des Querschnittes i (v_{fa}) auf die mittlere Größe bei „mittlerer Tide“ (v_{faM}) umgerechnet werden kann:

$$(14) \quad v_{faM} = v_{fa} \cdot \frac{R_{faM}}{R_{fa}} \cdot \frac{R_{fm}}{R_{fmM}} \cdot \frac{D_f}{D_{fM}} \cdot \frac{F_{fm}}{F_{fmM}} \cdot \frac{Q_{0M} D_{fM} + \delta_{fM}}{Q_0 D_f + \delta_f}$$

Für Ebbestrom tritt überall an die Stelle des „f“ ein „e“.

Auf der rechten Seite der Gl. (14) ist v_{fa} die beobachtete mittlere Flutstromgeschwindigkeit, und zwar die Geschwindigkeit im Mittel der Senkrechten, wie sie sich aus Strömungsmessungen in verschiedenen Tiefen ergibt (Abb. 7). Aus den Kurven der beobachteten Geschwindig-

⁴⁾ Schätzieler, Wassermengenbestimmungen im Tidegebiet. Ztrbl. d. Bauv. 1931, Heft 39.

keiten kann z. B. die mittlere Flutstromgeschwindigkeit in einer bestimmten Tiefe unter der Oberfläche ermittelt werden zu

$$(15) \quad v_{fm} = \frac{1}{D_f} \int_{t=0}^{D_f} v_f dt = \frac{S_f}{D_f}$$

Das Integral S_f stellt einen Weg dar, der zuerst von Schätzler⁵⁾ als „ideeller Flutweg“ (ebenso S_e als „ideeller Ebbeweg“) für anschauliche Strömungsvergleiche im Tidegebiet benutzt wurde.

Die einzelnen Faktoren in Gl. (14) stellen den Einfluß der Verschiedenheit folgender Größen dar:

Faktor I: der mittleren Wassertiefe des ganzen Querschnittes und der Wassertiefe an der Meßstelle, $p = rd, 0,7$ (Abb. 8),

Faktor II: der Flutstromdauer bei mittlerer Tide (D_{fM}) und bei der beobachteten Tide (D_f),

Faktor III: der Querschnittsgröße bei mittlerer Tide (F_{fMM}) und bei der beobachteten Tide (F_{fM}) (Abb. 7),

Faktor IV: des Oberwasserabflusses bei mittlerem Oberwasserstande (Q_{oM}) und bei dem Wasserstande zur Zeit der Messung (Q_o) (Abb. 1) und der Flutwassermenge δ_{fM} bei mittlerer Tide für den zur Meßstelle gehörenden Querschnitt und der Flutwassermenge δ_f bei der beobachteten Tide (Abb. 6), zu bestimmen nach Gl. (6).

Die Berechnung der einzelnen Faktoren ist nach vorstehendem ohne weiteres möglich. Sie erfordert keine erhebliche Rechenarbeit.

Damit ist die Aufgabe, beobachtete Strömungsgeschwindigkeiten im Tidefluß auf Mittelwerte umzurechnen, soweit gelöst, wie es für die meisten praktischen Zwecke durchaus genügen wird. Die zur Vereinfachung getroffenen Annahmen rechtfertigen sich schon durch die Unsicherheiten und Ungenauigkeiten, die den Strommessungen selbst anhaften und die bei Flüßmessungen von einem Fahrzeug aus — besonders im flachen Wasser — nie ganz zu vermeiden sind, dann aber auch durch das Bedürfnis, ein möglichst einfaches und übersichtliches Umrechnungsverfahren zu besitzen.

4. Prüfung des Umrechnungsverfahrens.

Zur Prüfung der Brauchbarkeit des Verfahrens sind im Sommer 1936 im Zusammenhang mit Strommessungen bei der Elbinsel Pagensand an einer Meßstelle bei Grauerort neun verschiedene Fluttiden und sieben verschiedene Ebbtiden beobachtet worden. In nachstehender Zusammenstellung sind die Beobachtungsergebnisse, die Faktoren der Gl. (14) und die durch die Umrechnung erhaltenen mittleren Geschwindigkeiten eingetragen. Die — nur mit dem Rechenschieber gewonnenen — Ergebnisse dürfen als befriedigend angesehen werden.

Die beobachteten Geschwindigkeiten schwanken bei Flutstrom um 31%, bei Ebbstrom um 18,4%, die umgerechneten Werte dagegen bei Flutstrom um 4,5%, bei Ebbstrom um 1,5%.

Zusammenstellung
von Strömungsmessungen auf der Elbe bei Grauerort, km 660,6.
Beobachtete und auf eine „mittlere Tide“ [nach Gl. (14)]
umgerechnete mittlere Strömungsgeschwindigkeiten.

Tag der Messung	Tidehub *)	Beobachtete mittlere Geschwindigkeit *)	Faktor				Auf „mittlere Tide“ umgerechnete Geschwindigkeit
			I	II	III	IV	
Flutstrom							
25. 8.	238	67,9	0,999	1,030	1,021	0,968	69
27. 8.	208	57,8	1,004	1,060	0,953	1,118	66
28. 8.	227	60,4	0,996	1,120	0,960	1,020	66
30. 8.	281	75,1	0,996	1,060	1,021	0,810	66
25. 9.	232	66,4	1,000	1,069	0,979	0,956	66
26. 9.	213	58,3	1,000	1,129	1,000	1,040	68
27. 9.	226	65,0	1,000	1,104	0,979	0,988	69
29. 9.	283	75,5	1,000	1,060	1,008	0,815	66
30. 9.	282	75,7	0,996	1,038	1,028	0,815	66
							Mittel 66,9
Ebbstrom							
27. 8.	213	64,5	1,004	0,975	0,950	1,104	66
14. 9.	260	73,7	1,002	0,951	0,951	0,981	66
25. 9.	209	63,1	1,001	0,944	0,966	1,140	66
26. 9.	236	66,6	0,999	1,042	0,982	0,990	67
27. 9.	231	66,7	1,000	0,988	0,975	1,048	67
29. 9.	276	72,4	1,000	1,000	0,985	0,930	66
30. 9.	287	74,7	1,000	1,011	1,000	0,885	67
							Mittel 66,5

*) Die kleinsten Werte sind fein, die größten fett unterstrichen.

5) Schätzler, Strömungsmessungen im Mündungsgebiet der Elbe. Bautechn. 1931, Heft 32.

Bei „mittlerer Tide“ (Mittel der Abflußjahre 1931/1935) beträgt an dieser Meßstelle der Tidehub 246 cm. Ferner sind bei

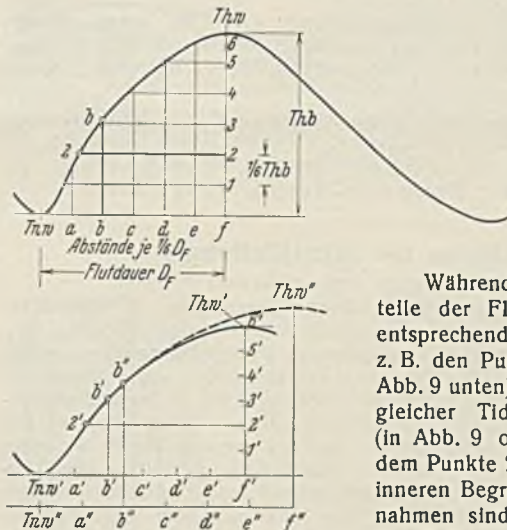
	Flutstrom	Ebbstrom
die mittlere Tiefe an der Meßstelle	$R_{f(e)aM} = 10,8$ m	9,8 m
die mittlere Tiefe im Meßquerschnitt	$R_{f(e)mM} = 8,76$ m	8,14 m
die mittlere Stromdauer	$D_{f(e)M} = 5,30$ Std.	6,55 Std.
die mittlere Querschnittsgröße	$F_{f(e)mM} = 12\ 825$ m ²	11 420 m ²
die Gesamtdurchflußmenge	$T_{f(e)M} = Q_{oM} D_{f(e)M} + \delta_{f(e)M} = -158,8 \cdot 10^6$ m ³ + $183,4 \cdot 10^6$ m ³ .	
Die mittlere Oberwassermenge beträgt	$Q_{oM} = 550$ m ³ /sek.	

Die Zusammenstellung gibt auch einen Überblick über die Bedeutung der einzelnen Faktoren. Der Einfluß der Wassermengen (Faktor IV) ist in diesem Falle am größten, während die wechselnden Wassertiefen (Faktor I) keine wesentliche Wirkung haben. Jedoch kann das Gewicht der einzelnen Faktoren an anderen, z. B. flacheren Stellen auch anders sein.

Man sieht, daß mit wachsendem Tidehub im großen und ganzen auch die Geschwindigkeiten wachsen, allerdings nicht geradlinig. Die Zunahme der Geschwindigkeit ist aber verhältnismäßig kleiner als die Vergrößerung des Tidehubes. Aus den vorliegenden Messungen ergibt sich bei einer Zunahme des Tidehubes um 36% ein Wachsen der Flutstromgeschwindigkeiten um 31%, der Ebbstromgeschwindigkeiten um 18%. Es bedarf aber nach dem Vorhergehenden keiner weiteren Erklärung, daß eine Umrechnung lediglich über das Verhältnis der Tidehöhe nicht zum Ziele führt. Für Strommessungen im Küstengebiet der Nordsee hat bereits Lüders¹⁾ auf die Unzulässigkeit solcher Rechnungen hingewiesen.

5. Nachsatz.

Man könnte es für einen Nachteil ansehen, daß das vorstehend beschriebene Verfahren nur Mittelwerte für die ganze Flut- oder Ebbstromdauer liefert. Es ließen sich — von Gl. (4) ausgehend — zwar auch die Einzelgeschwindigkeiten während des Flut- oder Ebbstromes berechnen



oder aus Beobachtungen auf eine „mittlere Tide“ umrechnen, doch soll hier davon abgesehen werden, da wegen der Verschiedenheit aller Tiden die Zuordnung einander entsprechender Punkte auf erhebliche Schwierigkeiten stößt.

Während Lüders¹⁾ gleiche Zeitteile der Flut- oder Ebbdauer als entsprechend ansieht (in Abb. 9 oben z. B. den Punkt b dem Punkte b' in Abb. 9 unten), ordnet Krey⁵⁾ Punkte gleicher Tidehubteile einander zu (in Abb. 9 oben z. B. den Punkt 2 dem Punkte 2' in Abb. 9 unten). Die inneren Begründungen für beide Annahmen sind nicht ganz klar, denn die Zeit- oder Tidehubteile ergeben sich ja erst, nachdem das Tidehochwasser eingetreten ist. Es könnten also bei anfänglich völlig gleichem Verlauf der Tidekurven —

wie es oft in der Natur vorkommt — je nach dem späteren Verlauf der Tidekurven zwei verschiedene Punkte desselben Kurvenstückes (in Abb. 9 unten b' und b'') einander entsprechen, was offenbar unrichtig ist.

Die Annahmen von Krey und Lüders würden miteinander im Einklang stehen, wenn alle überhaupt vorkommenden Tidekurven einer Meßstelle bei linearer Zeit- und Höhenverzerrung stets die gleiche Tidekurvenform ergeben würden. Auf der Elbe ist aber auch selbst bei gleichem Tidehub und fast gleicher Höhenlage der Tidekurven der Verlauf der Tidekurven am gleichen Orte oft recht verschieden. Z. B. wichen 12 gleich hohe Fluttiden der Elbe bei Grauerort in ihrem Verlauf stellenweise bis 33 cm voneinander ab.

Da somit die Festsetzung einander entsprechender Einzelpunkte verschiedener Tidekurven am gleichen Orte immer mehr oder weniger willkürlich sein würde, ist die Umrechnung nur für die Mittelwerte der ganzen Flut- oder Ebbstromdauer vorgenommen worden.

5) H. Krey, Die Flutwelle in Flußmündungen und Meeresbuchten. Heft 3 der Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Berlin 1926.

Vermischtes.

Die 40. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) findet am 3., 4. und 5. März 1937 im Großen Festsaal bei Kroll, Berlin (Eingang Große Querallee), statt.

In der Versammlung für Mitglieder und Gäste werden am 3. März 1937, ab 14 Uhr folgende Vorträge gehalten: Reg.-Baumstr. a. D. E. Bornemann, Berlin: „Aus der Tätigkeit des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1936“; Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. Bacher, Berlin: „Ausbildung zum technischen Beruf“; Dr. jur. Birkenholz, Berlin: „Arbeitslager beim Bau der Reichsautobahnen“; Reglerungs- und Baurat Hampe, Elbstrombauverwaltung, Magdeburg: „Das Betonieren der Doppelschleuse Allerbüttel“.

Ferner sind am 4. März, ab 9¹⁵ Uhr, mit einer Pause nach dem dritten Vortrage von 12³⁰ bis 14³⁰ Uhr folgende Vorträge vorgesehen: Direktor Dr.-Ing. Kiehne, Kiel: „Französische Eisenbetonbrücken“; Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. K. Schaechterle, Berlin: „Die Gestaltung der Eisenbetonbrücken und Bauwerke der Reichsautobahnen“; Reichsbahn-Obererrat Staudinger, Oberste Bauleitung für Kraftfahrbahnen, Nürnberg: „Die Verwendung von Natursteinen bei den Brücken der Reichsautobahnen“; Direktor Dr.-Ing. Enzweiler, Berlin: „Bauverfahren in den Vereinigten Staaten“; Prof. Dr.-Ing. G. Garbotz VDI, Berlin: „Reiseeindrücke vom amerikanischen Straßen- und Erdbau“; Prof. O. Graf, Stuttgart: „Reiseeindrücke zu materialtechnischen Fragen des Betonbaues, insbesondere des Betonstraßenbaues“.

Am 5. März, ab 10 Uhr: Dr.-Ing. K. Lenk, Frankfurt a. M.: „Herstellung und Anwendung von Spannbeton“; Oberregierungs- und baurat B. Wedler, Berlin: „Neue Brandversuche mit Eisenbetonteilen und Steineisendecken“; Hofrat Prof. Dr.-Ing. R. Saliger VDI, Wien: „Der elastische und plastische Bereich im Eisenbeton“; Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Carp, Essen: „Über Bergschäden und ihre Vermeidung“.

Baumessetagung in Leipzig. Während der Baumesse (28. Februar bis 8. März 1937) findet in Leipzig, Vortragssaal der Halle 19, eine Baumessetagung statt, die von der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen gemeinsam mit dem Leipziger Meßamt veranstaltet wird. Vorsitz: Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. chr. Hertwig. Folgende Veranstaltungen sind vorgesehen:

Montag, den 1. März, Hochbautagung: 10³⁵ Uhr, Standortfragen der Industrie in Verbindung mit ihren Siedlungen, Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Jobst Siedler, Berlin; 11²⁰ Uhr, Werkstattbauten, Vortrag von Direktor b. d. Reichsbahn I. R. Franz Schenck;

Dienstag, den 2. März, Straßenbautagung: 10³⁰ Uhr, Pflasterstraßen, Vortrag von Stadtbaurat Dr.-Ing. Trauer; 11¹⁵ Uhr, Neues Bauen bei der Reichsautobahn, Vortrag von Reichsbahnoberrat Kratz, OBK Halle;

Mittwoch, den 3. März: Baumesse-Besichtigungsfahrt.

Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Neuere Gesichtspunkte für Flußkanalisierungen. In diesem in Bautechn. 1937, Heft 1, S. 4 ff., erschienenen Aufsatz wird auf S. 6, l. Sp., Zin. 6 ff. v. o., die auch in Abb. 10 dargestellte nachgiebige zyklonenartige Pflasterung, deren Fugen sorgfältig mit Zementmörtel oder besser mit Gußasphalt gedichtet werden sollen, für durchfeuchtete, in der Setzung begriffene Dämme empfohlen. Die Dichtung eines solchen Pflasters mit Zementmörtel ist nicht durchführbar, und es werden damit einander widersprechende Forderungen an die Pflasterung gestellt. Die Verbindung des Steinpflasters mit Zementmörtel macht dieses zunächst unnachgiebig, und später wird es bei fortschreitender Setzung des Dammes durch Aufbrechen von Fugen undicht. Wahrscheinlich wird ein solches Pflaster schon kurz nach der Herstellung nicht dicht sein, weil es nicht auf einer starren Unterlage liegt. Oft verbindet sich der Mörtel auch nicht mit dem Stein, wenn es sich nicht um raue Bruchsteine, sondern um Flindlinge und Feldsteine handelt.

Bei einer Verbindung des Pflasters durch Zementmörtel zu größeren Flächen besteht die Gefahr, daß sich unter dem Pflaster Ausspülungen und Hohlräume bilden, deren Ausmaße nicht rechtzeitig erkannt werden können und die vor dem Zusammenbruch des Pflasters über dem Hohlraum schon zu erheblichen Gefahren für den Damm geworden sein können.

Auch bei einem Verguß mit Gußasphalt muß das Fugenmaterial sehr elastisch sein, um beide Forderungen der Nachgiebigkeit und der Dichtigkeit auf die Dauer erfüllen zu können.

Die in Abb. 10 auf S. 6 angedeutete Lehmichtung, die auch als Bitumendichtung durchgeführt werden könnte, erscheint mir, wenn es wirklich darauf ankommt, einen Damm zu dichten, als das richtige Mittel für diesen Zweck. Die Pflasterung des Dammes muß in einem Falle, wie dem hier vorliegenden, m. E. von der Dichtung getrennt behandelt werden.

Dr.-Ing. H. Zippel, Hamburg.

Erwiderung.

Im allgemeinen liefert der in Flußgebieten anfallende lehmreiche Kiessand einen vorzüglichen Auffüllboden, der, in dünnen Lagen geschüttet und gut abgewalzt, einen dichten, geringen Setzungen unterworfenen Stau-

damm gewährleistet. Seine vollkommene Wasserdichtheit erreicht er jedoch erst, wenn er sich im Laufe der Zeit in seiner Gesamtheit vollständig verdichtet und gesetzt hat. In diesem Falle soll, in den ersten Jahren seines Bestehens, der Uferschutz das Druckwasser möglichst zurückhalten. Daher ist ein mit Zementbrei oder besser mit Weichasphalt ausgegossenes Steinpflaster, das teppichartig den geringen Setzungen des Dammes folgen kann, durchaus angebracht. Am Neckarkanal wurden kilometerlange Staudämme ohne Lehmichtung ausgeführt, die einen Uferschutz aus Betonplatten erhielten. Doch möchte ich dringend raten, Bodenuntersuchungen durchzuführen und die Aufwendungen für Studienreisen zu ausgeführten Staudämmen nicht zu scheuen. Man wird an Ort und Stelle manches erfahren, das im Schrifttum nicht zu finden ist.

A. Schäfer.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Eiserne Spundbohle Z-förmigen Querschnitts. (Kl. 84c, Nr. 611277 vom 16. 12. 1930 von Dipl.-Ing. Kurt Willner in Verden, Aller.) Um bei solchen Bohlen beim Rammen eine Führung des vorderen Flansches zu erhalten und Verbiegungen oder Abweichungen von der Soll-Linie zu vermeiden, wird der in der Richtung des Rammfortschritts „Wulst voran“ liegende Flansch *a*, der den Wulst trägt, im Verhältnis zum Flansch *b* erheblich schmaler gehalten.



Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung: Versetzt: die Reichsbahnräte Blasig bei der Hauptverwaltung als Vorstand zum Betriebsamt Hersfeld, Dannenberg, Vorstand des Neubauamts Duisburg, als Vorstand zum Betriebsamt Kassel 2, Haslauer bei der Oberbetriebsleitung Süd als Vorstand zum Betriebsamt Halle (Saale) 2, Baumgärtel beim Betriebsamt Leipzig 2 zur RBD Halle (Saale), Eissenhauer, Vorstand des Betriebsamts Allenstein 1, als Vorstand zum Betriebsamt Dresden 2, Endler, Vorstand des Neubauamts Zwickau (Sachsen), als Vorstand zum Betriebsamt Döbeln, Dr.-Ing. Schmerber bei der RBD München als Vorstand zum Betriebsamt Bad Münster am Stein in Bad Kreuznach, Dr.-Ing. Landwehr bei der RBD Erfurt als Dezernent zur RBD Mainz, Heß bei der RBD Wuppertal als Dezernent zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Bachner bei der RBD Regensburg als Dezernent zur RBD Halle (Saale), Falck beim Neubauamt Zwickau (Sachsen) zur RBD Erfurt und Conradl bei der RBD Mainz zur RBD Königsberg (Pr.); die Reichsbahnassessoren Lemmerhold bei der RBD Hannover zur Hauptverwaltung, Oppermann beim Betriebsamt Kassel 2 zur RBD Hannover, Baus bei der RBD Ludwigshafen (Rhein) zur RBD Regensburg, Völker beim Betriebsamt Köln als Vorstand zum Neubauamt Wesermünde, Meinecke beim Betriebsamt Halle (Saale) 2 zum Betriebsamt Wittenberg, Bernhard Mayer beim Neubauamt Karlsruhe zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in München, Karl Forster bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in München als Vorstand der Bauabteilung (OBK) Traunstein, Erich Martin bei der RBD Dresden zum Betriebsamt Döbeln, Meißner beim Betriebsamt Döbeln zum Neubauamt Zwickau (Sachsen).

Bayern. Der Führer und Reichskanzler hat den Regierungsbaussessor beim Straßen- und Flußbauamt Welden Dr.-Ing. Heinrich Fuchs zum Regierungsbaurat im bayerischen Landesdienst ernannt.

Der Führer und Reichskanzler hat den Regierungsbaumeister am Kulturbauamt München Franz Fischer zum Regierungsbaurat I. Kl. ernannt.

Mit Wirkung vom 1. Januar 1937 werden in gleicher Diensteseigenschaft in etatmäßiger Weise berufen der Bauamtsdirektor am Kulturbauamt Kaiserslautern Leopold Saller an das Kulturbauamt München, der Bauamtsdirektor am Kulturbauamt Aschaffenburg Oskar Hoffmann an das Kulturbauamt Kaiserslautern, der Regierungsbaurat I. Kl. am Kulturbauamt Schweinfurt Karl Feldner an das Kulturbauamt Aschaffenburg, der Regierungsbaurat I. Kl. am Kulturbauamt Weilheim Dominikus Trommer an das Kulturbauamt Ansbach, der Regierungsbaurat I. Kl. am Kulturbauamt Nürnberg Hans Ruhwandl an das Kulturbauamt Weilheim, der Regierungsbaurat am Kulturbauamt Aschaffenburg Alfred Gaiser an das Kulturbauamt Schweinfurt.

Mit Wirkung vom 1. Januar 1937 wird der Regierungsbaurat am Straßen- und Flußbauamt Schweinfurt Konrad Hackel in gleicher Diensteseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt München berufen und dem Staatsministerium des Innern zur Dienstleistung zugeteilt.

Mit Wirkung vom 1. Februar 1937 wird der Regierungsbaurat im Flurbereinigungsamt Neuburg a. d. D. Ludwig Rauchegger in gleicher Diensteseigenschaft an das Flurbereinigungsamt Bamberg in etatmäßiger Weise berufen.

INHALT: Die Reichsautobahnbrücke über den Main bei Frankfurt. — Umrechnung von Strömungsgeschwindigkeiten in Tideflüssen auf Mittelwerte. — Vermischtes: Die 40. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Baumessetagung in Leipzig. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedensau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.