# DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang BERLIN, 8. September 1939 Heft 38


Alle Rechte vorbehalten.

## Wirklichkeitsgetreue Erfassung des Kräftespiels in räumlichen Tragwerken.[1]

Von Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Karl Schaechterle, Berlin.

### I.

Der Bau der Reichsautobahnen hat den Ingenieuren große und verantwortungsvolle Aufgaben gestellt. Insbesondere hat der Brückenbau einen starken Auftrieb erfahren. Neben vielen Durchlässen, Über- und Unterführungsbauwerken sind bemerkenswerte Großbauwerke für Fluß- und Talübergänge gebaut worden.

Neue Erkenntnisse der wissenschaftlichen Forschung und in der Baupraxis gesammelte Erfahrungen sind ausgewertet und für das Bauen nutzbar gemacht worden. Auch auf dem Sondergebiete der Berechnung und Bemessung der Straßen- und Autobahnbrücken sind einige Fortschritte zu verzeichnen.

Brücken sind räumliche Tragwerke. In den amtlichen Vorschriften über Belastungs- und Berechnungsgrundlagen (DIN 1072, 1073, 1074, 1075, 1045, . . .) werden Annahmen gemacht, um die Rechnung zu vereinfachen. So werden beispielsweise die räumlichen Tragwerke in Einzelbauteile — Hauptträger, Querträger, Verbände und Fahrbahnteile — zergliedert und als ebene Gebilde berechnet. Der Zusammenhang der einzelnen Teile und das statische Zusammenwirken im räumlichen Tragwerk wird in der Praxis meist vernachlässigt oder nur näherungsweise untersucht.

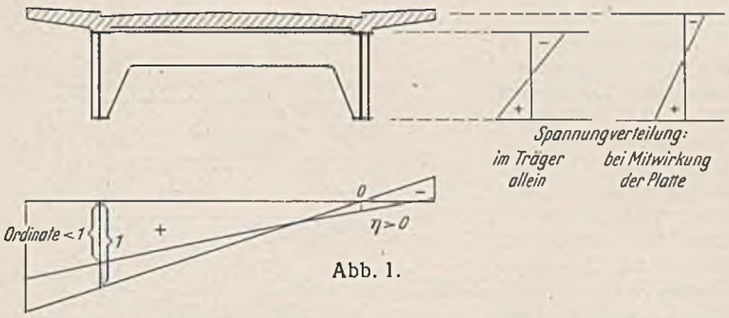



Abb. 1.

Man denke an die Wirkung von lastverteilenden Querträgern, den Einfluß der Längsträger und der Fahrbahntafel auf das Haupttragwerk, das Verhalten von Gewölben mit Aufbau u. a. m. Die Ansicht, daß man mit den die Rechnung vereinfachenden Annahmen auf der günstigen Seite liegt und eine ausreichende Sicherheitsreserve verbleibt, ist nicht allgemein zutreffend. Die Abweichungen der tatsächlich auftretenden Spannungen von den in der üblichen statischen Berechnung nachgewiesenen Spannungen können u. U. so groß sein, daß sie auch durch den Sicherheitsfaktor nicht mehr gedeckt werden. Wohl sind die tatsächlichen Beanspruchungen meistens günstiger, jedoch an manchen Stellen u. U. erheblich größer als die Rechnung ergibt.

Allgemein ist zu sagen, daß durch die Berücksichtigung der Zusammenhänge und die wirklichkeitsgetreue Erfassung des Kräftespiels in räumlichen Tragwerken die Sicherheit erhöht wird. Außerdem können Baustoffersparnisse erzielt werden, namentlich bei Konstruktionen, die ein monolithisches Ganzes bilden und wenn schwere Einzellasten von ausschlaggebendem Einfluß sind.

Beim steifen Zusammenhang treten bei Überlastung eines Bauteils Verformungen und Kräfteverschiebungen nach weniger beanspruchten Nachbarteilen ein, wodurch diese zur Lastaufnahme und Übertragung herangezogen werden (Selbsthilfe). Die Berücksichtigung der Lastverteilung und des Einflusses der Verformungen auf die Spannungen ist besonders wichtig bei Systemen mit großen Verformungen und wenn das Eigengewicht gegenüber der Nutzlast klein ist (Leichtfahrbahnen).

Die genaue analytische Berechnung der räumlichen Tragwerke auf Grund der Elastizitätstheorie ist schwierig, umständlich und zeitraubend. Mathematische Lösungen sind nur in einfach gelagerten Fällen möglich. Man ist deshalb zu Modellversuchen übergegangen und hat mechanostatische Modellverfahren entwickelt, die ohne großen Aufwand zuverlässige und praktisch verwertbare Ergebnisse liefern und das statische Verhalten von verwickelten, vielfach statisch unbestimmten Tragwerken unter den verschiedenen Belastungen wirklichkeitsgetreu wiedergeben.

Endgültig kann man das wirkliche Verhalten durch Messungen an ausgeführten Bauwerken erkunden, wie das in vorbildlicher Weise in der Schweiz durch Roš[2]), Bühler, . . . und bei der Deutschen Reichsbahn durch Schaper, Krabbe, . . . geschehen ist. Man gewinnt dadurch einen Einblick in das Verhalten des Tragwerks als Ganzes. Aus dem Vergleich der Messungs- und der Rechnungsergebnisse ist zu erkennen, ob die Annahmen des Rechnungsverfahrens zulässig sind, ob und inwieweit die Voraussage der Wirklichkeit entspricht. Die Nachprüfungen an Bauwerken dienen vor allem zur Beurteilung des Sicherheitsgrades, der tatsächlich vorhanden ist.

Die Aufgabe soll zunächst an einigen einfachen Beispielen erläutert werden.

Abb. 1 zeigt den Querschnitt einer Brücke, bei der die Fahrbahntafel (Eisenbeton) auf zwei Hauptträgern aufliegt, die durch einen steifen Querrahmen verbunden sind. Unter der Annahme gelenkig angeschlossener Querträger ist die Einflußlinie der Querverteilung eine Gerade mit den Ordinaten 1 und 0 unter den Hauptträgern. Die übliche Annahme, daß jeder Hauptträger den aus der frei aufliegenden Platte sich ergebenden Lastanteil erhält, entspricht nicht der Wirklichkeit. Durch den steifen Querrahmen wird bei der Belastung $P$ in $m$ der andere Hauptträger mitgenommen und der mit $P$ belastete Hauptträger entlastet (Abb. 2).

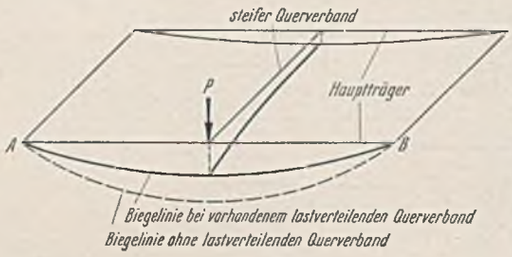



Abb. 2.

Ähnliche Verhältnisse liegen beim Rippenplattenquerschnitt mit Querausteifungen (Abb. 3) vor, wobei sich außerdem in der quergespannten Fahrbahnplatte günstigere Momente im Mittelfelde ergeben. Das Zusammenwirken von Platte und Rippe wird bei Eisenbetonkonstruktionen stets ausgenutzt.

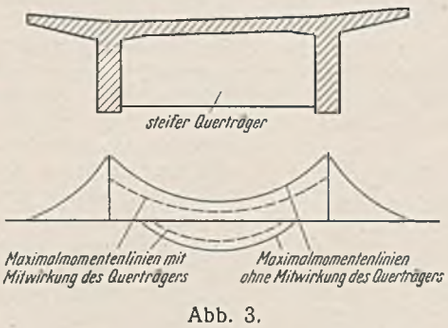



Abb. 3.

Bei den breiten Autobahnbrücken mit zwei Richtungsfahrbahnen kommen Überbauten mit mehr als zwei Hauptträgern, die durch lastverteilende Querträger verbunden sind, häufig vor. Die Abweichungen zwischen der üblichen Berechnung und dem tatsächlichen Verhalten als Trägerrost sind hierbei besonders groß. Unter der Annahme gelenkig gelagerter Querträger erhält man Einflußlinien der Querverteilung mit der Ordinate 1 unter dem betrachteten Hauptträger und 0 unter den benachbarten Hauptträgern. Die der Wirklichkeit entsprechende Einflußlinie der Querverteilung im Trägerrost mit lastverteilenden Querträgern ist dadurch gekennzeichnet, daß die Summe aller Ordinaten unter den Hauptträgern im allgemeinen (symmetrische Trägerroste) gleich 1 ist (Abb. 4 u. 5).

Für Reichsautobahnbrücken sind in Ergänzung von DIN 1072 folgende Belastungsvorschriften herausgegeben worden:

„Bei der Berechnung der Hauptträger von Autobahnbrücken ist die Brücke zwischen den Geländern mit den Regellasten der Brückenklasse I nach DIN 1072 (eine Dampfwalze mit 24 t Gesamtgewicht und zwei Lastkraftwagen mit je 12 t Gesamtgewicht nebeneinander umgeben von Menschengedränge) in jeweils ungünstigster Stellung zu belasten.

[1]) Vortrag auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Wien 1939.

[2]) Roš, Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbetonbauwerken in der Schweiz. Bericht 99 der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe.

Mit diesen Regellasten sind die beiden Richtungsfahrbahnen einschließlich Schutzstreifen zu belasten, wobei in Übereinstimmung mit DIN 1072 die Grundfläche der Fahrzeuge nicht über die Schrammkante hinauszurücken ist. Menschenbelastung auf den seitlichen Gehwegen sowie auf dem zwischen erhöhten Schrammborden liegenden Teil des Mittelstreifens, die nicht von Fahrzeugen benutzt werden, ist ohne Stoßzahl in Rechnung zu stellen. Dagegen ist das Menschengedränge auf der Fahrbahn als Ersatzlast für rollende Lasten zu betrachten und daher mit der Stoßzahl einzuführen.

Wenn sich bei Brücken mit zwei Hauptträgern der Belastungsanteil eines Hauptträgers über beide Fahrbahnen erstreckt, so sind beide Fahrbahnen mit den Einzellasten in ungünstiger Stellung zu belasten.

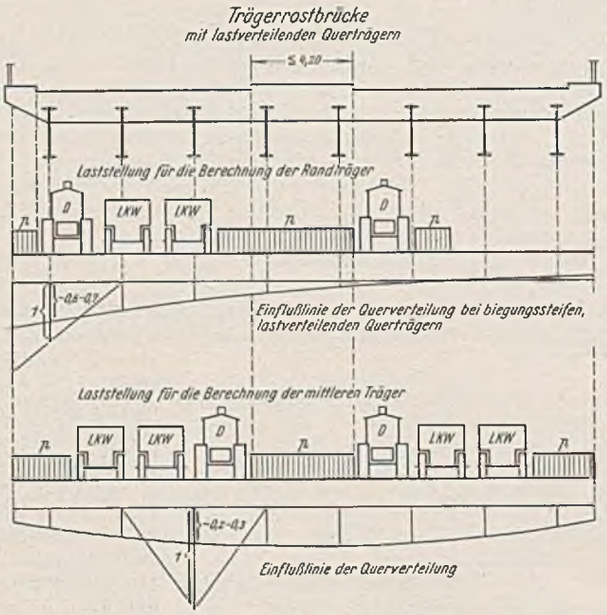



Abb. 4.

Abb. 5.

Werden mehr als zwei Hauptträger durch biegungssteife Querträger verbunden (Trägerrost), so ist die lastverteilende Wirkung auf die Hauptträger zu berücksichtigen und die dadurch entstehende Querträgerbeanspruchung nachzuweisen. Erstreckt sich der Belastungsanteil eines Hauptträgers über beide Fahrbahnen, so sind ebenfalls beide Fahrbahnen mit den Einzellasten in ungünstigster Stellung zu belasten.

Für Brücken mit mehr Hauptträgern (Trägerrostbrücken) sind Beispiele für die Laststellungen in Abb. 4 u. 5 angegeben.

Bei der Berechnung der Fahrbahnteile sind auch über dem Mittelstreifen Einzellasten (Radlasten) anzunehmen."

Um die großen Vorteile der Trägerroste für den Autobahnbrückenbau auszunutzen, wird heute eine wirklichkeitsgetreue Berechnung gefordert. Die Aufgabe darf theoretisch als gelöst bezeichnet werden. Für die praktische Anwendung sind die theoretischen Lösungen bisher ziemlich bedeutungslos geblieben, weil sie zu hohe Anforderungen stellen und zu großen Rechnungsaufwand erfordern. Demgegenüber führt bei hochgradig statisch unbestimmten Trägerrosten der Modellversuch verhältnismäßig rasch zum Ziel.

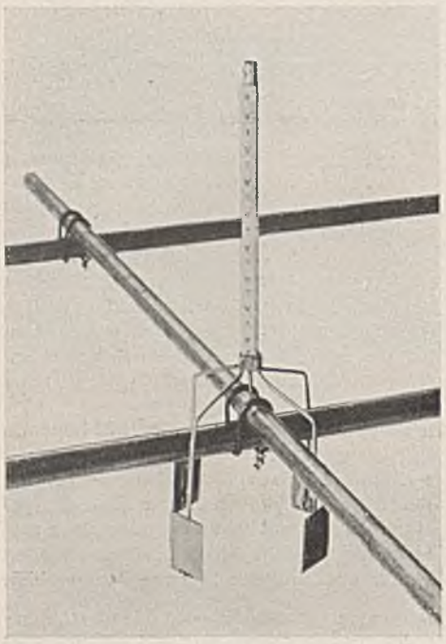


Abb. 7.

## II.

Eine vereinfachte Berechnung von zweiseitig gelagerten Trägerrosten hat Reg.-Baumeister Dr.-Ing. F. Leonhardt[3]) veröffentlicht. Dipl.-Ing. Graßl, Hamburg, hat durch Untersuchungen an Rostmodellen für Reichsautobahnbrücken wertvolle Beiträge geliefert, das Verfahren weiterentwickelt und wissenschaftlich unterbaut.

Abb. 6 zeigt ein an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart von Prof. O. Graf und Dipl.-Ing. Kauffmann hergestelltes Modell eines Trägerrostes auf dem Meßtisch[4]). Die Haupt- und Querträger bestehen aus Rundstäben, die an den Kreuzungspunkten mit Bindedrahtschlaufen verbunden sind. Die Durchbiegungen des mit einem Gewicht belasteten Rostmodells werden mit Präzisions-Nivellierinstrumenten an Reitermaßstäben abgelesen, die mit einer Stahlnadel auf der Meßstelle aufsitzen (Abb. 7).

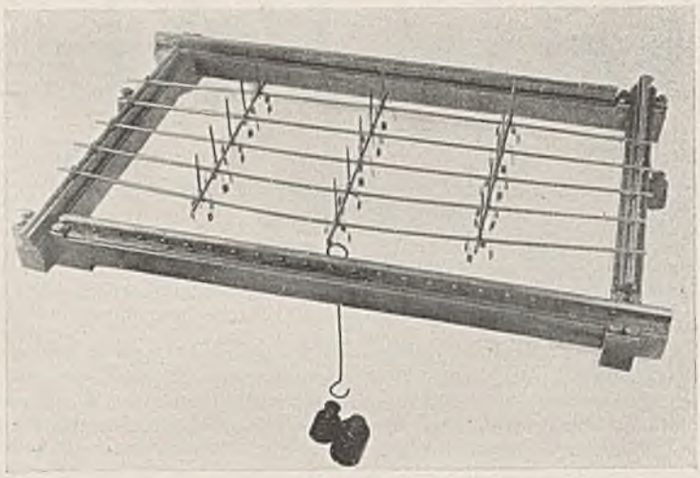
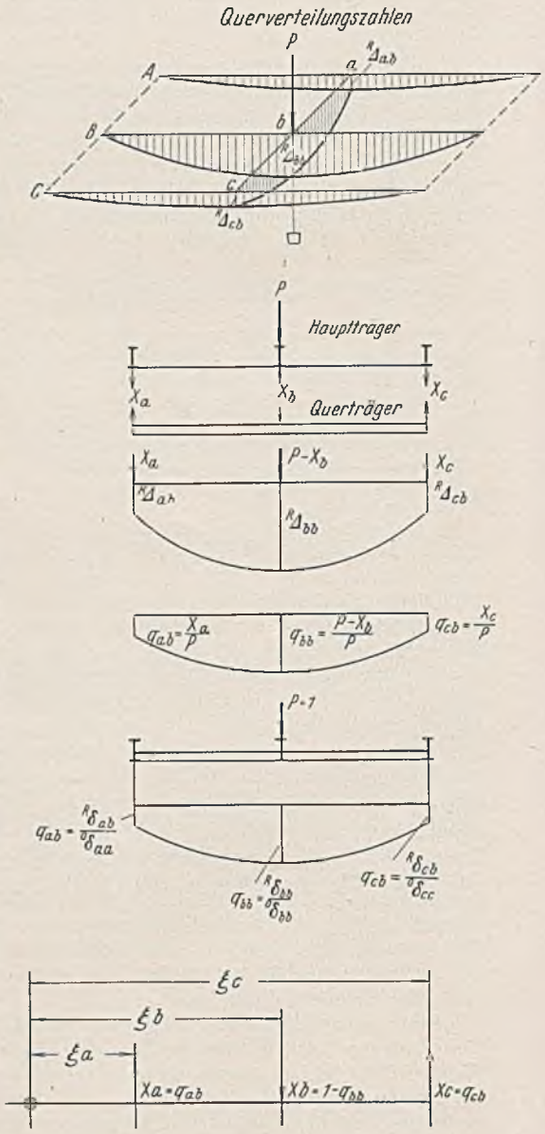


Abb. 6.

[3]) Bautechn. 1938, Heft 40/41; als erweiterter Sonderdruck im Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

[4]) F. Kauffmann, Modellversuche mit lastverteilenden Querträgern. Stahlbau 1938, Heft 19, S. 145.



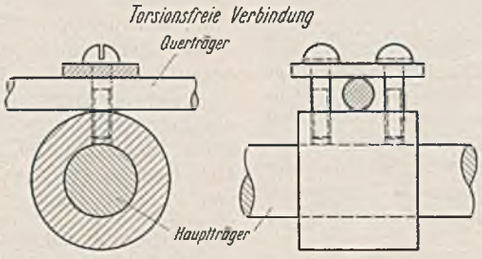




Abb. 8.

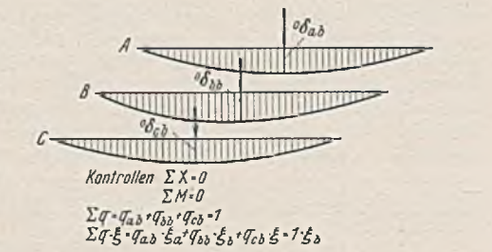



Abb. 9.

Die Genauigkeit der Meßergebnisse wurde von Leonhardt zunächst an Modellen nachgeprüft, die den von Ostenfeld gerechneten Beispielen[5]) entsprachen. Die gemessenen Werte stimmten mit den gerechneten fast genau überein, die größten Abweichungen blieben unter 2%. Da bei Trägerrosten mit mehreren lastverteilenden Querträgern die Knotenverbindung die Genauigkeit der Ergebnisse beeinflußt, hat Dipl.-Ing. Graßl eine verbesserte torsionsfreie Verbindung (Abb. 8) geschaffen.

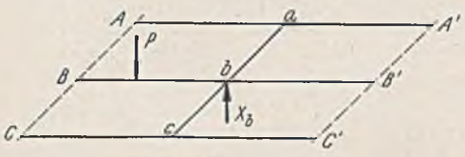
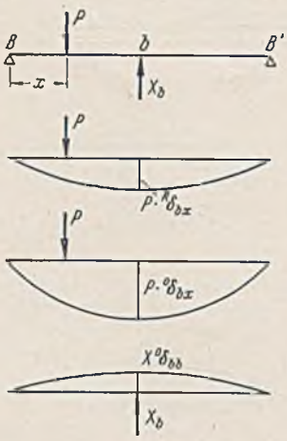



Abb. 10.



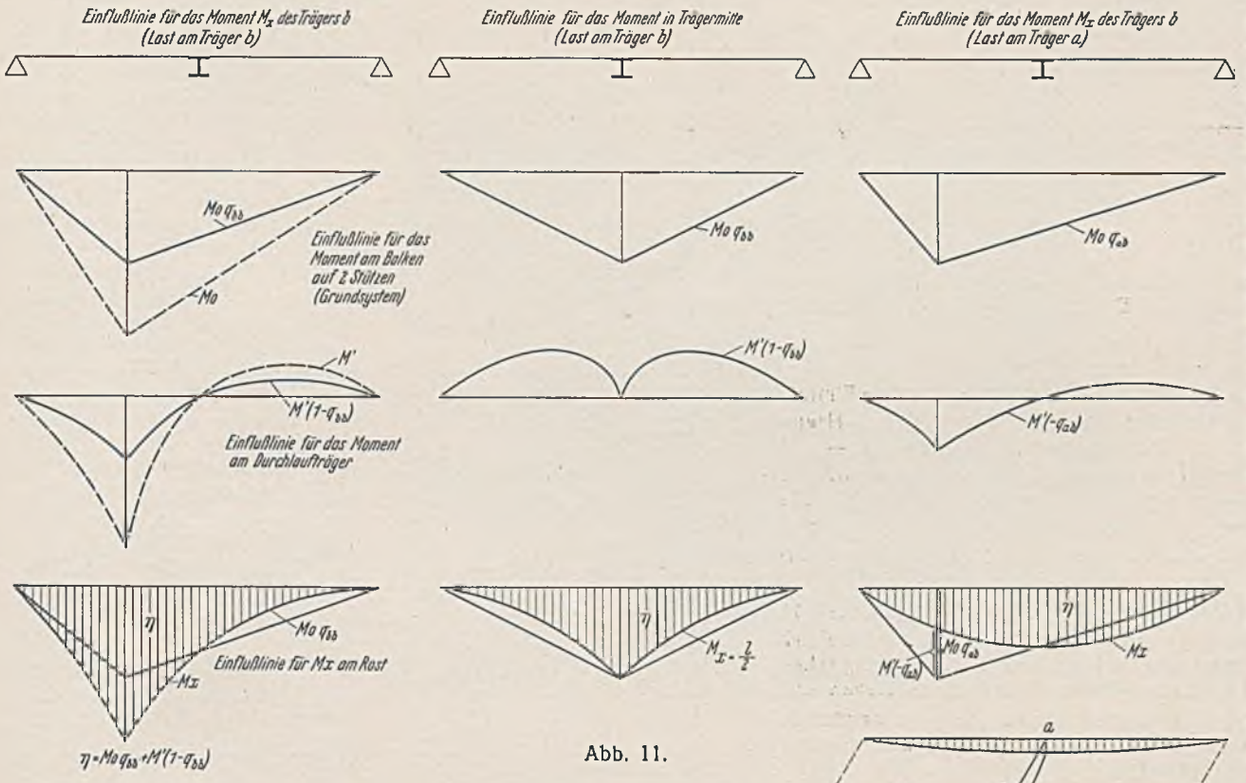




Abb. 11.

Am Modell werden für jeden Belastungsfall zwei Laststufen vermessen, eine Vorlast, die die Stäbe zum genauen Anliegen bringt, und anschließend eine Hauptlast. Die vermessenen Biegelinien des an einem beliebigen Knotenpunkt belasteten Trägerrostes liefern die Einflußflächen für die Durchbiegungen der Lastangriffsstelle.

Das Verfahren soll an einem einfachen Beispiel veranschaulicht und erläutert werden.

Wird der in Abb. 9 dargestellte zweiseitig gelagerte Trägerrost mit drei Hauptträgern und einem Querträger im Knoten $b$ belastet, so überträgt der Querträger die Einzellast $P$ auf die drei Hauptträger, und es entsteht der in Abb. 9 dargestellte Verformungszustand. An dem mit $P$ belasteten Hauptträger $b$ wirkt eine Übertragungskraft $X_b$ nach oben, am Querträger nach unten, an den beiden anderen Hauptträgern wirken in $a$ und $c$ $X_a$ und $X_c$ nach unten, am Querträger nach oben. Die auf die Hauptträger $a$, $b$ und $c$ entfallenden Lastanteile sind $X_a$, $P - X_b$ und $X_c$.

Die Querträgerbiegelinie mit den Ordinaten ${}^R\Delta_{ab}$, ${}^R\Delta_{bb}$ und ${}^R\Delta_{cb}$, die mit den Durchbiegungen der Hauptträger an den Knotenpunkten identisch sind, gibt ein Maß für die Querverteilung, da die Durchbiegungen den Lastanteilen proportional sind. Die prozentualen Lastanteile (Querverteilungszahlen) sind:

$$q_{ab} = \frac{X_a}{P} = \frac{{}^R\Delta_{ab}}{{}^o\Delta_{aa}} = \frac{P\,{}^R\delta_{ab}}{P\,{}^o\delta_{aa}} = \frac{{}^R\delta_{ab}}{{}^o\delta_{ab}}$$

$$q_{bb} = \frac{P - X_b}{P} = \frac{{}^R\Delta_{bb}}{{}^o\Delta_{bb}} = \frac{{}^R\delta_{bb}}{{}^o\delta_{bb}} \qquad q_{cb} = \frac{X_c}{P} = \frac{{}^R\delta_{cb}}{{}^o\delta_{cc}},$$

worin die $\left(\frac{{}^R\delta}{{}^o\delta}\right)$ die Durchbiegungen am $\left(\frac{\text{Trägerrost}}{\text{Grundsystem}}\text{ ohne Querträger}\right)$ für $P = 1$ bedeuten.

Man erhält also die Querverteilungszahlen aus dem Verhältnis der berechneten oder am Modell gemessenen Durchbiegungen am Trägerrost zu den entsprechenden Durchbiegungen am Grundsystem ohne Querträger. Mit der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma X = X_a - X_b + X_c = 0$ am Querträger folgt

$$\Sigma q = q_{ab} + q_{bb} + q_{cb} = \left(\frac{{}^R\delta_{ab}}{{}^o\delta_{aa}} + \frac{{}^R\delta_{bb}}{{}^o\delta_{bb}} + \frac{{}^R\delta_{cb}}{{}^o\delta_{cc}}\right)$$
$$= X_a + 1 - X_b + X_c = 1.$$

Die Bedingung $\Sigma q = 1$ dient als Kontrolle. Die zweite Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$ liefert $\Sigma q\,\xi = 1\,\xi_b$. Für gleiche Hauptträger gilt

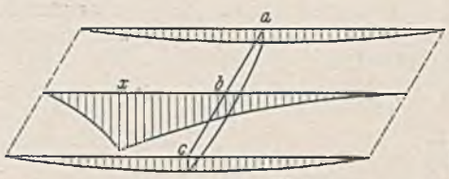
$$\Sigma q = \frac{1}{{}^o\delta}\left({}^R\delta_{ab} + {}^R\delta_{bb} + {}^R\delta_{cb}\right) = 1.$$

Die Bedingung, daß die Summe der Querverteilungszahlen unter dem jeweils belasteten Querträger gleich 1 sein muß, gilt auch für symmetrische Roste mit beliebig vielen Hauptträgern und mehreren Querträgern. Das Grundsystem kann statisch bestimmt oder unbestimmt gelagert sein (einfacher oder durchlaufender Träger). Bei gleichen Hauptträgern ist nach dem Maxwellschen Satze die Biegelinie mit den Ordinaten $q_{ab}$, $q_{bb}$, $q_{cb}$ für die Last 1 in $b$ die Einflußlinie für die Querverteilung in $b$.

## III.

## Bestimmung der Momente in den Hauptträgern und Querträgern mit Querverteilungszahlen.

a) Momente. An dem Trägerrost mit drei Hauptträgern und einem lastverteilenden Querträger wirke eine Last $P$ am Hauptträger $b$ im Angriffspunkt $x$ (Abb. 10).




Mit den Bezeichnungen

${}^R\delta_{bx}$ = Durchbiegung des Angriffspunktes von $X_b$ am Rost infolge $P = 1$ in $x$,

${}^o\delta_{bx}$ = Durchbiegung des Angriffspunktes von $X_b$ am Grundsystem (ohne Querträger) infolge $P = 1$ in $x$,

${}^o\delta_{bb}$ = Durchbiegung des Angriffspunktes von $X_b$ am Grundsystem (ohne Querträger) infolge $X_b = 1$

gilt

$$-X_b\,{}^o\delta_{bb} + P\,{}^o\delta_{bx} = P\,{}^R\delta_{bx}.$$

Hieraus folgt

$$X_b = P\left(\frac{{}^o\delta_{bx}}{{}^o\delta_{bb}} - \frac{{}^R\delta_{bx}}{{}^o\delta_{bb}}\right) = X_b'\,(1 - q_{bb}),$$

wenn $X_b'$ die statisch unbestimmte Größe am starr gestützten Durchlaufträger bedeutet.

Durch Einführung von $X_b$ in die allgemeine Gleichung

$$M_x = M_o + X_b\,M_b$$

folgt mit $X_b'$ (am starr gestützten Durchlaufträger)

$$M_x = M_o + M_b\,X_b'\,(1 - q_{bb}) = M_o - M_b\,X_b' - M_b\,X_b'\,q_{bb}$$

und nach einfacher Umformung

$$M_x = M_o\,q_{bb} + M'\,(1 - q_{bb}).$$

[5]) Chr. Ostenfeld, Lastverteilende Querverbindungen. Kopenhagen 1930. Ju. Gjellerup.

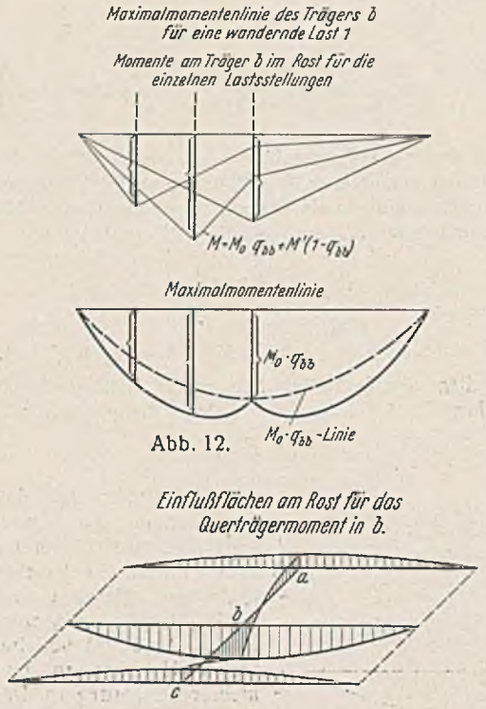



Abb. 12.

Abb. 16.

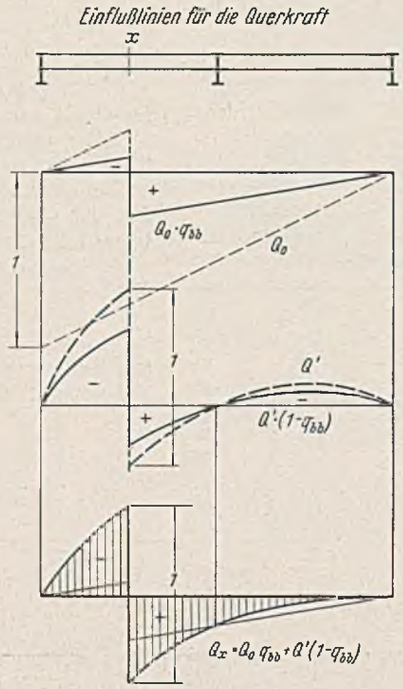



Abb. 13.

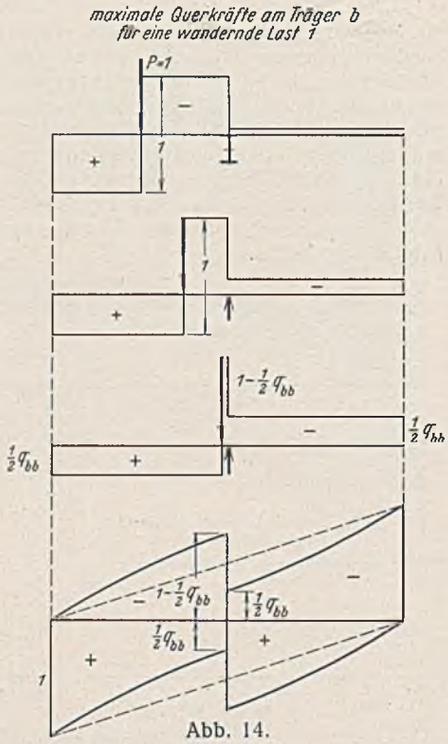



Abb. 14.

Die Einflußlinie des Moments an beliebiger Stelle des Hauptträgers $b$ für eine auf diesem Träger wandernde Einzellast $P = 1$ ergibt sich also aus

$$\underline{M_x} = \underline{M_o}\, q_{bb} + \underline{M'}\,(1 - q_{bb}),$$

worin $M_o$ die Einflußlinie am Grundsystem ohne Querträger, $M'$ die Einflußlinie des am Querträger unnachgiebig gestützten durchlaufenden Hauptträgers $b$ bedeuten. Die beiden Einflußflächen $M_o\, q_{bb}$ und $M'\,(1 - q_{bb})$ des Hauptträgers $b$ für eine Last $P$ in $x$ ergeben die schraffierte Einflußfläche $M_x$ des belasteten Trägers im Rost (Abb. 11). Die Einflußfläche $M_x$ am Träger $a$ setzt sich zusammen aus $M_o\, q_{ab}$ und $M'\,(-q_{ab})$, indem der Träger $a$ nur mit der Übertragungskraft des Querträgers belastet ist.

Die drei Einflußlinien des Moments $M_x$ im Rost sind in Abb. 11 aufgezeichnet. Die Einflußlinie unter dem Hauptträger $b$ hat einen Knick bei $x$, die Einflußlinien unter den Hauptträgern $a$ und $c$ entsprechen den Biegelinien für die Übertragungskräfte $X_a$ und $X_c$ in Trägermitte.

Die Maximalmomentenlinie für eine auf dem Hauptträger $b$ wandernde Einzellast besitzt am Querträger die Ordinate $M_o\, q_{bb}$ und daneben charakteristische Momentenbäuche (Abb. 12).

b) Querkräfte. Für die Querkräfte gelten entprechende Beziehungen, da $Q_x = \dfrac{d M_x}{d x}$ ist, also z. B.

$$Q_x = Q_o\, q_{bb} + Q'\,(1 - q_{bb}).$$

Die Einflußlinien für die Querkraft $Q_x$ in einem beliebigen Querschnitt $x$ sind in Abb. 13 dargestellt. Abb. 14 zeigt die Maximalquerkraftlinie für eine auf dem mittleren Träger $b$ wandernde Einzellast, die durch den großen Sprung am Querträger gekennzeichnet ist.

## IV.
## Momente und Querkräfte des Querträgers.

Beim Rost mit nur einem lastverteilenden Querträger wirken an diesem die Übertragungskräfte $X$ (Abb. 15).

In einem beliebigen Querschnitt erhält man die Einflußlinie des Moments mit Hilfe der Querverteilungszahlen, z. B. für

$$P = 1 \text{ in } a \text{ mit } X_a = 1 - q_{aa},\ X_b = q_{ba},\ X_c = q_{ca} \ldots$$

aus der Bedingung $\Sigma M = 0$

$$\eta_a = -(1 - q_{aa})\, x_1 + q_{ba}\, x_2 + q_{ca}\, x_3 + \ldots$$

für $P = 1$ in $b$

$$\eta_b = q_{ab}\, x_1 - (1 - q_{bb})\, x_2 + q_{cb}\, x_3 + \ldots$$

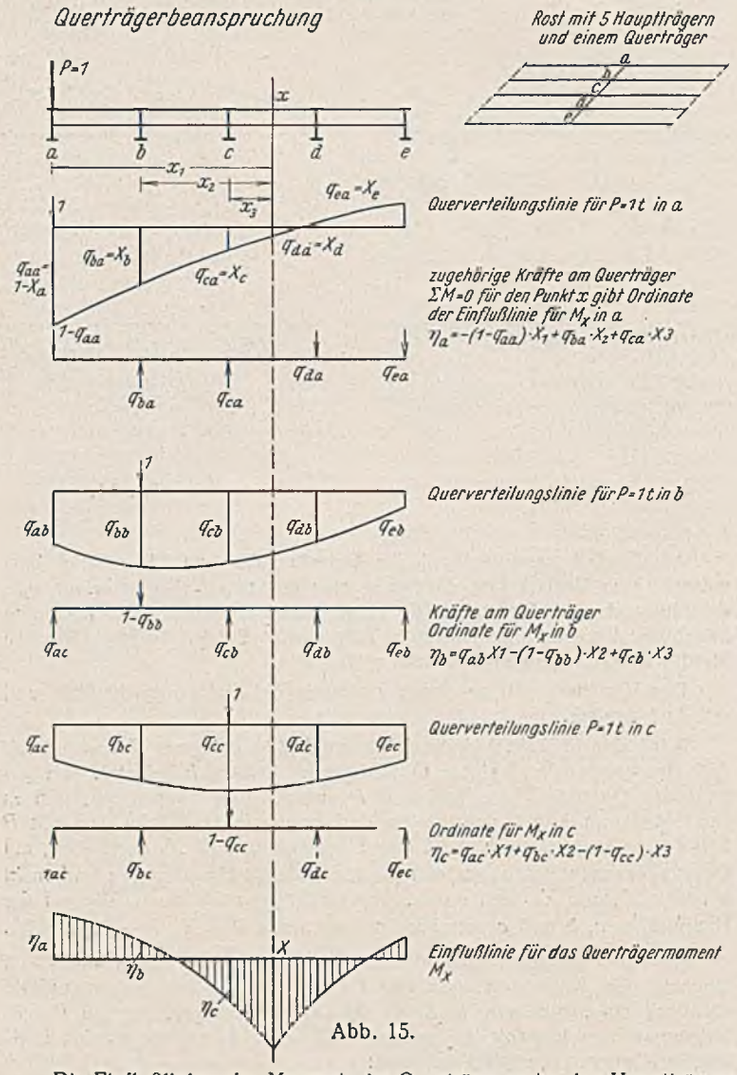



Abb. 15.

Die Einflußlinien der Momente im Querträger unter den Hauptträgern sind den Biegelinien des Balkens auf zwei Stützen proportional. Die Einflußflächen des Moments im Schnitt $b$ des Querträgers sind beispielsweise in Abb. 16 dargestellt. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

# Flußregelungen und Brückenbauten in Hannover.

Von Städt. Baurat Dr.-Ing. Karl Schwien, Hannover.

## A. Allgemeines.

Die Leine, die Niedersachsens Hauptstadt Hannover in nördlicher und nordwestlicher Richtung durchfließt, hat zwischen den Stadtgrenzen gemessen ein Länge von rd. 26 km einschl. aller Flußwindungen bzw. rd. 19 km, wenn man letztere unberücksichtigt läßt. In der Stadtmitte verliert die Leine in hydraulischer Hinsicht dadurch an Bedeutung, daß insbesondere bei Hochwasser die Hauptfluten einem „Nebenarm" der Leine — der Ihme — zugeführt werden. Die Ihme ist demnach in den Hauptflußlauf so eingeschaltet (obere Leine — Ihme — untere Leine), daß die durch die Altstadt fließende Leine, auch Mühlenleine genannt, in diesem Bereich in Wirklichkeit als Nebenarm und die Ihme als Hauptfluß anzusehen ist. Eine enge Berührung der beiderseits der Ihme gelegenen Stadtteile Hannover und Linden findet nur auf einer Flußlänge von rd. 1 km statt, da nur hier hochgelegene Ufer den Flußlauf begrenzen. Ober- und unterhalb dieser von der Natur gegebenen Einschnürung dehnten sich weite Ueberschwemmungsgebiete aus, die im südlichen Teil eine Breite bis 1500 m und im nördlichen Teil eine solche bis 1000 m erreichen (Abb. 1). Die Ueberschwemmungsgebiete zwischen der südlichen und nördlichen Stadtgrenze hatten bis zum Jahre 1917, als die erste Flußregelung durchgeführt wurde, eine Ausdehnung von rd. 2070 ha. Hiervon entfallen 1400 ha auf die Stadtgemeinde und 670 ha auf die gegenüberliegenden Landgemeinden. Das gesamte Stadtgebiet umfaßt eine Fläche von 13 428 ha. Demnach gehörten 10,4 % aller Flächen zum Überschwemmungsgebiet. Hieraus ist zu erkennen, eine wie große Bedeutung das Leinetal auf die Entwicklung der Stadt sowohl im günstigen als auch im ungünstigen Sinne ausübt.

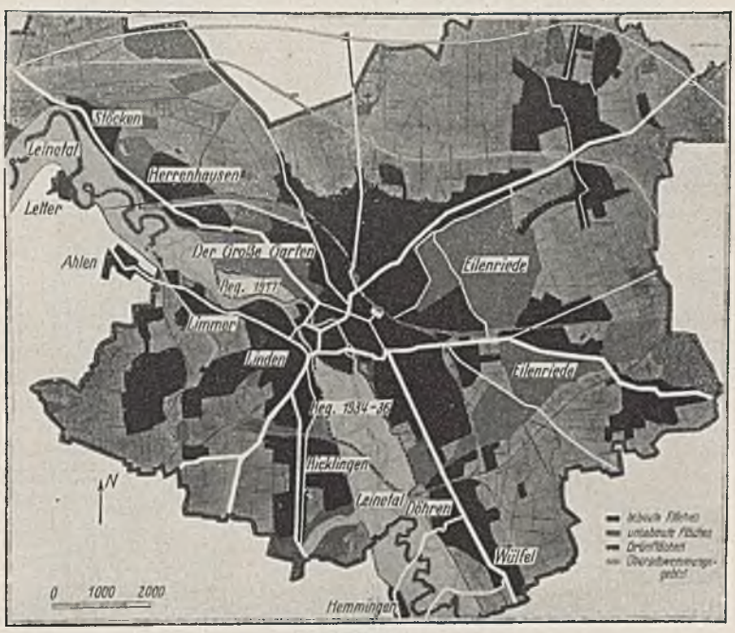



Abb. 1.

Die günstige Beeinflussung auf die Stadtentwicklung besteht darin, daß das breite Leinetal einen natürlichen Grüngürtel bildet, der wesentlich dazu beigetragen hat, Hannover den Ruf als „Großstadt im Grünen" zu geben. Es ergibt sich hierdurch die natürliche Auflockerung der Großstadt. Beiderseits des Leinetals hat sich die städtische Bebauung weit nach Süden und Norden vorgeschoben, und zwar westlich der Leine der seit 1920 eingemeindete Stadtteil Linden mit den Vororten Ricklingen und Limmer, östlich der Leine Hannover-Südstadt sowie die Vororte Döhren und Wülfel im Süden, Herrenhausen und Stöcken im Norden.

Die Nachteile aber, die sich aus dem Vorhandensein der weiten Überschwemmungsgebiete ergaben, drängten immer stärker zu einer Änderung des bestehenden Zustandes.

In erster Linie sind hier die fast alljährlich durch Hochwasser verursachten Schäden zu nennen. Von wesentlicher Bedeutung sind dabei die Überflutungshöhen und die Wassermengen. Einige Zahlen mögen den Umfang der Überschwemmungen im Stadtgebiete erläutern. Die Leine führt im Jahresdurchschnitt eine Wassermenge von 37 m³/sek, bei einer Wasserführung von 100 m³/sek tritt sie im allgemeinen über die Ufer. Die größte Hochwassermenge vom Jahre 1808 ist zu 930 m³/sek berechnet worden. Da der Flußlauf der Leine in der Altstadt eng begrenzt ist, ist es nicht möglich, diese Hochwassermengen durch die Leine hindurchzuzwängen. Daher schaffte man vor einigen Jahrhunderten durch ein Wehr am sogenannten „Schnellen Graben" eine künstliche Verbindung zwischen der Leine und der Ihme, einem sonst völlig bedeutungslosen, im Deister entspringenden Bächlein. Die gesamte Länge der Ihme vom genannten Wehr bis zur Wiedervereinigung mit der Leine beträgt nach dem Ausbau nur 3500 m (früher 4100). Die der Ihme auf ihrem kurzen Lauf ursprünglich zugedachte Aufgabe, die Hochwasserfluten um die damalige Stadt herumzuleiten, erfüllt sie heute noch in dem Maße, daß sie von der gesamten 930 m³/sek betragenden Hochwassermenge 820 m³/sek abführt und nur 110 m³/sek dem Leinearm in der Altstadt überläßt. Der normale Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel der Leine und Ihme beträgt rd. 3 m. Bei HHW steigt die Leine um etwa 1,90 m und die Ihme sogar um 4,60 m. Da die Ufer der Leine meist sehr flach sind, beträgt die Überflutungshöhe über 3,50 m! Es ist selbstverständlich, daß unter diesen Verhältnissen erhebliche Schäden an den zahlreichen Badeanstalten, Laubengärten, Bootshäusern u. dgl. eintreten, zumal bei gleichzeitig auftretenden starken Winden.

Als zweiter Punkt ist zu erwähnen, daß eine planmäßige Eingliederung der Überschwemmungsgebiete in das städtebauliche Gefüge völlig unmöglich war. Das war auf die Dauer insofern besonders unhaltbar, als die fraglichen Gebiete keilförmig bis an das Weichbild der Stadt heranreichen. Die Entfernung vom Stadtzentrum bis zur Leineniederung beträgt nur 1,1 km.

Eine der schwerwiegendsten Folgen aber war, daß die großen Überschwemmungsgebiete stets ein Hindernis für die planmäßige Entwicklung des Straßennetzes darstellten. Ein Blick auf den Lageplan gibt deutlich zu erkennen, welche Entwicklung Hannover in dieser Hinsicht zwischen den bebauten Zonen beiderseits des Leinetals genommen hat und wie arm Hannover an Brücken ist. Sieht man von den Brücken über die Mühlenleine ab, so waren über den 26 km langen Lauf der Leine und Ihme innerhalb des Stadtgebietes zwischen dem alten Hannover und dem Stadtteil Linden mit ihren Vororten insgesamt nur vier Brücken für den Fahrverkehr und zwei Brücken, die lediglich dem Fußgänger- und Radfahrverkehr dienen, vorhanden.

Von den erstgenannten vier Brücken fallen noch zwei Brücken zu Hochwasserzeiten für den Verkehr aus, da ihre Zufahrtstraßen vom Hochwasser überflutet werden. Außerdem liegen sie bei den Vororten Döhren und Wülfel im Zuge von Landstraßen II. Ordnung und haben daher nur eine rein örtliche Verkehrsbedeutung.

Infolgedessen flutete fast der gesamte örtliche Verkehr zwischen Hannover und Linden sowie der Fernverkehr nach Süden (Göttingen—Kassel) und nach Westen (Hameln—Köln und Nenndorf—Minden) über die in der Stadtmitte, 700 m voneinander gelegenen Engpässe, — die Spinnereibrücke und die Ihmebrücke am Schwarzen Bär. Anläßlich der deutschen Verkehrszählung 1936/37 ist der 24 stündige Durchschnittsverkehr auf der Spinnereibrücke mit 30 000 t und auf der Ihmebrücke mit 23 000 t ermittelt. Diese Verkehrszustände waren längst unhaltbar geworden und drängten zur Aufschließung neuer Verkehrswege über die Leine und Ihme.

Voraussetzung für die Durchführung der genannten Punkte war die vorherige Regulierung und Eindeichung der beiden Flußläufe. Ihrer Ausführung stellte sich aber neben der schwierigen Finanzierung besonders die frühere gemeindepolitische Trennung der Städte Hannover und Linden entgegen.

Die Ansichten beider Städte über den Zweck der Flußregulierung wichen grundsätzlich voneinander ab. Linden wollte nach einer Eindeichung die von Überschwemmungen befreiten Gebiete der Bebauung erschließen, Hannover dagegen wollte auch nach der Eindeichung die natürlichen Grünflächen als Erholungsstätten der Bevölkerung erhalten.

So kam es, daß Hannover zunächst für sich eine teilweise Regulierung der Leine im nördlichen Überschwemmungsgebiet ausführte, und zwar von dem Zusammenfluß der Leine und Ihme bis zum Wehr in Herrenhausen auf einer Strecke von rd. 2,2 km. Hierdurch wurde ein Gebiet von 130 ha hochwasserfrei. Diese Regulierung wurde während des Krieges ausgeführt. Hier war nunmehr die Voraussetzung zum Bau von Brücken geschaffen, aber zu ihrer Ausführung kam es seinerzeit nicht.

Bedeutungsvoller war die Regulierung des südlichen Überschwemmungsgebietes, weil hier die Bebauung weiter fortgeschritten und wichtigere Verkehrslinien vorhanden waren. Da aber mit der Regelung der Flüsse gleichzeitig die Frage der Ausgestaltung der von den Hochwassern befreiten Gebiete gelöst werden mußte, war dieses Problem nicht so einfach zu lösen, um so mehr, als auch die Frage der Schaffung eines Sees, die schon seit langem die Gemüter Hannovers bewegte, mit

hineinspielte. Schon manche Pläne waren aufgestellt, die aber an irgendeiner der vielen Schwierigkeiten, die sich in städtebaulicher oder technischer Hinsicht ergaben, scheiterten. Erst in den Jahren 1932/33 wurde durch Stadtbaurat Prof. Elkart ein Entwurf aufgestellt, der alle diese Fragen einer Lösung entgegenführte. Ein gütiges Geschick hatte zu gleicher Zeit auch politisch die Voraussetzungen geschaffen, so daß dieser großzügige Plan im nationalsozialistischen Staate als Maßnahme der Arbeitsbeschaffung durchgeführt werden konnte.

Dieser im Jahre 1934 begonnene Plan (Abb. 2) umfaßt: die Regulierung und Eindeichung der Leine auf einer Länge von 2660 m und der Ihme auf einer Länge von 2900 m, verbunden mit der städtebaulichen Eingliederung der gesamten, durch die Eindeichungen vor dem Hochwasser künftig geschützten rd. 350 ha großen Fläche. Die Frage der Bodenbeschaffung für die Deiche wurde durch die technisch bedeutungsvolle Anlage des 78 ha großen Maschsees gelöst, die gärtnerischen Anlagen, die den See umgeben, haben eine Größe von 55 ha. Vollendet sind u. a. ferner ein 12 ha großes Festgelände für Volksfeste, zwei Volksbadeanstalten am Maschsee und an der Ihme, sowie zur Ausgestaltung des Verkehrsnetzes eine Brücke über die Leine und zwei Brücken über die Ihme. Zur Ausführung gelangen noch ein großes Aufmarsch- und Ausstellungsgelände mit Tribünenanlagen, sowie Sportplätze, Schießstände, Schwimmstadion, Parkplätze u. a. m.

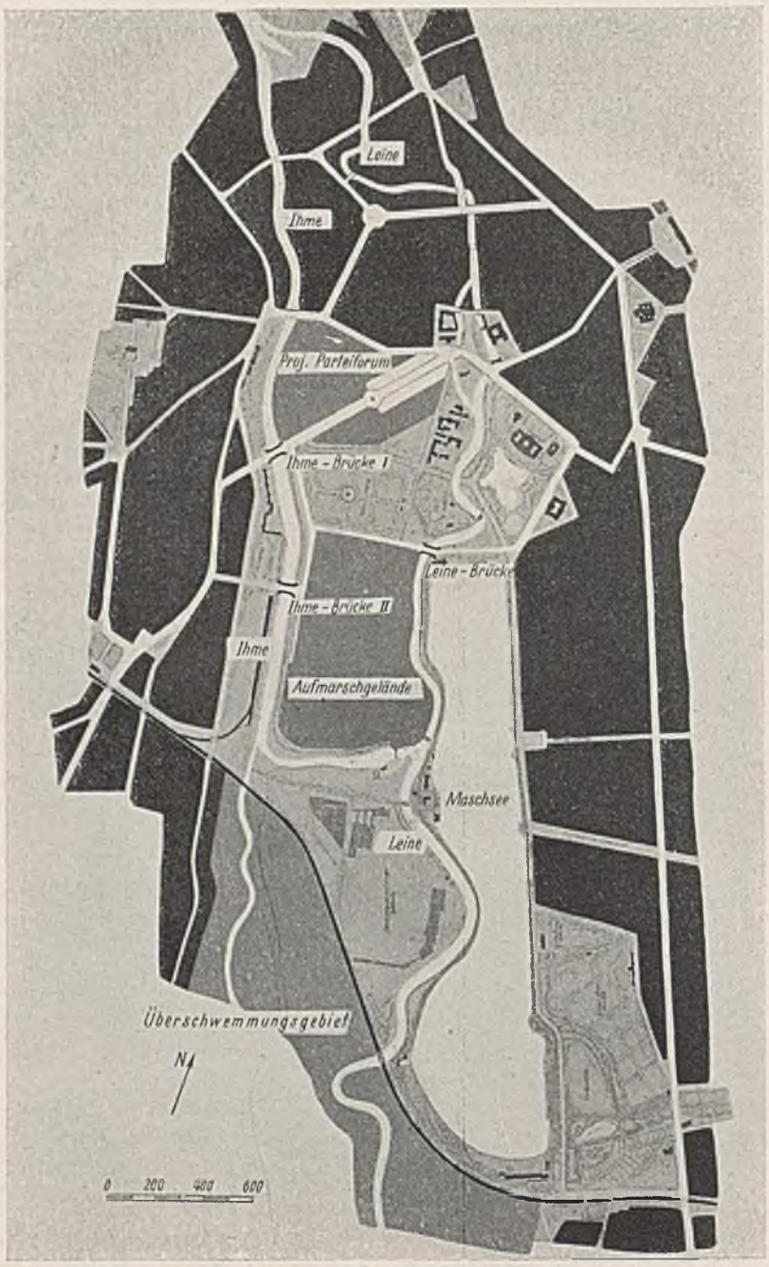



Abb. 2.

Durch die Eindeichungen (1917: 130 ha, 1934/37: 350 ha) verringert sich das Überschwemmungsgebiet von 1400 ha um insgesamt 480 ha auf rd. 920 ha, also um rd. 34%. Der Anteil zum gesamten Stadtgebiet ist damit von 10,4% auf 6,9% gesunken.

Der Verteilung des Hochwassers entsprechend wurde die Leine oberhalb des Wehres am Schnellen Graben für eine Wassermenge von 247 m³/sek und unterhalb des Wehres für 110 m³/sek ausgebaut (Abb. 3). Das neue Ihmebett hat ein Fassungsvermögen von 820 m³/sek. Es ist als Doppelprofil — Fluß- und Hochwasserprofil — ausgebildet. Die Wasserspiegelbreite beträgt bei normalem Wasserstande rd. 35 m und bei HHW rd. 90 m. Das beiderseitige Vorland hat eine Breite von je 18 m (Abb. 4). Während der Lauf der Leine im wesentlichen beibehalten wurde, wurden bei der Ihmeregulierung die beiden vorhandenen großen Flußschleifen beseitigt. Hierdurch wurde der Flußlauf auf der Ausbaustrecke von 2900 m auf 2300 m, also um 600 m verkürzt. Die Wassergeschwindigkeit beträgt bei HHW in der Leine 1,50 m/sek und in der Ihme bis 2,40 m/sek in Flußmitte bzw. 1,40 m/sek über dem Vorland.

Abb. 3.

Die Regulierung und Eindeichung der Leine wurde 1934/35 und der Ihme 1935/36 ausgeführt. Hierdurch war der Weg freigemacht für den Bau der drei im Gesamtplane vorgesehenen Brücken. — Es waren folgende Straßenzüge vorgesehen:

1. Der Straßenzug Nordufer Maschsee — Schützenplatz und Aufmarschgelände — Auestraße mit Anschluß an die Ritter-Brüning-Straße, der Bedeutung für den Stadtverkehr zwischen Hannover-Süd und Linden-Ricklingen hat, sowie insbesondere für die Verkehrsabwicklungen bei Veranstaltungen auf dem Schützenplatz bzw. auf dem Aufmarsch- und Ausstellungsgelände. Fernverkehr kommt hier weniger in Frage.

Der Straßenzug kreuzt die Leine am Nordufer des Maschsees (Leinebrücke) und die Ihme an der geplanten Tribüne des Aufmarschgeländes (Ihmebrücke II).

2. Der Straßenzug Waterlooplatz — Depenaustraße — Ritter-Brüning-Straße mit Anschluß an die Göttinger Chaussee als Hauptverkehrslinie sowohl für den Stadtverkehr Hannover-Mitte — Linden-Ricklingen als auch für den Fernverkehr in Richtung Westen und Süden, sowie den späteren Anschluß an die Reichsautobahn Hannover — Göttingen. Die Ihme wird von der Straße in einer Entfernung von 550 m unterhalb der zuvor genannten neuen Ihmebrücke II gekreuzt (Ihmebrücke I).

Zur Befriedigung der Verkehrsbedürfnisse wurden bei der Wahl des Brückensystems folgende Forderungen als besonders wichtig herausgestellt:

1. Getrennte Verkehrsstreifen in genügender Breite für die drei gleichberechtigten Verkehrsteilnehmer: Fahrzeuge, Radfahrer und Fußgänger.
2. Uneingeschränkte Weiterführung des Straßenprofils über die Brücken.
3. Unbedingte Übersichtlichkeit auf den Brücken zur Vermeidung von Unfällen.
4. Vermeidung hoher und steiler Rampen, soweit Belange der Hochwasserabführung und der Schiffahrt nicht betroffen werden.
5. Gute architektonische Einfügung der Brücke in das Landschaftsbild.

Die Wahl der Brückenkonstruktion wurde so getroffen, daß all diese Forderungen Berücksichtigung fanden.

Die Erfüllung der Punkte 3 und 5 erforderte in erster Linie, daß die gesamte Tragkonstruktion unter die Fahrbahn gelegt wurde. Aus diesem Grunde ist bei allen drei Brücken die Tragkonstruktion in mehrere Hauptträger beschränkter Bauhöhe aufgelöst, wobei bewußt in Kauf genommen worden ist, daß die gewählte Konstruktion nicht in allen Fällen die wirtschaftlichste Lösung darstellt.

Alle drei Brücken wurden nach Brückenklasse I berechnet.

Abb. 4.

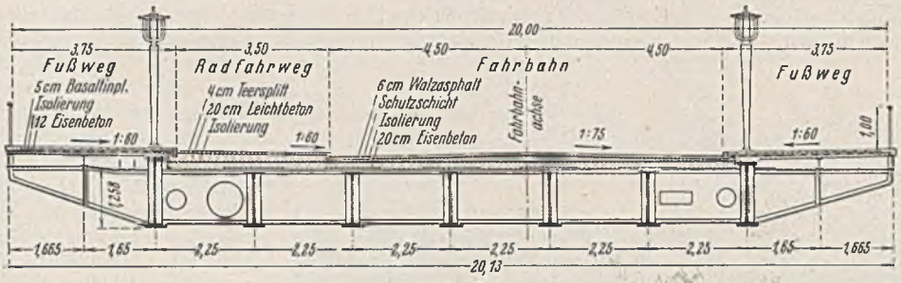



Abb. 5.

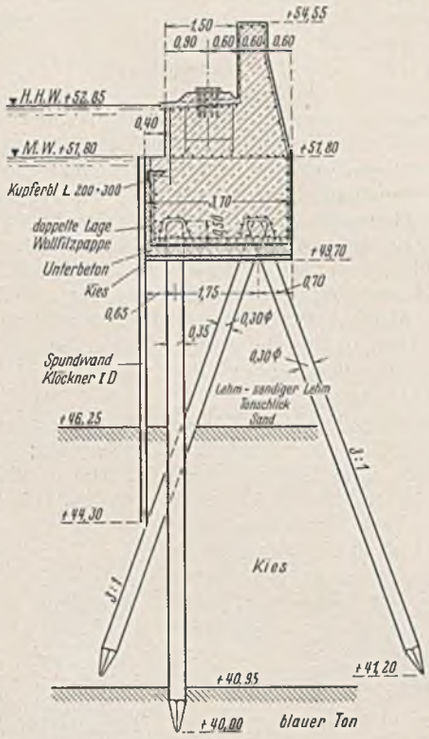



Abb. 7.

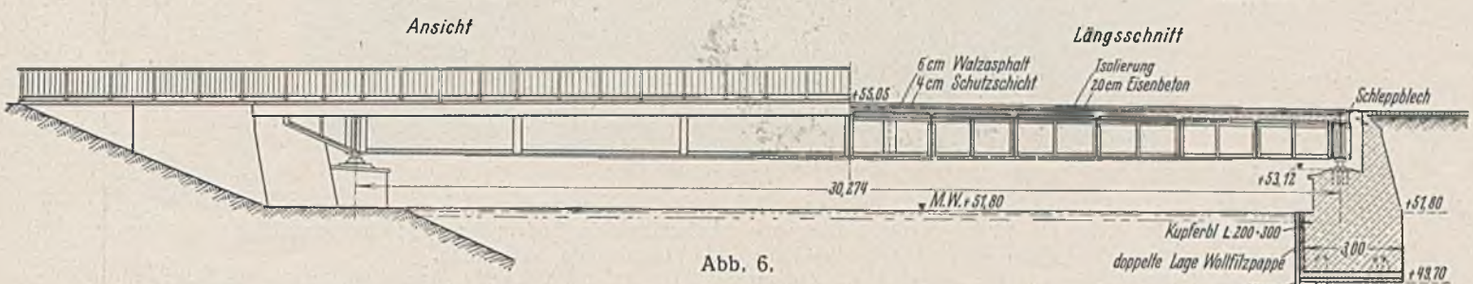



Abb. 6.

B. Die Leinebrücke (Abb. 5 bis 9)

hat eine Breite von 20 m, eingeteilt in 9 m Fahrbahn, 3,50 m Radfahrweg (einseitig) und zwei Fußwege je 3,75 m (Abb. 5). Brücken- und Flußachse liegen im Winkel von 55° zueinander. Die Stützweite beträgt 31,74 m (Abb. 6). Die Tragkonstruktion besteht aus sieben vollwandigen genieteten Hauptträgern im Abstande von 2,25 m und auskragenden Fußwegkonsolen von 3,32 m. Für die Hauptträger wurde St 52, im übrigen St37 verwendet. Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion beträgt 202 t.

Abb. 8.

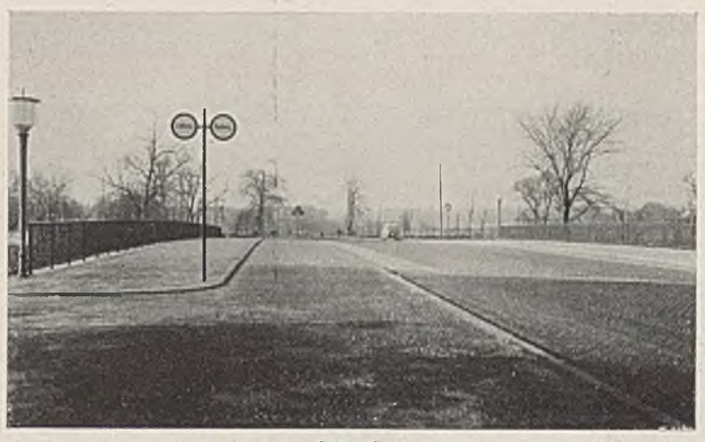


Abb. 9.

Fahrbahn und Radfahrweg werden durch eine 20 cm und der Fußweg durch eine 12 cm dicke Eisenbetonplatte mit Baustahlgewebebewehrung getragen. Die Eisenbetonplatte ist mit einer doppelseitigen Asphaltbitumenpappe isoliert.

Da in einer Tiefe von 6 bis 7 m noch toniger Schlick angetroffen wurde, sind die Widerlager auf Holzpfahlrosten gegründet (Abb. 7). Die Pfähle haben eine Länge von rd. 10 m. Die vordere Druckpfahlreihe steht senkrecht. Die hinteren Pfahlböcke (vorn Druckpfahl, hinten Zugpfahl) stehen schräg 3 : 1. Der Abstand zwischen den beiden Pfahlreihen beträgt 1,75 m, der Abstand der Pfähle voneinander 0,80 m. Die vorderen Pfähle haben einen Durchmesser von 35 cm, die Bockpfähle einen Durchmesser von 30 cm. Im ungünstigsten Falle beträgt die Belastung für einen Pfahl 31,2 t (vorderer Druckpfahl) bzw. 23,2 t (vorderer Druckpfahl des Bockes). Der Zugpfahl hat im ungünstigsten Falle 14,9 t aufzunehmen. Jedes Widerlager ruht auf rd. 100 Pfählen. Die Umschließung der Baugrube geschah durch Klöckner-Spundwände Profil I D, die gleichzeitig zur Sicherung der Widerlager gegen Unterspülung dienen.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

# Die neuzeitliche Bauweise von Erdstaudämmen in den VStA und ihre Anwendungsmöglichkeit in Deutschland.

Von Bauassessor W. H. Rabe, Berlin.

(Schluß aus Heft 36.)

e) Der Einbau der Massen.

Fast durchweg ist das Größtmaß der Stoffe auf 12,5 cm beschränkt. Die Massen werden lagenweise parallel zur Dammachse eingebaut und mit Schaffußwalzen gerollt: auch die Walzrichtung findet stets parallel zur Dammachse statt; die Dicke der Lagen ist so zu bemessen (etwa 20 cm), daß sie nach vorschriftmäßiger Walzung nicht 15 cm überschreitet. In dem Falle, wo die Massen mit Kippwagen in Haufen abgesetzt werden, sind sie vor Beginn des Walzens mit der Verschieberaupe einzuebnen. Der Vorgang beim Walzen ist aus Abb. 8 zu ersehen.

Abb. 9 zeigt in ähnlicher Weise mehrere Lastwagen beim Kippen, zwei Verschieberaupen beim Einebnen der Haufen und zwei Walzensätze bei der Arbeit.

Die Walze hat jede Lage im allgemeinen zwölfmal zu überlaufen, bevor eine neue Schicht aufgebracht wird; beim Bau der Kajalco-Sperre wurde diese Zahl auf 16 erhöht. Um die Einbauflächen möglichst eben zu halten, wird jede vierte Lage mit einem Bodenhobel abgeglichen.

Zwecks Erreichung der verlangten Dichte des Dammes haben die Abmessungen der Walze den Baubestimmungen zu genügen.

Abb. 10 läßt die Einzelteile besser erkennen. Der Trommeldurchmesser ist etwa 1,05 m, die Länge etwa 1,50 m. Die hervorstehenden Druckzapfen sind in Reihen von 0,30 m Abstand auf dem Trommelmantel angeordnet, ihr gegenseitiger Abstand innerhalb der Reihe ist ebenfalls 0,30 m. Die Länge der Zapfen, gemessen von der Manteifläche, darf nicht geringer als 17,8 cm und nicht mehr als 21,6 cm sein. Die vorgeschriebene Druckfläche der Zapfen, wenn neu, ist 38,7 cm²; sobald sie während des Betriebes auf 32,3 cm² abgeschliffen ist, sind die Zapfen zu erneuern. Diese sind vielfach abschraubbar; die Köpfe bestehen aus gehärtetem Stahl. Das Gewicht der Trommel soll leer mindestens 3080 kg betragen, beim Kajalco-Damm war es zu 3630 kg festgesetzt. Die Trommel ist wasserdicht; das Ladegewicht kann durch Zuladung von feuchter Erde oder sonstigem toten Gewicht nach Bedarf erhöht werden. Zur Verhütung des Festsetzens von Erde oder Steinen zwischen den Zähnen ist eine Abstreichvorrichtung einzubauen. Zwei Trommeln, gelenkartig miteinander gekuppelt, bilden einen Walzensatz. Zumeist arbeiten zwei Walzensätze hintereinander (Abb. 9), oder es folgt nur eine Trommel hinter einem Walzensatz (Abb. 8).

Die zweckmäßige Arbeitsgeschwindigkeit schwankt zwischen 3,5 und 5,5 km/h, je nach der Bodenart. Die vereinte Knet-, Mahl- und Druckwirkung der Walze läßt sich augenscheinlich gut verfolgen: beim ersten Überlauf einer Lage sinken die Zähne tief in die eingebauten Dammstoffe ein, das Maß des Eindringens verringert sich bei jedem folgenden Umlauf, und schließlich reitet die Walze auf den Zapfen, ohne tiefer einzudringen. Dies tritt in Abb. 10 klar hervor; die Abbildung läßt den krümeligen Zustand der Einbaustoffe gut erkennen.

Die Vorschriften beim Bau der Kajalco-Sperre verlangen, daß nach 16maligem Walzen die erzeugte Dichte beim Einpressen der Prüfnadel nach Durchsättigung der Probe im Laboratorium den verlangten Mindestwiderstand von 21,1 kg/cm² [12]) aufweist, und daß die Sickergeschwindigkeit beim Gefälle 1:1 unter der Grenze von 0,18 m für 1 Jahr verbleibt. Im Falle unzureichender Dichte der Lagen wird die Anzahl der Walzgänge weiter erhöht, im andern Falle kann die Anzahl der Umläufe herabgesetzt werden.

Gemäß der Erfahrungen des U. S. Reclamation Service ist das weitere Setzen eines mit zwölf Walzgängen vorschriftsmäßig eingebauten Erdstaudammes selbst bei höheren Bauwerken unbedeutend.

Abb. 9.

An den Widerlagern, um die Herdmauern und an engeren Stellen werden Rüttler zur Verdichtung der Massen eingesetzt. Bei verschiedenen Sperren in Südkalifornien sind Versuche mit dem Delmag-Frosch gemacht worden; zur Anwendung gelangte die leichtere Bauart. Die Versuche fielen zufriedenstellend aus.

Zusammenfassung.

Die Bauweise der Erdstaudämme ist in neuerer Zeit sehr vereinheitlicht worden. Als Grundlage dienen die Aufschlüsse der Bodenprüfungen; eine sorgfältige Bauüberwachung sichert die plangerechte Ausführung.

Die in den VStA für allgemeine Erdarbeiten gebräuchlichen Geräte passen sich den besonderen Bedingungen beim Bau von Erdstaudämmen gut an; Sondergeräte sind kaum erforderlich. Dieser Umstand trägt zur Beschleunigung der Bauausführungen und ihrer wirtschaftlichen Erstellung bei.

## VIII. Die Gründungsweise.

Besondere Aufmerksamkeit ist der Gründung des Dammes zuzuwenden; alle Umstände, die zu Setzungen im Untergrund unter der erhöhten Auflast oder zu unzulässiger Wasserführung Anlaß geben können, sind nach

[12]) Die Feuchtigkeit beim Einbau betrug etwa 13 %, demgemäß lag der Eindringwiderstand, gemessen mit der Prüfnadel, auf dem Bau bedeutend höher; er schwankte für die einzelnen Zonen zwischen 42,1 und 176,0 kg/cm² (Western Constr. News, Sept. 1935).

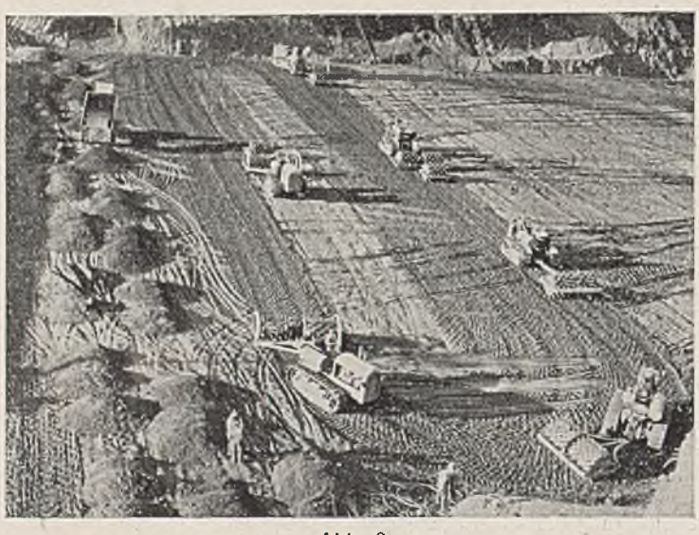


Abb. 8.

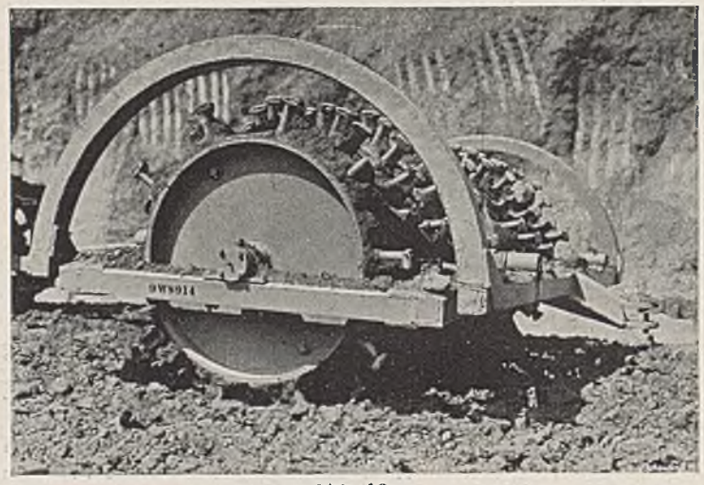


Abb. 10.

Möglichkeit auszuschließen. Die gleichen Gesichtspunkte gelten auch für die seitlichen Anschlüsse.

Die Anordnung der Herdmauern und Sohlengräben ist bereits in Abschnitt II behandelt.

Bei einer standfesten, aber ziemlich durchlässigen Schicht im Untergrunde erhält der Staudamm eine breite Vorlage von undurchlässigen Baustoffen (Abb. 1a). Bei höherem Grad von Durchlässigkeit und größerer Tiefe der Schicht ist der Einbau eines tiefgehenden Tonkerns oder besondere Dichtungsverfahren zu erwägen. Vom Einbau von starren Betonkernen ist man in den VStA in neuerer Zeit abgekommen.

Zur Verhütung ungleichmäßiger Setzungen unter dem Dammgewicht ist ungleichförmiger oder nicht standfester Boden abzuräumen. Die Möglichkeit des Auswaschens feinkörniger Böden nach Einsetzen der größeren Druckhöhe ist zu prüfen. Die Anschlüsse sollen in die seitlichen Widerlager tief eingreifen, um eine feste Verspannung zu erzielen; bei Gründung der Herdmauer auf Fels wird sie durch starke Rundeisen, die sowohl in den Fels als auch in die Herdmauer eingreifen, verankert.

Besondere Vorsichtsmaßregeln waren beim Bau der Grant Lake-Sperre im Mono-Becken in Kalifornien erforderlich. Dieser Staudamm von 27 m Höhe stützt sich auf der einen Seite auf Moränenablagerungen aus der Eiszeit. Die Laboratoriumsversuche ergaben für Standsicherheit bei völliger Sättigung eine erforderliche Dichte im Trockengewicht von 2000 bis 2160 kg/m³; es wurde festgestellt, daß ein größerer Teil der Moränestoffe in natürlichem Zustande diesen Bedingungen nicht genügte. Diese Lagen wurden abgeräumt und durch standfeste Stoffe ersetzt. Durch diese besonderen Umstände an den seitlichen Widerlagern wurden bedeutende Mehrkosten verursacht. Es empfiehlt sich, unter allen Umständen die Bodenaufschlüsse bei geplanten Erdstaudämmen auch über diesen Teil der Anlage auszudehnen.

### IX. Besondere Dichtungs- und Verfestigungsarbeiten.

Stählerne Spundwände werden in den VStA bei Erdstaudämmen für die Zwecke der Wasserabschließung verhältnismäßig selten verwendet. Dagegen ist das Verfahren der Einpressung von Zementmörtel hoch entwickelt; es wurde selbst in schwierigen Fällen, wie beim Bau der Alcova-Sperre und des Pine View-Dammes, mit großem Erfolg angewendet.

Auf Einzelheiten soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden, da es sich um ein Sondergebiet handelt; einige Angaben über die Hauptanwendungen mögen genügen. Man kann flach gehaltene Decken- und tiefgehende Schürzenverfestigungen unterscheiden; letztere sind die übliche Form. Die Schürzen werden zumeist unter den Herdmauern angebracht, um einen wasserdichten Anschluß an den Fels zu erzielen; die Abstände der Bohrlöcher richten sich nach der Bodenart (etwa 1,50 m und mehr). Die Tiefe der Bohrlöcher schwankt gemäß der örtlichen Umstände.

Bei Flächenverfestigungen werden die Bohrlöcher je nach der Bodenart in Abständen von 4 bis 6 m nach beiden Richtungen angebracht; die Tiefe schwankt etwa zwischen 5 bis 10 m. Flächenverfestigungen können mit Vorteil unter der Dammsohle verwendet werden, wenn ein Auswaschen von Feinteilen in eine tiefer liegende gröbere Schicht zu befürchten ist.

Nach der Höhe des angewendeten Druckes beim Einpressen unterscheidet man niedrigen Druck von etwa 2 bis 3,5 kg/cm² und hohen Druck von 7 bis 14 kg/cm² und darüber. Die Aufnahmefähigkeit der Bohrlöcher schwankt naturgemäß außerordentlich.

### Zusammenfassung zu Abschnitt VIII und IX.

Keine andere Dammbauart hat die gleiche Anpassungsfähigkeit an den Baugrund wie der Erdstaudamm. Die verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten sind im folgenden zusammengefaßt:

1. Abräumen des nicht standfesten Bodens bis zur gewünschten Tiefe;
2. Anordnung von einer oder mehreren Herdmauern allein oder zusammen mit Sohlengräben;
3. Vorlage einer breiten Decke an der Wasserseite oder auch an der Luftseite;
4. Anlage einer elastischen Einpreßdecke; sie entspricht etwa der Plattengründung eines Bauwerks;
5. Anordnung von Einpreßschürzen zur Behinderung der Grundströmung;
6. Verbindung von Schürze und Decke zur Kräftewirkung in beiden Richtungen;
7. besondere Einpreß- und Ableitungsmaßnahmen an gefährdeten Punkten (beim Auftreten von Quellen).

Verschiedene Gründungsarten können je nach dem besonderen Fall gemeinsam verwendet werden; damit dürfte man allen Ansprüchen gerecht werden.

### X. Der Überlauf und andere Anlagen.

In Anbetracht der Dammbrüche, die durch Überfluten von früher gebauten Erdstaudämmen hervorgerufen wurden, wird in den VStA in neuerer Zeit der Planung des Ablaufes und seiner ausreichenden Leistungsfähigkeit große Sorgfalt gewidmet. Einfallschächte werden weniger angewendet; viele Flußläufe führen bei großem Hochwasser eine Menge Strauchwerk, Holz und andere sperrige Teile mit sich, die Anlaß zu Verstopfungen geben können.

Sowie die örtlichen Verhältnisse es gestatten, wird der Überlauf in einer Seitenmulde, vollkommen getrennt vom eigentlichen Bauwerk, angeordnet. In jedem Falle muß die bauliche Ausbildung des Überfalls einschließlich des Ein- und Ausfalls so ausgebildet sein, daß spätere Angriffe auf den Staudamm durch Überfluten, Auswaschungen oder durch Strömung ausgeschlossen sind. Demgemäß werden beim Einlauf eine oder mehrere Einpreßschürzen vorgelegt; am Auslauf ist die Anlage eines Tosbeckens erwünscht.

Die Anlage eines offenen Gerinnes hat viele Vorzüge. Die bauliche Ausbildung des Überlaufes, ob Überlaufwehr, durch Kraft bewegte Tore oder sonstige Anlagen, sind Gegenstand besonderer Untersuchungen. Die Ableitung des Wassers aus dem Becken wird gleichfalls vom eigentlichen Dammkörper ferngehalten und wird zweckmäßig an geeigneter Stelle durch ein Widerlager vorgenommen. Für sorgfältige Dichtung ist auch hier zu sorgen.

### XI. Das abfallende Sickerwasser und seine Ableitung.

Die Ansprüche auf Wasserdichtigkeit schwanken je nach der Bewertung des Wassers und dem Zweck des Dammes. Im Westen der VStA ist die Bewertung des Wassers am höchsten, demgemäß wird dort auf Erzielung möglichst dichter Dämme hingestrebt, anderseits bestehen eine Reihe von Hochwassersperren, die sich trotz erheblicher Durchsickerung als standsicher bewiesen haben.

Nachfolgende Aufstellung gibt eine Übersicht über die von einzelnen Bearbeitern empfohlenen Höchstsickermengen in l/Tag für 1 m² senkrecht benetzte Dammfläche, zu ermitteln aus dem Längsschnitt des Bauwerks[13]).

Aufstellung 2.

| Bearbeiter | Bezeichnung bezw. Zweck des Erdstaudammes | l/Tag für 1 m² benetzte Dammfläche |
|---|---|---|
| Lee | Wasserdichte Dämme im Westen der VStA | bis 4 |
| | Gewöhnliche Dämme „ „ „ „ | bis 40 |
| Dore | Für Wasserversorgungsanlagen . . . . | bis 40 |
| | Für Wasserkraftanlagen . . . . . | 80 bis 120 |
| Jacobs | Für Staudämme mit Rücksicht auf Standfestigkeit . . . . . | bis 250 |

Die Menge des abfallenden Sickerwassers hängt in erster Linie von dem Grade der Verdichtung des Dammkörpers und der Verfestigung des Untergrundes ab. Bei entsprechender Sorgfalt wird sich die Sickermenge innerhalb der oben von Lee und Dore angegebenen Werte halten lassen. Für ein Bauwerk von 10 000 m² benetzte Dammfläche würde die Sickermenge je nach der Bestimmung und Sorgfalt der Ausführung zwischen 0,48 und 14,2 l/sek schwanken. Das Ableitungsrohr wird zweckmäßig nahe dem Dammfuß eingebaut (Abb. 1a). Der U. S. Reclamation Service hält bei unmittelbarem Anschluß des Dammes an den unterliegenden Fels den Einbau eines Sickerrohres nicht für erforderlich. Besondere Umstände können den Einbau von Sickerrohren vor den Herdmauern notwendig machen.

### XII. Angaben über die Einheitskosten neuerer Staudämme.

Die Einheitskosten schwanken naturgemäß bedeutend, je nach den örtlichen Umständen und Bedingungen. Die folgenden Angaben mögen einen ungefähren Anhalt über die mittleren, bei neueren Arbeiten gezahlten Preise gewähren. Die Beförderungsweiten schwankten für die Seitenentnahmen zwischen 0,5 bis 3 km und waren für die Anlieferung der Steine für die Steinpackungen im allgemeinen höher. Bei der Abräumung der Dammsohle ist der Boden zunächst auszubauen, später wird der brauchbare Boden rückwärts bewegt.

Rechnet man die Kosten von 1 m³ Damm einschließlich Anteil der Gründungskosten in den VStA etwa zu 0,50 $ und die Kosten von 1 m³ Betonkern einschließlich Eisenbewehrung etwa zu 20 $, so ergibt sich ein Preisverhältnis von etwa 1 : 40. Da der Druckabfall in einer vorschriftsmäßig eingebauten Dammschicht geringer ist als in einem Betonkern von $^1/_{40}$ dieser Dicke, so ist eine Dammschicht in den VStA wirtschaftlich günstiger, ganz abgesehen von der durch den Bau des Betonkerns hervorgerufenen Erschwerung des Baubetriebes.

[13]) Charles H. Lee, Selection of Materials for Rolled-Fill Earth Dams. Proceedings Vol. 68 (1937), S. 1561.

| Bezeichnung der Arbeiten | Menge | Einheitspreis $ |
|---|---|---|
| Abräumung in der Dammsohle . . . . . | m³ | 0,29 bis 0,40 |
| Einbau in den Dammkörper einschließlich Verdichten . . . . . | „ | 0,08 „ 0,14 |
| Abdeckung der oberen Deckschicht in der Seitenentnahme . . . . . | „ | 0,20 „ 0,33 |
| Einbau in den Dammkörper aus Seitenentnahmen einschließlich Verdichten . . | „ | 0,11 „ 0,16 |
| Steinpackung an der Wasserseite, fertig eingebaut . . . . . | „ | 0,46 „ 0,75 |
| Steinschicht an der Luftseite, fertig eingebaut . . . . . | „ | 0,20 „ 0,40 |
| Betonherdmauer . . . . . | „ | 13,00 „ 18,5 |
| Sonstige Anlagen in Beton . . . . . | „ | 15,00 „ 23,0 |
| Bohren von Einpreßlöchern, je nach der Tiefe und der Art des Bodens oder Felsens | m | 3,50 „ 8,5 |
| Einpreßmörtel, fertig eingebaut . . . . . | m³ | 58,00 „ 88,0 |

### XIII. Erfahrungen mit neueren Erdstaudämmen.

Die in der neueren Zeit ausgeführten Sperren haben sich durchweg gut bewährt. Bei den ungewöhnlich starken Wolkenbrüchen und Hochfluten, die im Winter 1937/38 in Südkalifornien sehr große Schäden verursachten, bestanden alle Dämme (Beton- wie Erddämme) ihre Probe. Der Verfasser machte die Beobachtung, daß gut verdichtete Böden nur geringfügig der Auswaschung unterliegen. Ein großes Speicherbecken mit durchgehender verdichteter Sohle und Seitenwänden in der Neigung 2:1 konnte wegen Einsetzens unerwartet frühen Regens nicht fertiggestellt werden. Obwohl die Dämme während des Winters der Witterung ausgesetzt waren, stellten sich bei Wiederaufnahme der Bauarbeiten die an den Böschungen und an der Sohle hervorgerufenen Auswaschungen nur als geringfügig heraus. Es zeigte sich, daß die Feuchtigkeit nur einige Zentimeter in den Boden eingedrungen war. Die durchsättigte Schicht wurde sorgfältig mit dem Bodenhobel abgeräumt; darauf wurde die Oberfläche leicht aufgerauht und eine neue Lage sozusagen angeschweißt; damit war der Schaden behoben.

Über eine ähnliche Widerstandsfähigkeit des verdichteten Bodens gegen Auswaschung beim Bau der Buck Creek-Sperre[14]) berichtet C. A. Hogentogler. Hier wurde der Staudamm vor Beendigung der Erdarbeiten vom Hochwasser für mehrere Tage überflutet; die Wasserhöhe betrug etwa 1 m. Auch hier stellte sich bei der Untersuchung heraus, daß nur die obere Lage in geringer Tiefe durchweicht war und ersetzt werden mußte.

Die Bewährung der Bodenverdichtung bei Erdstaudämmen hat dieser Bauweise, besonders im Westen der VStA auch bei anderen wasserbaulichen Erdarbeiten, ein weites Feld eröffnet, wie Speicherbecken für die Wasserversorgung, bei Bewässerungsanlagen und Kanälen, Deichbauten usw. Die Bauweise hat den großen Vorteil, daß die nötigen Baustoffe, Erde und Sand, in den meisten Fällen in der Nähe der Baustelle vorhanden sind. Wegen des erforderlichen niedrigen Feuchtigkeitsgehalts der Einbaumasse sollte die Bauausführung im wesentlichen in der trockenen Jahreszeit vorgenommen werden. Allein aus dieser Bedingung und in Anbetracht der hohen Massen ergibt sich die Notwendigkeit höchster Leistungsfähigkeit und Geschwindigkeit der Einbaugeräte. Die Rüttelwirkung beim Fahren der schweren Lasten trägt sicherlich zur Verdichtung des Dammkörpers bei.

[14]) Public Works, June 1935.

### XIV. Prüfung der Anwendungsmöglichkeit der Bauweise für Deutschland und andere Länder.

Der Bau der Autostraßen und die Verbesserung des Reichsstraßennetzes hat in Deutschland zur Hochentwicklung des Dammbaues geführt. Neue Bauweisen und Geräte zur Erzielung höchster Dichte der eingebauten Massen und weiteste Ausschaltung nachträglicher Senkungen sind erprobt. Zweifellos werden die gewonnenen Erkenntnisse bei den geplanten großen wasserbaulichen Arbeiten mit herangezogen werden.

Die Frage der Zweckmäßigkeit größerer Beweglichkeit beim Förder- und Einbaubetrieb und die Loslösung vom Schienenstrang ist bereits von Keil[15]) aufgeworfen worden: er geht den Gründen für das Festhalten der deutschen Unternehmer am Gleisförderbetrieb nach.

In der neueren Zeit haben sich die Betriebskosten der frei beweglichen Geräte sehr ermäßigt; eine Reihe von Änderungen und Verbesserungen tragen dazu bei; in erster Linie die Einführung leistungsfähiger Dieselmotoren, daneben die Erhöhung der Geschwindigkeit und Beweglichkeit der Wagen, Verbesserung der Bereifung und Federung, Beschleunigung der Kippung. Die Einführung zweckentsprechend gebauter und durchweg geschweißter Wagen haben zur Verringerung des toten Gewichts beigetragen; die Kosten der Unterhaltung sind bedeutend gesunken[16]).

Die maßgebenden Gesichtspunkte für den Bau von wasserdichten Dämmen sind:

1. Einbringen der Baustoffe in Lagen von beschränkter Höhe;
2. Abstufung des Kornaufbaues innerhalb dieser Lagen nach bestimmten Grundsätzen;
3. Verdichtung der einzelnen Lagen und Maßnahmen für ihre Ebenhaltung.

Als erschwerender Umstand tritt hinzu, daß sich die verschiedenen Einbaustoffe bei den meisten Baustellen an verschiedenen örtlich getrennten Plätzen vorfinden.

Der Gleisbetrieb hat sein Anwendungsgebiet bei Arbeiten in festen Linien, wie in Tunneln; er eignet sich nicht besonders für Arbeiten, die in Ebenen oder Flächen vor sich gehen; diese Arbeitsweisen machen ein stetes Rücken der Gleise notwendig. Für alle Erdarbeiten, die in Lagen oder Flächen vor sich gehen, ist freie Beweglichkeit der Geräte, freie Verfügung über die Arbeitsvorgänge und Arbeitsfolge von besonderer Wichtigkeit.

Als weiterer Gesichtspunkt ist zu erwägen, daß die Mechanisierung der Lade-, Beförderungs- und Einbauarbeiten bei den großen im Erdbau vorliegenden Aufgaben große Arbeitermengen für andere wichtige Zwecke frei machen würde. Die Motorisierung der Erdbaubetriebe und der Geräte würde den weiteren Vorteil mit sich bringen, daß sie für Landesnotzwecke (Überschwemmungen, Dammbrüche), Befestigungsanlagen usw. jederzeit eingesetzt werden konnten.

Schlußwort: Der Verfasser dankt dem U. S. Reclamation Service, dem Metropolitan Water District of Southern California, dem Department of Water and Power, Los Angeles, und der Western Construction News für bereitwillige Auskunft und Überlassung von Bildaufnahmen.

[15]) Der Dammbau. Beweglicher Förderbetrieb, S. 73.

[16]) Der Verfasser beabsichtigt, die Unterhaltungs- und Betriebskosten neuzeitlicher frei beweglicher Baugeräte in einem besonderen Aufsatz zu behandeln.

## Vermischtes.

**Ausbau des Hafens von Assab in Italienisch-Ostafrika.** Die Bucht von Assab war infolge ihrer günstigen geographischen Lage schon in früheren Zeiten ein bedeutender Handelsplatz. Am 15. November 1869 erwarb die italienische Schiffahrtsgesellschaft „Rubattino" zur Errichtung einer Handelsniederlassung und Bekohlungsstation vom Sultan von Aussa für den Kaufpreis von 6000 Mariatheresiatalern Gelände und hißte die italienische Flagge. Nach weiteren käuflichen Erwerbungen wurde dieses Gebiet im Jahre 1882 italienisches Kolonialgebiet. Der Hafenverkehr

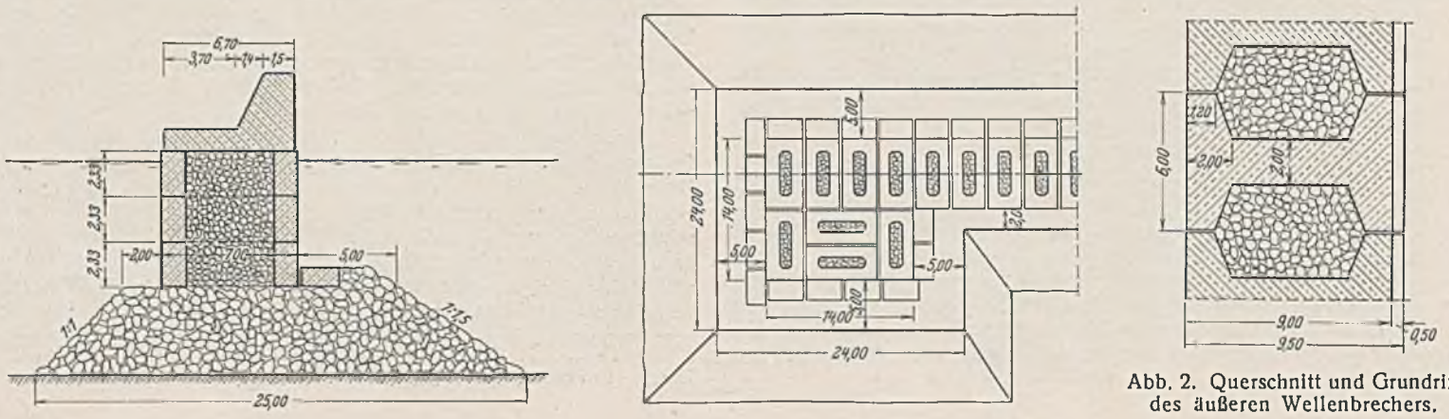



Abb. 2. Querschnitt und Grundriß des äußeren Wellenbrechers.

des Jahres 1930 weist 1417 Schiffe mit zusammen 146 521 t, einen Güterverkehr von 65 265 t und einen Personenverkehr mit 5149 Köpfen aus. Der Haupthandelsartikel war Salz.

Unmittelbar nach der Gründung des Imperiums wurde der neuzeitliche Ausbau des Hafens von Assab geprüft, weil der einzige größere Hafen im früheren Abessinien, Dschibuti, und die daran nach Addis-Abeba anschließende einzige Eisenbahn französisches Eigentum sind. Durch großzügige, inzwischen bereits fertiggestellte Straßenbauten sollte das weite Hinterland mit dem auszubauenden Hafen verbunden werden. Auf diese Weise ist eine weitgehende wirtschaftliche Erschließung großer Landgebiete im Sudan gewährleistet. Die Planung wurde bereits im Jahre 1936 durch beauftragte Sondersachverständige in Angriff genommen. Überdies sind große Baufirmen zur Einreichung von Plänen und Kostenschätzungen aufgefordert worden. Die behördliche Prüfung der auf diese Weise erlangten Unterlagen hat jedoch insofern ein negatives Ergebnis geliefert, als alle Firmen u. a. weitgehende Verwendung von bewehrtem und Massenbeton vorgesehen hatten, was aber infolge der Autarkiebestrebungen und der unerschwinglichen Kosten für die Beschaffung von Zement und Eisen nicht in Betracht kommen konnte.

Auf Grund sorgfältiger Prüfung aller gegebenen Verhältnisse durch die zuständigen Marine- und Luftwaffenbehörden wurde der Ausführung der durch Abb. 1 dargestellte Plan zugrunde gelegt. Zwischen dem nördlichen Abschlußdamm und dem 850 m langen äußeren Wellenbrecher liegt die 200 m breite Hafenfahrt. Weil bewehrter Beton oder Massenbeton in größerem Umfange für die Bauausführung nicht in Betracht kommen konnte, wurde der erwähnte äußere Wellenbrecher unter tunlichster Berücksichtigung der Verwendung örtlich vorhandener Baustoffe in der durch Abb. 2, die Hafenmauer nebst Verladeanlagen dagegen in der durch Abb. 3 dargestellten Weise ausgebildet. Die übrigen Dämme werden überwiegend als Steinschüttung ausgeführt.

Der Kostenvoranschlag für den im Bau befindlichen Hafen zeigt folgende Einzelschätzungen: 1. äußerer Wellenbrecher 22 025 164 L., 2. kleinere Mole mit anschließendem Bankett 8 875 198 L., 3. innere Hafenmauer nebst Hinterfüllung 30 825 500 L., 4. Uferschutzmauern 7 009 643 L., 5. Aufschüttungen und Baggerarbeiten 17 861 510 L., 6. Straßenbauten 1 275 690 L., 7. Hochbauten 5 830 400 L., 8. elektromechanische Ausrüstung 3 296 895 L., zusammen 97 Mill. Lire (gleich 13,86 Mill. RM).

Auf Grund dieses Kostenvoranschlags und der hier[1]) zum Teil wiedergegebenen Pläne genehmigte der Oberste Rat der Öffentlichen Arbeiten durch Beschluß vom 28. 6. 1937 die sofortige Inangriffnahme der Bauausführung, mit deren Vollendung in der ersten Hälfte des Jahres 1942 gerechnet wird. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen.

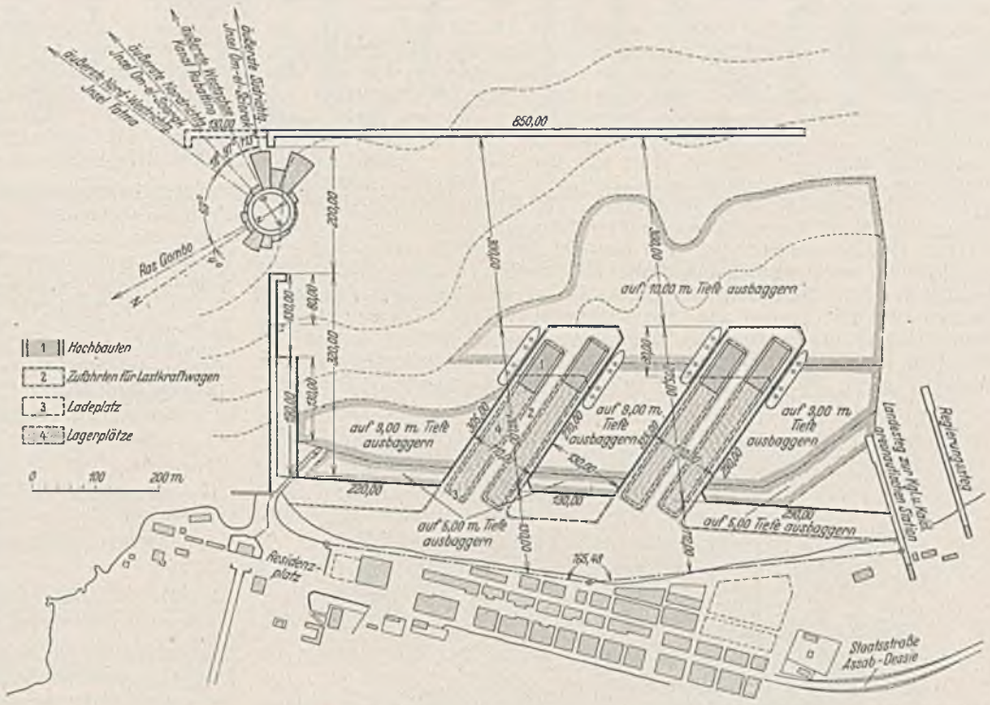



Abb. 1. Lageplan des Hafens von Assab.

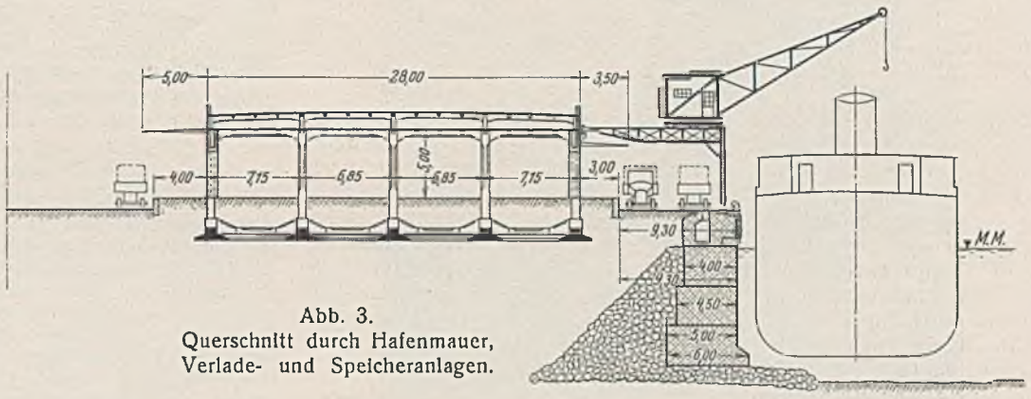



Abb. 3.
Querschnitt durch Hafenmauer, Verlade- und Speicheranlagen.

In Abb. 1 sind Seiten-, Quersicht und Grundriß mit den wichtigsten Maßangaben wiedergegeben.

Die Breite der Fahrbahn ist 5 m. Zu beiden Seiten schließt sich je ein Fußweg von 1,25 m Breite an. Das Bahngleis ist symmetrisch zur Längsachse angeordnet. Die Lasten des Gleises und des mittleren Teiles der Fahrbahn werden durch zwei Längsträgerzüge unmittelbar auf neun Querträger übertragen. Zu beiden Seiten findet die Fahrbahn ihre Unterstützung durch je einen Längsträger. Der Achsabstand der Brückenhauptträger ist 8,20 m, die freie Durchfahrthöhe der Brücke beträgt 5 m.

Die Hauptträger sind nach rückwärts zu einem Segment von 8 m Halbmesser verlängert. Das Segment trägt einen Zahnkranz aus Stahlguß (acier monté), der auf einer entsprechend geformten Stahlgußplatte des Widerlagers abrollt. Die Bewegung der Brücke wird durch zwei im

**Die Klappbrücke am Hafen von Dünkirchen.** Die neue Hafenbrücke von Dünkirchen überquert die kürzlich hergestellte Zufahrtschleuse an der Talseite und dient zur Überführung einer normalspurigen Eisenbahnlinie, sowie einer Straße, die die Verbindung der eigentlichen Hafenanlagen mit dem Bahnhof bildet. Die neue, in T. d. Travaux 1939, März, S. 133 ff., beschriebene Klappbrücke hat in geschlossenem Zustande eine Stützweite von 45 m. Die lichte Breite der Schleusenkammer ist 42 m. Die einflüglige Klappbrücke gliedert sich in einen beweglichen Teil mit dem Rollsegment und Gegengewicht und in einen festen Teil, bestehend aus der Rollbahn nebst den seitlichen Konstruktionen zur Führung der Antriebsmittel und der Maschinenkammer. Die Rollbahn befindet sich auf dem Ostufer und ist so weit zurückgelegt, daß nicht nur die volle Schleusenbreite bei hochgeklappter Brücke freigegeben ist, sondern auch noch freier Raum für einen Ufersteg von 1,30 m für den Schleusendienst vorhanden ist.

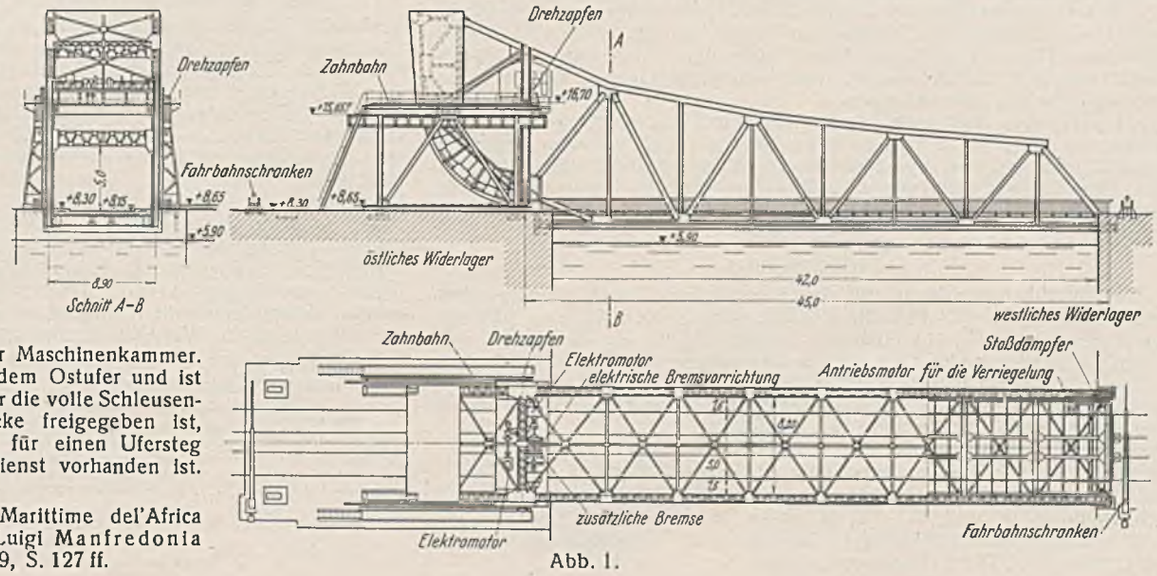



Abb. 1.

[1]) Aus Litorale ed Opere Marittime del'Africa Orientale Italiana, von Dr. Ing. Luigi Manfredonia in Ann. Lav. Pubb., Februar 1939, S. 127 ff.

Mittelpunkte der beiden Segmente gelagerte Ritzel angetrieben, die auf den an den seitlichen Rahmenwerken festgelagerten Zahnstangen rollen. Die Brücke macht demnach eine Schwenkung von 83° um den Mittelpunkt des Segmentes, wobei sich der letztere waagerecht um 11,84 m verschiebt. Die beiden Segmentträger sind am Ende durch Stahlkonstruktion untereinander vereinigt, die das Gegengewicht aus Eisenbeton trägt. Das Gegengewicht hält der Brücke in jeder Stellung die Waage. Um diese Bedingung zu erfüllen, ist die Brücke so konstruiert, daß der Schwerpunkt des Gegengewichts, der Mittelpunkt der Schwenkbewegung und der Gesamtschwerpunkt mit Ausnahme des Gegengewichts in einer Geraden verbleiben. Die Antriebkräfte haben demgemäß nur die Reibung und gegebenenfalls die Windkräfte zu überwinden. Die Laufbahn des Zahnkranzes der Segmente ist aus mehreren Stahlgußstücken zusammengesetzt, die Gesamtlänge ist 12,80 m. Die Bewegungsvorrichtung ist in der Drehachse der Klappbrücke aufgehängt, so daß sie eine waagerechte Bewegung mit der Brücke mitmachen kann. Der Antrieb geschieht durch zwei gleichachsig zu beiden Seiten aufgestellte Motoren.

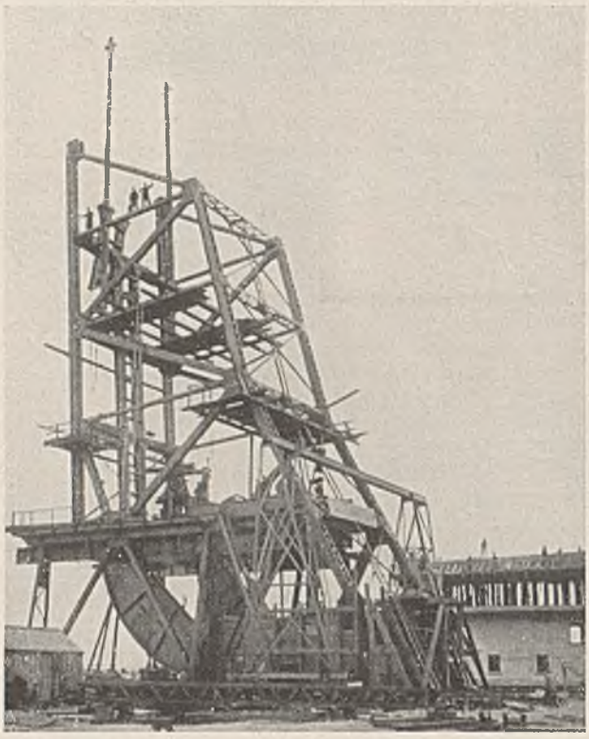


Abb. 2.

Außerdem sind ein Reservemotor sowie elektrische Bremsen mit Luftstoßdämpfern für die Hin- und Herbewegung vorgesehen. Zum Betriebe der Motoren dient ein Strom von 460 V. Das Schaltwerk für die Bewegung der Brücke ist mit dem der Schleusentore in Abhängigkeit gebracht, um Bedienungsfehler zu vermeiden. An dem freien Brückenende sind zur Verhinderung von Stößen beim Niederlegen der Brücke ebenfalls Luftstoßdämpfer angeordnet.

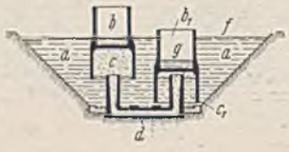
Vor den Brückenzugängen sind Schranken angeordnet, die ebenfalls elektrisch von dem Maschinenhause der Brücke selbsttätig bedient werden. Ferner sind zur Sicherheit Schall- und Lichtsignale beim Schließen der Schranken in selbttätig wirkende Abhängigkeit gebracht.

Das Gesamtgewicht der Brücke ist 400 t, die ebenso wie die Windkräfte in hochgeklappter Stellung der Brücke auf das östliche Widerlager entfallen. Dieses Widerlager besteht daher aus einem schweren Betonblock von 19,4 × 13 m Ausmaß und U-förmiger Gestalt, dessen beide Schenkel die Rollbahnen tragen.

Die Montage der nach Art der Scherzer-Klappbrücken konstruierten Tragwerke geschah in hochgestellter Lage der Brückenträger, nachdem die Rollbahn und der segmentförmige Teil fertiggestellt waren (Abb. 2). Mit dem Wachsen des Tragwerks folgte schrittweise die Ausfüllung des Gegengewichtskoffers mit Beton. Zs.

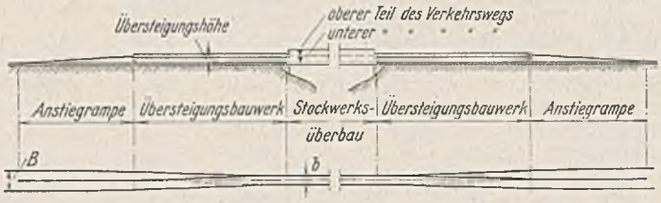
## Patentschau.

**Schwimmtrogschleuse mit durch pendelnde Druckluft bewegten Schwimmtrögen.** (Kl. 84b, Nr. 638 862, vom 3. 10. 1934, von Leopold Rothmund in Stuttgart.) Um bei solchen Trögen die Bewegung der Tröge zu erleichtern und die Antriebsvorrichtungen klein halten zu können, läßt man die Tröge in einem mit dem Oberwasser verbundenen und ausgespiegelten Schleusenbecken schwimmen, wobei die Luftkammern derart angeordnet sind, daß sie bei allen Trogstellungen stets unterhalb des Wasserspiegels des Schleusenbeckens liegen. Im Schleusenbecken *a* schwimmen die Schwimmtröge *b* und $b_1$, deren jeder nach unten mit einer Luftkammer *c* bzw. $c_1$ ausgerüstet ist. Die Luftkammern stehen




durch eine feste, unter Wasser angeordnete Luftüberleitung *d* miteinander in Verbindung. Der Trog *b* befindet sich in seiner Höchststellung und $b_1$ in seiner tiefsten Stellung. Durch Überleiten der Luft aus der Kammer *c* in die Kammer $c_1$ wird der Trog *b* gesenkt, $b_1$ hingegen gehoben. Der Wasserspiegel der oberen Haltung liegt mit dem Wasserspiegel *f* im Schleusenbecken in gleicher Höhe, die untere Haltung entspricht dem Wasserspiegel *g* im abgesenkten Trog $b_1$.

**Brückenbauwerk für mindestens vierspurige Autobahnen.** (Kl. 19d, Nr. 634 590, vom 1. 2. 1934, von Dr.-Ing. Otto Eiselin in Danzig-Langfuhr.) Um zur Erzielung größtmöglichen Schutzes das Brückenbauwerk bei geringster Baubreite so auszugestalten, daß der Verkehr beider Richtungen im Bedarfsfalle im Brückenbauwerk selbst Schutz finden kann, ist die Autobahn vor dem Hindernis in zwei mindestens zweispurige Teile aufgeschnitten, die einander übersteigen, im weiteren Verlauf übereinanderliegend über das Hindernis geführt und jenseits davon wieder zur ursprünglichen Form eines einheitlichen Fahrzeugverkehrsweges nebeneinander geführt sind. Das Brückenbauwerk (Übersteigungsbrückenbauwerk) setzt sich aus zwei Anstiegrampen, zwei Übersteigungsbauwerken und den




Stockwerksüberbauten mit Unterbauten zusammen und ergibt die Möglichkeit, den gesamten Verkehr, und zwar beider Richtungen, über nur eine der beiden übereinander liegenden Brückenfahrbahnen über das Hindernis zu leiten. Der Fahrzeugverkehrsweg ist aufgeschnitten und die Anstiegrampen dienen dazu, den einen Teil um das Maß der erforderlichen Übersteigungshöhe hochzubringen. An die inneren Enden der Anstiegrampen schließen sich die Übersteigungsbauwerke an, um die hochgebrachte Bahnhälfte über die untere zu bringen, und zwar so weit, daß die Mittelachsen der Teile oder Hälften zusammenfallen. Den Mittelteil bilden die Stockwerksüberbauten, die die übereinandergebrachten Bahnhälften oder -teile über das Hindernis hinüberbringen.

## Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Reichswasserbauverwaltung. Ernannt: Oberregierungsbaurat von Rohr (M) und Oberregierungs- und -baurat Gaye im Reichsverkehrsministerium zu Ministerialräten; — Regierungsbaurat L. Wiener im Reichsverkehrsministerium zum Oberregierungsbaurat; — Regierungs- und Baurat Jordan bei der Wasserstraßendirektion Magdeburg zum Oberregierungs- und -baurat; — Regierungsbaurat a. D. Dr.-Ing. Hielmann beim Wasserstraßenamt Cuxhaven, die Regierungsbauassessoren Backwinkel beim Wasserstraßenamt Gleiwitz, F. Schulz beim Wasserstraßenamt Eberswalde, Gieseler beim Wasserstraßenamt Potsdam, Joh. Zimmermann beim Wasserstraßenamt Stralsund-Ost, Willutzki beim Wasserstraßenamt Memel, Stall beim Wasserstraßenamt Duisburg-Meiderich, Urmes beim Wasserstraßenamt Dorsten, Blech beim Wasserstraßenamt Hameln, Schnitger bei der Wasserstraßendirektion Königsberg i. Pr., Kähler beim Wasserstraßenneubauamt Bernburg, R. Hintze beim Wasserstraßenamt Köln, Kattenbusch beim Wasserstraßenamt Stralsund-West und Raabe beim Wasserstraßenamt Stolpmünde zu Regierungsbauräten.

Unter Übernahme in den Staatsdienst einberufen: die Regierungsbauassessoren Besler zur Wasserstraßendirektion Hamburg, Wasserstraßenneubauamt Cuxhaven, Beckmann zum Wasserstraßenamt Duisburg-Rhein, Krieghoff unter Beurlaubung zur Saale-Talsperren-AG in Weimar, Kempf zum Wasserstraßenamt Berlin, Inhülsen zum Wasserstraßenamt Kiel-Ostsee und Lohnert (M) zum Wasserstraßenmaschinenamt Herne i. W.

Versetzt: die Regierungsbauräte R. Hoffmann vom Wasserstraßenneubauamt Bernburg nach Berlin als Geschäftsführer der Deutschen Forschungs-Gesellschaft für Bodenmechanik, Baumann vom Wasserstraßenamt Kolberg an das Wasserstraßenamt Stolpmünde, H. Witte vom Wasserstraßenamt Steinau a. d. Oder an das Wasserstraßenamt Oppeln, Dr.-Ing. Hielmann vom Wasserstraßenamt Cuxhaven an das Wasserstraßenamt Steinau a. d. Oder als Vorstand, Lohnes (M) vom Wasserstraßenmaschinenamt Herne an das Wasserstraßenamt Emden; Gabriel vom Wasserstraßenamt Kiel-Ostsee an das Wasserstraßenamt Gleiwitz und Backwinkel vom Straßenamt Gleiwitz an das Wasserstraßenamt Cuxhaven; — die Regierungsbauassessoren Haselhoff vom Wasserstraßenamt Hannover II an das Wasserstraßenamt Bingerbrück, Schroeter vom Wasserstraßenneubauamt Berlin-Mitte an das Wasserstraßenneubauamt Berlin-West, Herbert Klein, bisher beurlaubt, zur Saale-Talsperren-AG an das Wasserstraßenamt II Magdeburg und Schilg vom Wasserstraßenamt Oppeln an die Wasserstraßendirektion Breslau.

**Bayern.** Versetzt: Bauamtsdirektor Arnold Schneider vom Straßen- und Flußbauamt Kaiserslautern an das Wasserstraßenamt Passau als Vorstand.

**INHALT:** Wirklichkeitsgetreue Erfassung des Kräftespiels in räumlichen Tragwerken. — Flußregelungen und Brückenbauten in Hannover. — Die neuzeitliche Bauweise von Erdstaudämmen in den VStA und ihre Anwendungsmöglichkeit in Deutschland. (Schluß.) — Vermischtes: Ausbau des Hafens von Assab in Italienisch-Ostafrika. — Die Klappbrücke am Hafen von Dünkirchen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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