

# DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 28. Januar 1938

Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

## Stahlbrücken mit Plattengurtungen.

Von o. Professor Dr.-Ing. O. Eiselin, Danzig.

An dem Beispiel eines Sonderentwurfes für eine Reichsautobahnbrücke soll gezeigt werden, wie man bei Beachtung neuer, die Konstruktion unserer stählernen Brücken beeinflussender Umstände zu einer nicht nur leichteren, sondern auch besseren und schöneren Brückenkonstruktion kommen kann. Es handelt sich um eine Reichsautobahnbrücke mit der Länge von rd. 750 m, die für diesen Fall im System einer Übersteigungsbrücke entworfen wurde. Bezüglich dieses Systems sei auf einen älteren Aufsatz des Verfassers<sup>1)</sup> verwiesen, und es sei zunächst einmal dahingestellt, ob das System für das vorliegende Bauwerk auch aus anderen als den folgenden Gründen günstig wäre oder nicht.

allen Knotenpunkten die Unterschiede der dort zusammenkommenden Gurtkräfte aufzunehmen imstande sind. Im ganzen stellt dann ein derart konstruierter Stockwerküberbau eine vierkantige steife Röhre dar. Ihre waagerechten Wände sind Rippenplatten, ihre senkrechten bilden Fachwerk- oder Rahmenscheiben, die Licht und Luft für die untere Fahrbahn freizuhalten haben, und die von den erwähnten außen liegenden Rippenpaaren gefaßt und damit in die waagerechten Wände eingebunden sind (Abb. 2). Die freistehenden unteren Flansche der Rippen können durch Verbände in Form normaler Bremsverbände in den äußeren Knoten zur sicheren Anteilnahme an der Kraftübertragung gezwungen werden.



Abb. 1 a.

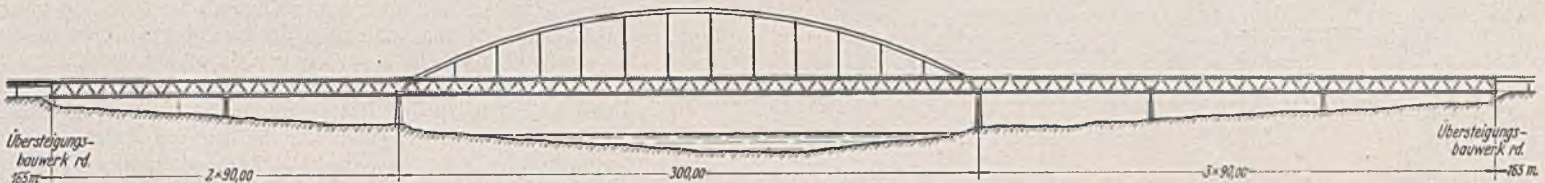


Abb. 1 b.

Abb. 1 a u. b. Ansicht zweier Entwürfe für eine Reichsautobahnbrücke über den Rhein.

In Abb. 1 a u. 1 b sind zwei Hauptträgersysteme angegeben, wie sie für die vorliegende Aufteilung in Frage kommen, das erste mit Einhaltung der vorgeschriebenen Mindestöffnungen, das andere mit einer beherrschenden Mittelöffnung von 300 m. Es wurde ein Diagonalfachwerk ohne Ständer gewählt, da Ständer fast überall das Bild der Stabzüge beunruhigen, wenn nicht sogar zerhacken. Besonders wäre dies im vorliegenden Falle für den Befahrer der unteren Bahn der Fall. — Die Systemhöhe der Träger wurde mit Hinsicht auf die Größe der einzelnen Öffnungen mit 7 m gewählt, um die sogenannte Übersteigungshöhe, d. h. den gegenseitigen Höhenabstand der beiden Straßenoberkanten, möglichst gering zu halten, nachdem aus ästhetischen und auch konstruktiven Gründen die beiden Fahrbahnen selbstverständlich in Höhe der Gurte liegen müssen. Um bei dem ersten System mit verhältnismäßig kleiner Hauptöffnung diese besonders zu betonen, wurden die Untergurte über dem mittleren, Stropffeller heruntergezogen. — Bei dem Entwurf mit einer großen Hauptöffnung kam in erster Linie ein Langerscher Balken in Frage, weil dann das Parallelfachwerk über die gesamte Länge der Brücke glatt durchgehen kann und in der großen Hauptöffnung nur durch den Stabbogen statisch und damit auch für das Auge verstärkt zu werden braucht.

Durch die heute stark gewordenen Bestrebungen, an toter Last und damit an Stahlgewicht zu sparen, ist die Ausbildung der Fahrbahn der Straßenbrücken mit Buckelplatten und leichter Verschleißdecke besonders gern angewandt. Bedenkt man hierbei, daß der kostbare Stahl in diesen Platten in keiner Weise genügend ausgenutzt ist, ebensowenig wie etwa auch in den Stegen der Fahrbahn-Längsträger, und betrachtet man andererseits den Querschnitt eines Stockwerküberbaues als Ganzes, so liegt der Gedanke nicht weit, einen solchen Brückenquerschnitt anders zu gestalten, als dies bisher der Fall war. Der tragende Teil der Fahrbahndecke, d. h. die Buckelplatten mit den Längsträgern bilden zusammen eine Tafel, deren Kontinuität Veranlassung gibt, durch Zusammenschluß mit den Gurten vervollständigt zu werden. Hierzu gibt die heute schon so weit vorgeschrittene Technik der Schweißung die besten Möglichkeiten. Es ergibt sich daraus, sie in ihrer Gesamtheit wie einen zusammenwirkenden Querschnitt zu betrachten, wo die bisher nur als Längsträger betrachteten I-Träger sich ebenfalls genau so an der Aufnahme der Gurtkraft beteiligen wie die eigentlichen Gurtstäbe selbst.

Diese Stäbe sind dann keine Gurtstäbe mehr, sondern nur noch die äußeren Rippenpaare einer Rippenplatte, deren Querschnitte aber so groß sein müssen, daß sie in den Endfeldern der Brücke die ersten und an

Auf diese Weise erhält man eine Kontinuität der Konstruktion, die auf jeden Fall eine hohe günstige Wirkung in der Beanspruchung der Brücke, als Ganzes genommen, erzielt. Es ist jedenfalls besser, die Längsträger konstruktiv mit zu einer Anteilnahme an der Übertragung der Gurtkräfte heranzuziehen, als sie gewissermaßen draußen stehen zu lassen, in welchem Zustande sie sich ja doch bis zu einem gewissen Grade beteiligen, und zwar in einer Form, die in den Anschlüssen die ungünstigsten Nebenwirkungen zeitigt. Ansätze zu einer teilweisen Mitbeziehung der Längsträger in die Haupttragorgane finden sich z. B.

bereits bei der Ausführung der Rheinbrücke Ludwigshafen-Mannheim durch die M. A. N.<sup>2)</sup> Außerdem wurde schon der Vorschlag gemacht, bei einem Langerschen Balken die Fahrbahn mit in den Verstärkungsträger einzubeziehen und beide zu einer steifen Platte zu vereinigen<sup>3)</sup>.

An Hand der Abb. 3 u. 4 seien folgende Einzelheiten hervorgehoben. Es werden die Längsträger durchgehend konstruiert und auch wirklich

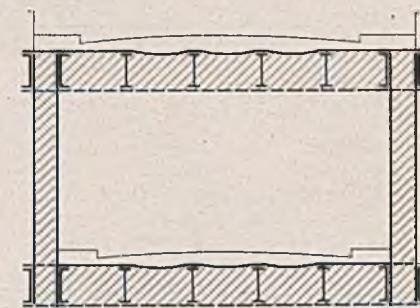


Abb. 2.

so angeordnet, und zwar in der Form, daß die Querträger in den Auflagerpunkten der Längsträger so breite Ausschnitte erhalten, daß die letzteren glatt durchgelegt werden können. Die Einzelheiten dieser Auflagerung sind in Abb. 3 deutlich zu erkennen. Die Längsträger liegen auf einer durchschießenden Auflagerplatte von genügender Länge, und die oberen Flanschen der Querträger sind mit einer besonderen Platte, die auf den Buckelblechen liegt, gedeckt. Der geschnittene Teil des Querträgerstegs wird mit den entsprechenden, aber erst nach Ausrichtung der Längsträger aufzuschweißenden Aussteifungsblechen überlappt verschweißt. Dieser große Ausschnitt in den Querträgern ist vor allem für die Montage der Längsträger günstig, da diese mit großer Genauigkeit ausgeführt werden muß. Gestoßen sind die Längsträger in einer Entfernung von etwa 1 m vom Querträger.

Die bereits erwähnte zwischen Gurt und seitlichem Längsträger liegende Verbindungstafel, die sich natürlich ebenfalls an der Gurtkraftübertragung

<sup>2)</sup> Bauing. 1932, S. 68.

<sup>3)</sup> P. Algyay-Hubert, Internat. Vereinigung f. B. H. 1936, Vorber. S. 572.

<sup>1)</sup> VDI-Zeitschrift 1934, Nr. 11, S. 339.

beteiligt, ist im Obergurt durch drei und im Untergurt durch zwei Längsrippen versteift. Dasselbe gilt für die Buckelplatten, die ja ohnedies Rippen benötigen, wenn sie auch hier nicht, wie gewöhnlich, quer zur Brückenachse, sondern in der Richtung der Brückenachse angeordnet sind.

Die Längsträger haben Biegung und Achsdruck bzw. -zug aufzunehmen. Sie sind nach der größten Biegebungsbeanspruchung und der größten zulässigen Durchbiegung bemessen und genügen auch dem Zug bzw. Druck

ungefähr auf, während in der Druckzone sich beide Beanspruchungen addieren. Es werden deshalb dort, d. h. auf der oberen Kopfplatte in Feldmitte und auf der unteren über den Hauptquerträgern, zusätzliche Druckplattenstücke von genügender Länge aufgeschweißt. Dasselbe wird im Untergurt vorgenommen, nur kommen die hier auf Zug beanspruchten Plattenstücke in Feldmitte auf die untere und über den Hauptquerträgern auf die obere Kopfplatte.

Alle diese in den Abbildungen mit „Z“ bezeichneten zusätzlichen Platten werden, wie erwähnt, erst dann endgültig an den Stabquerschnitt angeschweißt, wenn die ganze Brücke montiert ist und das Eigengewicht sich ausgewirkt hat. Dadurch wird erreicht, daß sie nicht schon von Anfang an gewissermaßen in den Querschnitt hineinfallen, sondern zum größten Teil der Aufnahme der Spannungen aus Verkehr vorbehalten bleiben. Im übrigen sei betont, daß auf Grund unserer neuesten Erkenntnisse über unseren Stahl auch bei solch kombinierter Beanspruchung wie hier, wo Biegung und axialer Zug bzw. Druck zusammenwirken, höhere Widerstandsfähigkeiten erwartet werden können, als einer rechnermäßigen Superponierung entspricht, und es sind, angeregt durch den vorliegenden Entwurf, in der Versuchsanstalt des Lehrstuhls des Verfassers bereits entsprechende Dauerversuche eingeleitet. Ihre Ergebnisse werden entscheidenden Einfluß auf Länge und Dicke jener Zusatzplatten haben.

Nach dem Gesagten stehen zur Aufnahme der ersten Gurtkraft die äußeren Rippenpaare zur Verfügung, während sich an der Übertragung der größten Gurtkraft in Brückenmitte der gesamte Querschnitt über die ganze Brückenbreite hinweg beteiligt. Da aber dieser Querschnitt über die ganze Brücke bis zu den Endfeldern durchgeführt wird, ist in den Zwischenfeldern ein bedeutender Querschnittüberschuß vorhanden, weshalb wenigstens die zusätzlichen Platten auf den Längsträgern von Brückenmitte ab langsam schwächer gehalten werden können. Es ist für die Brücke selbstverständlich kein waagerechter Verband nötig, da beide Fahrbahnen Tafeln von hoher Steifigkeit darstellen. — Schließlich sei noch erwähnt, daß die Längsträger im Obergurt in Mitte der Zwischenfelder durch Eckbleche an die Buckelplatten abgesteift sind. Die Befestigung der Eckbleche geschieht durch Schweißung (Abb. 4a).

Möchte man nun folgerichtig weitergehen, so steht eigentlich nichts im Wege, auch die erwähnten äußeren Rippenpaare zu schweißen, da diese aus einfachen Platten bestehen und einen gleichbleibenden Querschnitt über die ganze Brücke erhalten (Abb. 5). Dabei wird es am zweckmäßigsten sein, die Stöße zu nieten, da die innen liegenden Knotenbleche ohnedies aufgenietet werden müssen. Auch die Diagonalen können geschweißt werden, und es wird durch die geschweißte Ausführung aller Stäbe des Hauptträgers

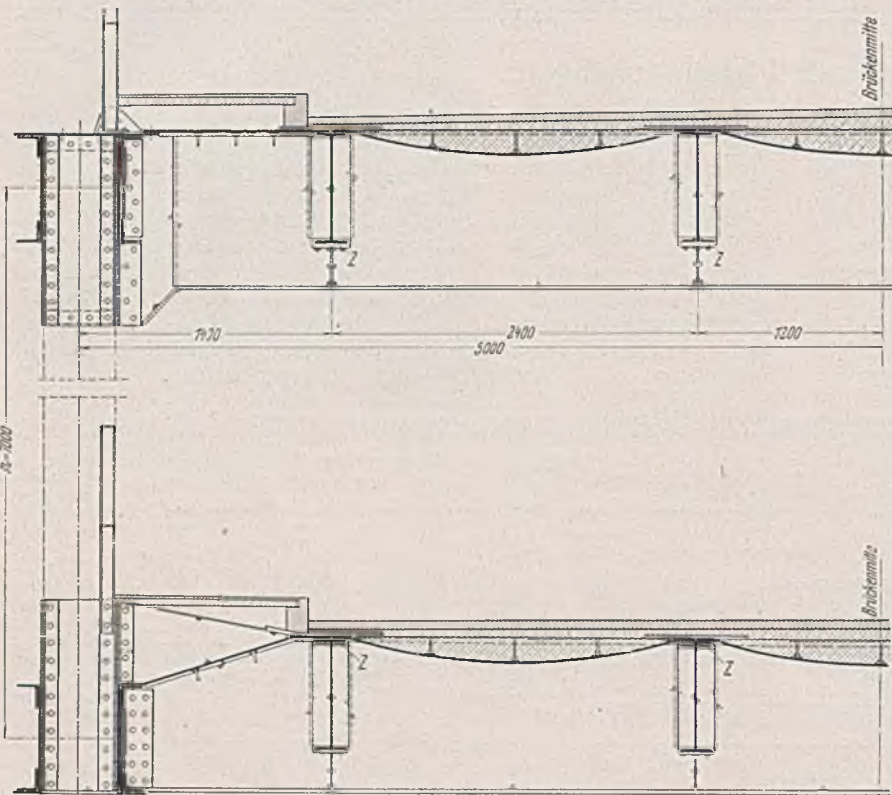


Abb. 3. Querschnitt bei den Hauptquerträgern. Die Längsträger schließen mit ihrem ganzen Querschnitt durch.

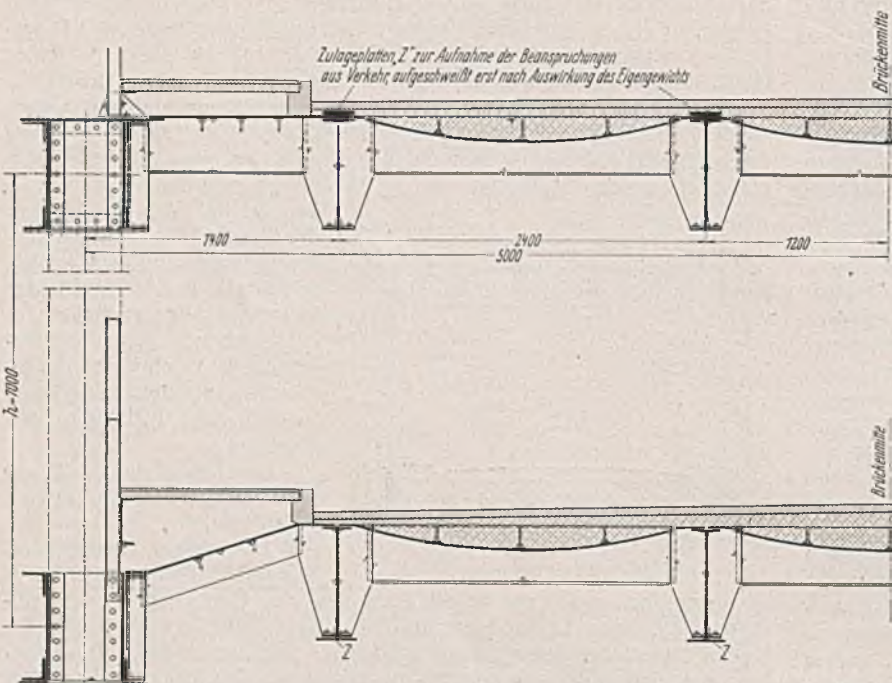


Abb. 4. Querschnitte bei den Zwischenquerträgern.

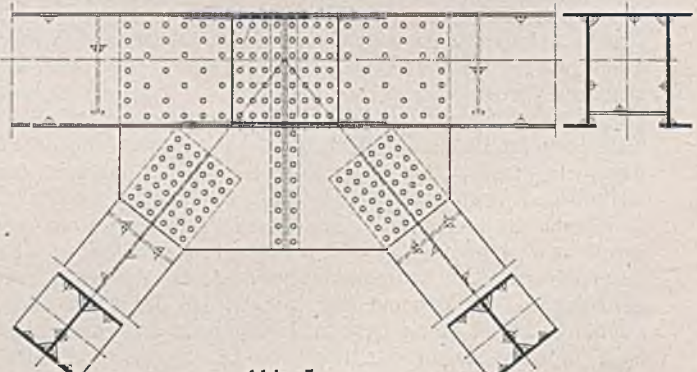


Abb. 5. Darstellung eines Knotenpunktes einer 90-m-Öffnung. Die eigentlichen Gurtstäbe haben alle gleichen Querschnitt, alle Knoten sind gleichmäßig ausgebildet.

aus dem Gurtkraftanteil in dem Zustande der fertig montierten und abgelassenen Brücke, d. h. also unter Eigengewicht ohne Straßendecke. Für die Belastung aus Straßendecke und Verkehrslast heben sich im Obergurt in der Biegebungs-Zugzone die Spannungen aus Biegung und axialer Stabkraft



Abb. 4a. Abstützung der Längsträger in den Drittpunkten der Felder.

eine besonders gute architektonische Wirkung erzielt, die noch dadurch erhöht werden kann, daß Gestaltung und Nietung der Knotenpunkte gleichmäßig ausgebildet werden (s. Abb. 5).

Im übrigen ist die Konstruktion nach den normalen Grundsätzen durchgeführt. Die Anschlußhöhe der Querträger ist entsprechend den erforderlichen Verhältnissen vergrößert, im Untergurt durch Aufschweißen eines zusätzlichen Zwickels, im Obergurt durch Anordnung eines entsprechenden Eckbleches, das ebenfalls überlappt mit dem Querträgerstegblech verschweißt wird. — In jedem Hauptfelde befinden sich zwei Zwischenquerträger, die gemäß Abb. 4 in einfachster Weise angeordnet sind.

Die Geländerständer stehen im Untergurt bei jedem Haupt- und Zwischenquerträger, so daß als Randträger für den Fußweg ein  $\square 30$  benötigt wird. Im Obergurt kann eine größere Anzahl von Ständern angeordnet werden.

Neben einer wesentlich besseren Kraftwirkung durch die Erzielung eines hohen Grades von Kontinuität im ganzen wurde hier auch ein wesentlicher wirtschaftlicher Vorteil durch eine bedeutende Ersparnis an Gewicht erreicht. Es beträgt für den vorliegenden Entwurf im System nach Abb. 1a ohne Konstruktion für einen öffentlichen Fußweg und ohne Übersteigungsbauwerke rd. 4900 t St 52 gegenüber rd. 8800 t für den Entwurf einer normalen Doppelbrücke. Zu den 4900 t kommen allerdings rd. 1000 t für die Übersteigungsbauwerke, die jedoch mit zunehmender Brückenlänge immer weniger ins Gewicht fallen. Hierzu kommt eine bedeutende Ersparnis für die Werkstattarbeit und die Montage, die beide zusammen mit den Ersparnissen an Gewicht noch größer werden bei Anwendung der oben besprochenen Schweißung auch der Fachwerkstäbe der Hauptträger. — Die Ersparnisse durch die geringere Breite der Pfeiler wird durch die Kosten für die Unterbauten der Übersteigungsbauwerke und die Anstiegsrampen ungefähr aufgehoben.

Daß die Miteinbeziehung der Fahrbahn in das Haupttragorgan auch bei normalen Brücken mit nur einer Fahrbahn mit Erfolg durchgeführt werden kann, ist selbstverständlich (Abb. 6 u. 7). Besonders erfolgreich wird sie bei Deckbrücken sein (Abb. 6) und im allgemeinen in allen Fällen, wo die Fahrbahn in oder ungefähr in der Ebene eines waagerechten Gurtes liegt und wenn es sich um Straßenbrücken handelt, bei

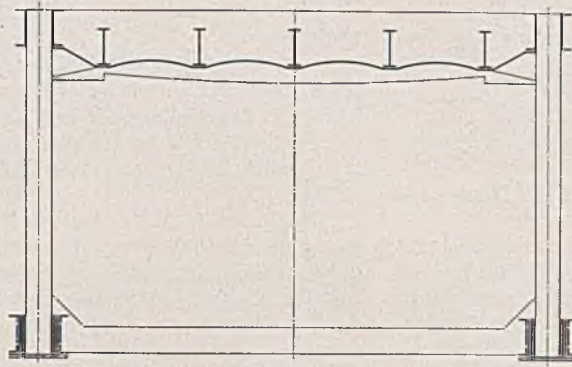


Abb. 6.  
Deckbrücke mit tragender Fahrbahn.

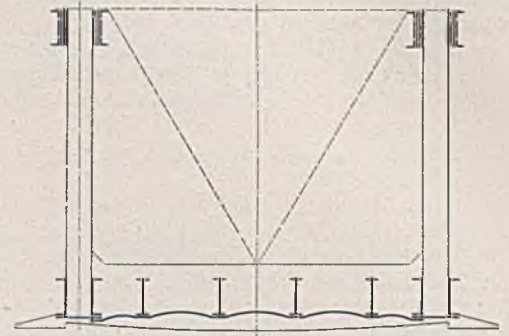


Abb. 7.  
Brücke mit tiefliegender tragender Fahrbahn.

denen ohnedies eine durchlaufende Blechtafel benötigt wird. Durch die Miteinbeziehung dieser, wie auch der Längsträger, wird wertvolles Material erst richtig ausgenutzt unter gleichzeitiger Erreichung eines wesentlich höheren Grades von Kontinuität, durch den das Tragwerk nicht nur wirtschaftlicher, sondern als Ganzes genommen auch weit fester und auch schöner wird. Im Falle der Übersteigungsbrücke kommt hierbei noch die weitere Verbesserung für den Luftschutz in Frage. Ihre sonstigen Vorteile gegenüber einer normalen Doppelbrücke, wie halbe Breite der Angriffsfläche, Schutz der unteren Fahrbahn durch die Decke der oberen u. a., werden noch dadurch vermehrt, daß das Haupttragorgan jetzt im wesentlichen aus einer Art von stählernen Rippenplatten besteht, denen auch mehrere Durchschläge nichts anhaben können. Die Brücke stellt ein ungemein zähes Tragwerk dar, dessen Widerstandsfähigkeit gegen alle Arten von Zerstörungsangriffen den Brücken in den sonst gebräuchlichen Systemen weit überlegen sein wird.

Alle Rechte vorbehalten.

### Küstenschutz an der Ostsee.

Von Prof. Dr.-Ing. Hansen, Danzig.

Der Meisterung der Küstenerstörungskräfte stand man lange ziemlich machtlos gegenüber; heute ist das in dem Maße nicht mehr der Fall. Eine Lehrzeit, die Jahrzehnte umfaßt, liegt hinter uns und — noch vor uns. Bis zur endgültigen Bewältigung des Problems ist noch ein erheblich Stück Wegs zu gehen. Doch die Anzeichen, daß wir uns den Meisterjahren nähern, mehren sich. Unsere Zeit steht nicht mehr ausschließlich im Zeichen der Verteidigung; man beginnt zum Angriff überzugehen.

So konnten Pläne, die bisher als undurchführbar galten, wie z. B. die umfangreichen Landgewinnungsarbeiten an der Nordsee, mit Tatkraft und Schwung begonnen und verwirklicht werden.

Daß der Hebel dort angesetzt wurde, wo ein greifbarer baldiger in Wirtschaftswerte umsetzbarer Erfolg in Aussicht stand, ist selbstverständlich; die weniger wichtigen Aufgaben mußten zurückgestellt werden. Ihre Lösung und Behandlung darf nicht vergessen werden und ist zu



Abb. 1.

In Zeiten der Sättigung, in Zeiten des politischen Verfalls und inneren Morschheit begegneten Fragen der Landerhaltung oder gar der Landgewinnung geringem Interesse. Pläne solcher Art, für die hier und da Einsichtige stritten, wurden als phantastisch, in mildem Ausdruck als unwirtschaftlich bezeichnet.

Von der Gebundenheit der Wirtschaftsbegriffe befreite der Nationalsozialismus. Es wurden solche Bauvorhaben, die auf gemeinnütziger Grundlage aufzubauen waren, ohne den früheren eingeengten Maßstab einzelgebundenen Wirtschaftsdenkens anzulegen, für bauwürdig befunden.

gegebener Zeit in Angriff zu nehmen. Zu diesem Aufgabenkreis gehören die Küstenschutzmaßnahmen im Gebiete der Ostsee.

Das deutsche Küstengebiet, in dem ein Abbruch der Ufer, verursacht durch Wellen und Wind eintritt, erstreckt sich vom Mecklenburger Land über Pommerns Küste nach Ostpreußen und weist eine Länge von rd. 450 km auf (Abb. 1)<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Abbildung entnommen aus „Küstenschutz an der Ostsee“ von Dr. Heiser, Bautechn. 1927, Heft 53, Abb. 4, S. 765.

An der gesamten Küste war bis vor rd. 100 Jahren fast überall ein labiler Zustand vorhanden, d. h. das Ufer war in Veränderung begriffen, entweder im Abbruch oder in Anlandung.

Die Voraussetzungen dieses Spiels waren gegeben

1. durch die geologische Beschaffenheit der Küste,
2. durch die lange und gerade Linienführung der einzelnen Küstenstrecken,
3. durch die Lage der Küste zu der vorherrschenden Wind- und Stromrichtung.

In der Hauptsache zeigt das deutsche Ostseeufer von obengenannter Ausdehnung sandige Beschaffenheit, die hier und da durch tonige und kreidehaltige Bodenarten unterbrochen ist. Das an einen verschiedenen breiten Strand sich anschließende Hinterland zeigt in flachen Küstengebieten Dünencharakter, d. h. reine bewachsene und unbewachsene Flugsandbildungen; an höher gelegenen Küstengebieten ruhen vielfach auf einer sandigen Unterlage Ton und lehmartige Schichten, die fruchtbare Äcker tragen.

So ist hauptsächlich zu unterscheiden zwischen Ufergebieten mit anschließender mehr oder minder ausgeprägter Dünenbildung und solchen mit gewachsenen Steilhängen. Letztere gehören, land- und volkswirtschaftlich betrachtet, zu den Bodenflächen, deren Erhaltung besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden sollte, um die Volksraumnot in bescheidenster Weise zu mildern und die Ernährungsgrundlagen des deutschen Volkes sicherer zu stellen. Daneben sind natürlich noch Gesichtspunkte und Forderungen anderer Zweige der Volkswirtschaft zu berücksichtigen,

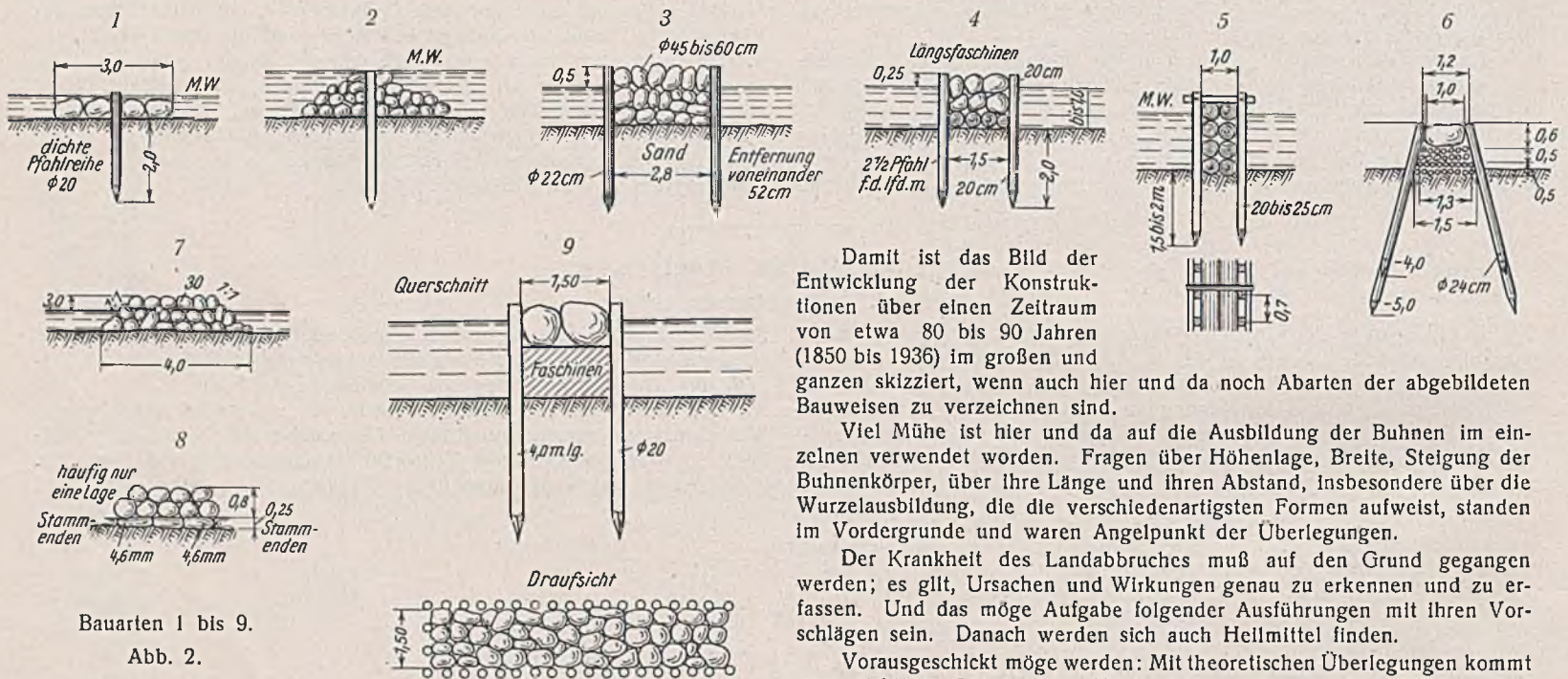
aller Fehlschläge fand diese Bauweise Jahrzehnte und sogar noch heute Nachahmung.

Erst als der Staat sich der Note der Küstenanlieger annahm und seine Fachleute entsandte, kam man, aus dem beheimatlichen Stadium heraus, in das Stadium der Versuche, in dem wir uns noch heute befinden.

Man versuchte und versuchte immer wieder der Natur ihre Geheimnisse abzulauschen und ihre Kräfte in den Dienst der Menschheit zu stellen.

Erst um die Mitte des 19. Jahrhunderts wurden in der Erkenntnis, daß eine Abschwächung des Küstenstromes unmittelbar am Ufer und damit eine Sandanreicherung erreicht werden müßte, erstmalig Holzwerke, sog. Pfahlbuhnen, in See hinausgetrieben. Ihre Länge in See war kurz; die 1-m-Tiefengrenze am Kopfende, bezogen auf GW, wurde selten überschritten. Über ein- und zweireihige Buhnen, die nicht genügend Widerstandskraft gegen Wellengang und Eis aufwiesen und daher geringe Lebensdauer besaßen, ging die Entwicklung zu ausgepackten Buhnenkörpern.

In Abb. 2<sup>2)</sup> sind die verschiedenen zur Verwendung gekommenen Bauarten dargestellt. Die in neuerer Zeit hergestellten Buhnen zeigen den in Abb. 2 unter 9 dargestellten Regelquerschnitt und weichen von der in Abb. 2 unter 4 angegebenen Form zur Hauptsache in den Abmessungen ab; auch legt man heute die Faschinenlage höher, um durch Ersparnis einer Steinschicht billiger zu bauen und die Unterhaltungsarbeit zu erleichtern. Neuerdings wurden in Ostpreußen, sowie in Pommern Versuche mit eisernen Spundwänden gemacht; praktische Ergebnisse über ihre Bewährung liegen in ausreichendem Maße noch nicht vor.



Bauarten 1 bis 9.

Abb. 2.

wie z. B. die der Forstverwaltung um Erhaltung des Baumbestandes, die der Verkehrsverwaltung um Förderung und Sicherstellung der Schifffahrt und teilweise des Landverkehrs, die der Fischerei durch Erhaltung der Fischgründe und damit Befriedigung der Lebensbedürfnisse der fischereitreibenden Bevölkerung und der Verbraucher, die der Gesundheitsverwaltung durch Schutz der Badeorte mit ihren Anlagen u. dgl.

Bis in die Neuzeit hinein — etwa 1850 bis 1860 — lag kein Bedürfnis vor, von Staats wegen Maßnahmen zur Sicherung der Ufer zu treffen. Erst mit zunehmender Bevölkerungsdichte und der Notwendigkeit, jedes Stückchen Land auszunutzen, um bessere Lebensbedingungen zu schaffen, wurden die ersten, meistens privaten Versuche gemacht, dem Landabbruch an besonders gefährdeten Stellen einen Riegel vorzuschleichen.

So begann dieser und jener Uferanlieger ein ihm wertvolles Gut in Form von Land, Haus, Baumbestand usw. vor der anbrandenden See zu schützen, anfangs in einfachster Art durch Schaffung von parallel zum Ufer liegenden Holzwerken aus gerammten Pfählen in geringem Abstände mit unzureichender Befestigung. Die Zwischenräume wurden mit Strauchwerk ausgefüllt und mit Sand und Steinen hinterfüllt. Schutzwerke solcher Art wurden meistens bei dem nächsten höheren Wasserstand ein Opfer des Meeres. Die Durchlässigkeit des Strauchwerkes führte zum Einsturz der hinterfüllten Sandmassen; damit war der Angriff auf das Ufer wieder freigegeben. Doch darüber hinaus traten durch den Einbau der Pfähle, mit denen sich die auf- und ablaufenden Wellen so lange zankten, bis sie herausgespült waren, Auskolkungen im Strande ein, die wiederum verstärkten Nachrutsch der Uferböschungen verursachten. Trotz

Damit ist das Bild der Entwicklung der Konstruktionen über einen Zeitraum von etwa 80 bis 90 Jahren (1850 bis 1936) im großen und ganzen skizziert, wenn auch hier und da noch Abarten der abgebildeten Bauweisen zu verzeichnen sind.

Viel Mühe ist hier und da auf die Ausbildung der Buhnen im einzelnen verwendet worden. Fragen über Höhenlage, Breite, Steigung der Buhnenkörper, über ihre Länge und ihren Abstand, insbesondere über die Wurzelbildung, die die verschiedenartigsten Formen aufweist, standen im Vordergrund und waren Angelpunkt der Überlegungen.

Der Krankheit des Landabbruches muß auf den Grund gegangen werden; es gilt, Ursachen und Wirkungen genau zu erkennen und zu erfassen. Und das möge Aufgabe folgender Ausführungen mit ihren Vorschlägen sein. Danach werden sich auch Heilmittel finden.

Vorausgeschickt möge werden: Mit theoretischen Überlegungen kommt man nicht zur Lösung der Küstensicherungsfragen; hier führen nur praktische Beobachtungen, zum Teil unterstützt durch Versuche im Laboratorium, die aber niemals sicher die wirklichen Verhältnisse treffen können, da nicht alle Einflüsse bei den Versuchen in Rechnung gestellt werden können, zum Ziel.

Land- und Strandabbruch ist dort vorhanden, wo die Kräfte der brandenden Welle eine lose gelagerte Bodenart (Sand), aber auch fester geschichteter Boden (Ton) anzugreifen und aufzulockern vermag, wo gleichzeitig mit einer Auflockerung ein zweiter Vorgang, nämlich der der Bewegung und Beförderung der gelösten Bodenteilchen im Wasser verbunden ist. Die sich überstürzende bzw. mit großer Oberflächen- und etwas geringerer Grundgeschwindigkeit auflaufende Welle wühlt den Strand auf und zieht beim Rückfließen den Boden seawärts. Der Hauptküstenstrom übernimmt den Weitertransport bis an Uferstellen, die vermöge künstlicher Einbauten (Buhnen, Molen) oder ihrer natürlichen Lage (Buchten) Absatzbecken für das Fördergut bilden. Es soll die Pommernküste von Koserow auf Usedom bis Stilo, der Küstenstrich der Ostsee, an dem der Landabbruch am augenfälligsten in Erscheinung tritt, einmal näher betrachtet werden.

Vorherrschend sind an diesem Küstenstrich Winde aus dem NW-Quadranten; es ist in der Hauptsache mit einer West-Ost-Küstenströmung zu rechnen. Mit Ausnahme einiger Uferstrecken, z. B. Ruden bis Zinnowitz, von Bansin bis Misdroy (s. Abb. 3 u. 5), liegt die gesamte Küste im Abbruch, der hier und da bei besonderen Verhältnissen durch zeitweilige Anlandung unterbrochen wird. Wäre die gesamte Küste von Buhnen,

<sup>2)</sup> Die Skizzen 1 bis 8 sind dem Aufsätze von Germelmann, Ztrbl. d. Bauv. 1908, S. 185, entnommen.

Moleneinbauten und Parallelwerken entblößt, so würde ein dauernder Transport von Sandmassen von Zinnowitz bis Stilo und weiter ostwärts eintreten mit dem Ergebnis, daß die Küste bei der fast überall gleichartigen geologischen Beschaffenheit eine immer mehr geradlinige Form annehmen würde. Die heute vorhandene fast geradlinige Küste ist das charakteristische Ergebnis dieses Vorganges vergangener Jahrhunderte.

Es war und ist ein ständiges Zurückweichen des Ufers zu beobachten. Abb. 3 gibt die „Schwedenkarte“ von 1693 für die Insel Usedom-Wollin wieder; aus ihr ist zu ersehen, daß stellenweise ein Landverlust von 300 m in der Tiefe während eines Zeitraums von 240 Jahren zu verzeichnen ist.

Das Kriterium aller Küstenschutzmaßnahmen ist, womit an sich kaum etwas Neues gesagt ist, was aber bei fast allen bisherigen Küstenschutzmaßnahmen nicht beachtet ist: Die Unterbindung der Sandbeförderung durch den Küstenstrom.

Wie Dr.-Ing. Heiser<sup>3)</sup> sehr richtig festgestellt hat, bilden sich an natürlichen, nicht durch Einbauten veränderten Ufern mehrere Sandriffe, deren Lage durch Bodenart, Küstenrichtung, Wassertiefe und sonstige Einflüsse bestimmt ist. Hier ist der Hebel aller zukünftigen Baumaßnahmen anzusetzen; aus der Lage der Sandriffe ist die Breite des Küstenstromes festzustellen.

Nach Dr.-Ing. Heiser befindet sich auf der Küstenstrecke Swinemünde—Rixhöft das erste Sandriff 20 bis 25 m vor der GW-Wasserlinie in 0,75 bis 1 m Wassertiefe, das zweite bei 60 bis 70 m in 2 m Wassertiefe, während das dritte eine Entfernung von 140 bis 150 m in 3 m Wassertiefe von der Uferlinie aufweist.

Nach meinen Beobachtungen und Seepellungen des Hafenbauamtes Swinemünde sind im Küstenstrich Zinnowitz—Swinemünde die Verhältnisse anders gelagert. Die erste Sandbank liegt in 20 bis 25 m Entfernung bei einer Wassertiefe von 0,80 bis 1 m, während die zweite auf 90 bis 110 m Abstand bei 1,80 bis 2,20 m Wassertiefe beobachtet wurde (s. Abb. 4).



Abb. 3.

Es gilt, die Sandführung des Küstenstromes zum Stillstand oder auf ein Mindestmaß zu bringen, d. h. praktisch auf eine kleine Uferlänge zu beschränken.

Welche Folgen würde nun eine derartige Unterbindung des Sandstromes — die Unterbindungsmittel werden w. u. behandelt — haben? Eine Unterbindung bzw. örtliche Einschränkung der Sandwanderung an der gesamten Küste ist nur möglich, wenn keine „offene“ Uferstrecke vorhanden ist, an der Wind und Wasser den Wandersand abtragen können.



Abb. 4.

Vollen Erfolg verspricht daher nur ein in sich geschlossener Ausbau der gesamten in Abbruch liegenden Uferstrecken. Teilmaßnahmen, wie sie bisher auf Grund jeweiliger örtlicher Bedürfnisse getroffen worden sind, können zeitweilig einen Aufschub im Abbruch, aber keinen dauernden Erfolg bringen, was ja auch zur Genüge in der Praxis nachgewiesen ist. Aus diesem Grunde wird meines Erachtens auch das „System der festen Punkte“<sup>4)</sup>, wenn es auch einen Fortschritt gegenüber den bisherigen

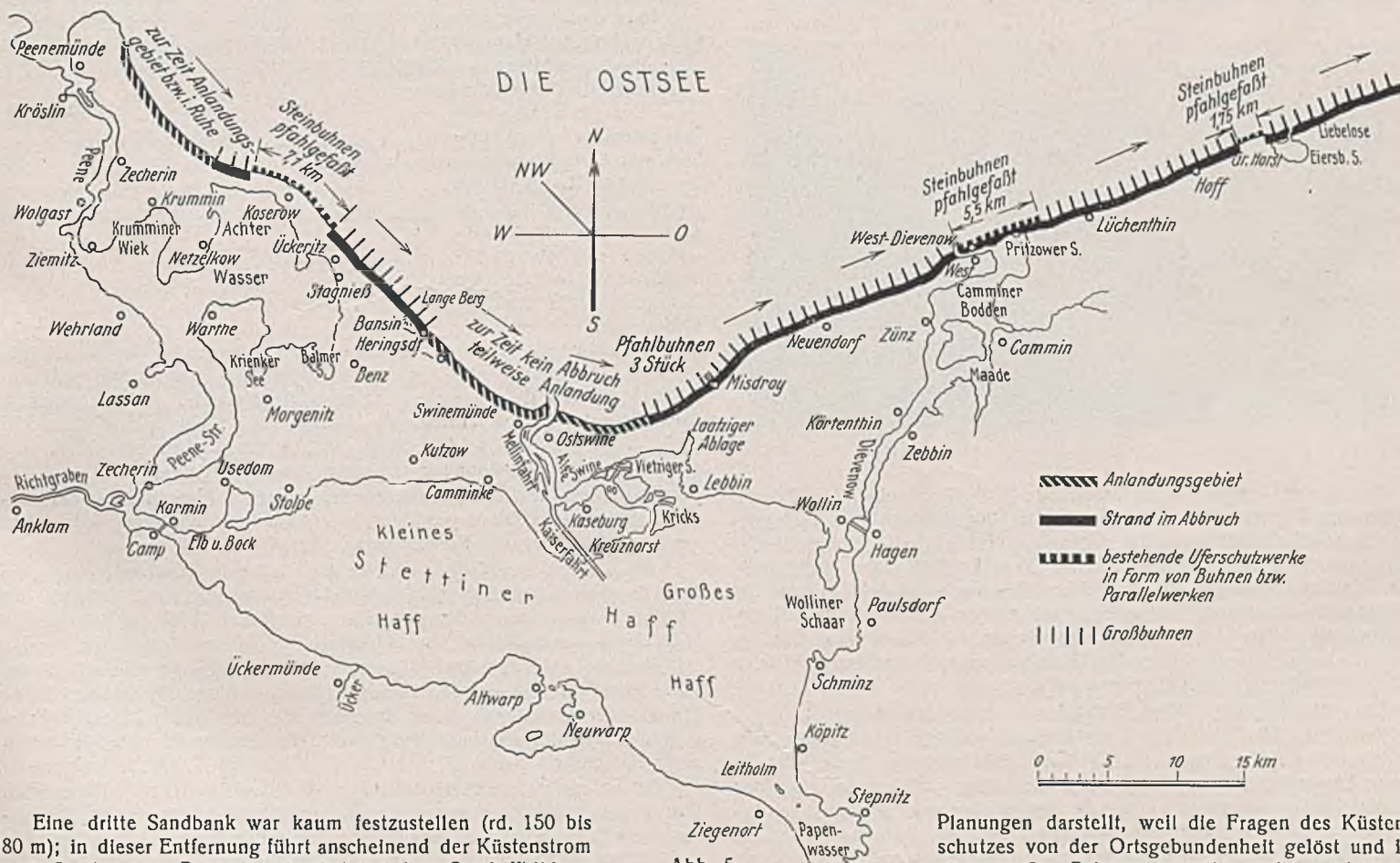


Abb. 5.

Eine dritte Sandbank war kaum festzustellen (rd. 150 bis 180 m); in dieser Entfernung führt anscheinend der Küstenstrom wenig Sandmassen. Besonders deutlich trat diese Sandriffbildung nach starker Küstenströmung während und nach Stürmen auf; dieser Zeitpunkt sollte daher zur Bestimmung der Sandbanklage wahrgenommen werden.

Vorbedingung für alle Küstenschutzmaßnahmen ist erstmalig die Feststellung der Breite des sandführenden Küstenstromes.

<sup>3)</sup> S. Aufsatz von Oberreg.- und -baurat Dr.-Ing. Heiser, Bautechn. 1925, Heft 31, S. 425.

Planungen darstellt, weil die Fragen des Küstenschutzes von der Ortsgebundenheit gelöst und in einen großen Rahmen gestellt wurden, nicht zum Ziele führen. Ihm haftet der Mangel an, wenn auch einzelne Küstenteile gehalten werden, daß das zwischen diesen Festpunkten liegende Küstenufer immer noch dem Abbruch unterliegt. Es würde sich wahrscheinlich bei diesem Verfahren einmal ein gewisser Gleichgewichtszustand der Küste herausbilden. Wann dieser Zeitpunkt gekommen sein wird, weiß man nicht. Vorauszusagen aber ist,

<sup>4)</sup> Bautechn. 1927, Heft 23.

daß inzwischen der Landabbruch zwischen den Festpunkten weitergeht und zu Landeinbußen führen wird, und daß die Unterhaltung und Sicherung der immer mehr in See vorspringenden Festpunkte zur Ausgabe erhebliche Geldmittel zwingen wird.

Das zukünftig allein Erfolg versprechende Küstensicherungsverfahren muß daher ein „Totalitätsverfahren“ sein, ein Verfahren, das Einbauten auf dem ganzen gefährdeten Küstenstrich nach bestimmtem System vorsieht, d. h. grundsätzlich betrachtet, wenn auch in der Form anders, eine Erweiterung des von Dr.-Ing. Heiser vorgeschlagenen Systems der festen Punkte.

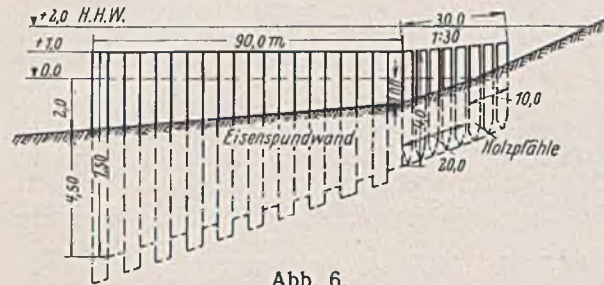


Abb. 6.

Am besten wird an Hand einer Erläuterung des Bauvorganges dieses neue System — Großbuhnen-system genannt — in seiner Art und seiner Wirkung dargestellt.

Auf der ganzen Länge der Abbruchküste sind Großbuhnen aus Eisenspundwänden in 500 m Abstand bis zur zweiten Sandbank, also z. B. auf der Insel Usedom bis auf 90 bis 110 m seewärts, vorzusehen. In Abb. 5, in der auch die vorhandenen Bühnenbauten von Koserow bis Groß-Horst eingetragen sind, ist ein derartiger Ausbau schematisch dargestellt. Den Verhältnissen entsprechend sind obgenannte Richtmaße gegebenenfalls anders zu wählen. Vorsprünge in der Küste sind möglichst zu begradigen. Auch kann in der Nähe vorhandener Einbauten (Molen) z. B. Swinemünde auf neue Bühnen verzichtet werden, da die Wirkung solcher bestehenden Einbauten der der Großbuhnen gleichkommt.

Lösungen. Die Anlandungen in den Bühnenfeldern werden mit Annäherung an die erste voll ausgebaute Großbuhne A, d. h. in Richtung der Bühnenfelder 8 bis 1 wachsen. Daß dieser Zustand sich einstellen wird, erhärtet Abb. 8, worin die Wirkung der bisher 30 m langen Buhne 123 bei Kölpinsee auf nur 55 m verlängert dargestellt ist.

Durch einen derartigen Bauvorgang würde eine schnelle Anlandung an den Teil-Großbuhnen J—A (Abb. 7) sichergestellt. Die Auffüllung der Bühnenfelder ist an den in Abb. 8 dargestellten Bühnen bei Kölpinsee innerhalb weniger Monate eingetreten, obwohl der sandführende Küstenstrom nur unvollkommen unterbunden war.

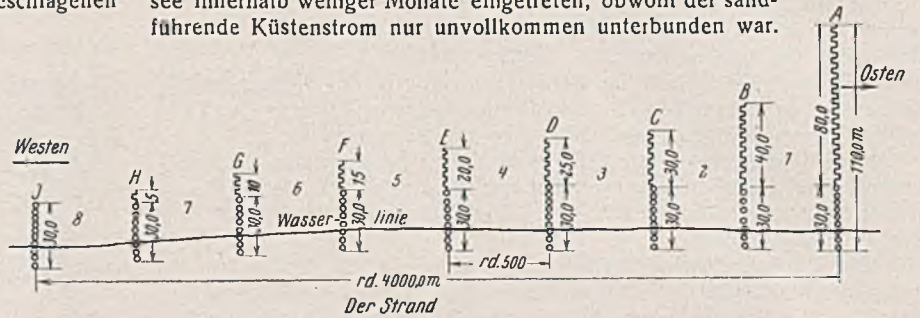


Abb. 7.

Die Holzpfährelreihen (Abb. 7) werden schnell einsanden. Aus diesem Grunde ist auch die sonst wenig günstige Holzbauweise in der Großbuhne, die nur vorübergehendem Zwecke dient, gewählt worden.

Nach genügender Anlandung in den Bühnenfeldern — abhängig von der gewünschten und notwendigen Strandbreite — beginnt der weitere Vorbau der noch nicht auf volle Länge gebrachten Großbuhnen B—J in der schematisch in Abb. 9 dargestellten Weise. Dieser Vorgang wiederholt sich, bis das Ziel der notwendig erforderlichen Strandbreite auf der ganzen Ausbaustrecke erreicht ist.

Damit ist das Gerippe des Großbuhnen-systems hergestellt. Die Sandwanderung ist bei den Wasserständen, die kein Überfluten der Bühnenoberkante verursachen, in der Hauptsache auf jedes Bühnenfeld beschränkt, womit nun allerdings wieder in Anbetracht der großen Bühnenabstände die Gefahr heraufbeschworen wird, daß Strandabbrüche innerhalb der Bühnenfelder eintreten. Um dies zu verhindern, sind schon während der oben geschilderten Baumaßnahmen für die Großbuhnen zweckentsprechende Vorkehrungen zur Erhaltung der Anlandungen durch Einbau von Zwischenbuhnen zu treffen. Damit ist der zweite Bauabschnitt im Großbuhnen-System eingeleitet, der ausschließlich der Stranderhaltung innerhalb jedes Bühnenfeldes dient.

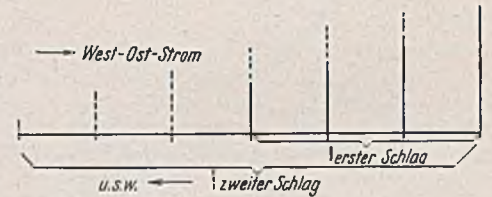


Abb. 9.

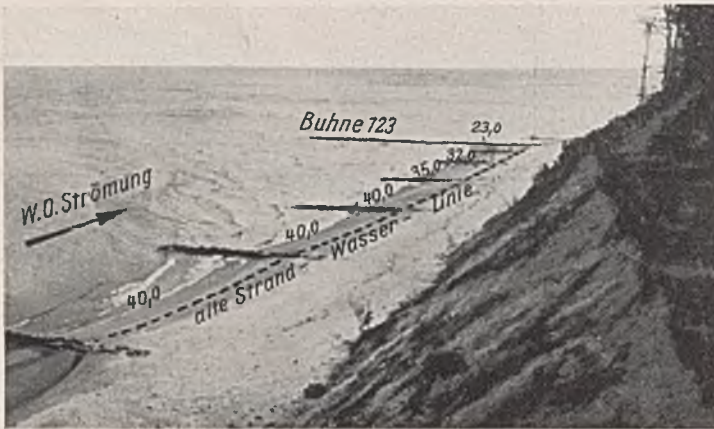


Abb. 8.

Bauart und -vorgang einer Großbuhne (Abb. 6) ist folgender: Es wird am Strande beginnend — die Ansatzstelle braucht nicht am Fuße der Düne oder des Steilhanges zu liegen — eine einfache Holzpfährelreihe bis auf rd. 1 m Wassertiefe von z. B. 30 m Länge in See geschlagen, daran anschließend eine Eisenspundwand bis zur seeseitigen Grenze der sandführenden Strömung, senkrecht oder schräg zum Ufer, gegebenenfalls geknickt. Die Art der Richtungsführung der Buhne zum Ufer ist durch die Lage des zu schützenden Ufers zu den vorherrschenden Winden und durch andere örtliche Einflüsse bedingt.

Über die Wirkung solcher Einbauten ist folgendes zu sagen:

Setzt man den Fall, sämtliche Bühnen würden in kürzester Frist gleichzeitig geschlagen, so würde die Sandwanderung auf der ganzen Länge der Küste plötzlich verhindert und auf die einzelnen Bühnenfelder beschränkt; es würde keine oder nur geringfügige Anlandung, verursacht durch Wandersande, eintreten können. Eine Anlandung könnte in diesem Falle nur bei hohen Wasserständen, die den Dünen- bzw. Steilhangfuß anfressen und diesen Boden in die Bühnenfelder über die Bühnen hinwegführen, entstehen, womit im Laufe der Zeit eine langsame, aber sicherlich unregelmäßige Auffüllung der Bühnenfelder vielleicht erreicht, aber auch bis zum Zeitpunkte der Auffüllung ein Landabbruch nicht vermieden würde.

Um die Anlandung zu beschleunigen, müssen die Bühnenbauten von Osten nach Westen entgegen der vorherrschenden Küstenströmung bei stufen- und abschnittswisen Vorbau der Großbuhnen unter Einschaltung von Arbeitspausen geschlagen werden. Abb. 7 zeigt eine von vielen

So schafft das Großbuhnen-system unter Ausnutzung der Naturkräfte größere Strandbreite und zugleich Strandhöhen. Der Strand wird ein natürliches Bollwerk gegen höhere Wasserstände. Bis zu diesem Idealzustande wird allerdings ein Abbruch der Steilufer und Vordünen nicht überall zu vermeiden sein. Wichtig ist aber ausschließlich, daß ein Dauerverlust an Boden unterbunden wird.

Der Frage der Abwehr höherer Wasserstände (Sturmfluten) muß besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Ihre Erörterung leitet ohne weiteres zur Frage der Bühnenbauart über.

Die Länge der Großbuhnen über alles ist bestimmt durch die Breite der sandführenden Küstenströmung, die Längen der Zwischenbuhnen durch das geschätzte oder durch Erfahrung gewonnene Maß der voraussichtlichen Anlandung.

Da mit einer baldigen Versandung der Holzbuhnen als Teil der Großbuhne zu rechnen ist, bedarf es keiner tiefen Einführung in den Strand oder eines besonderen Anschlusses in das höher gelegene Ufergelände, wie ihn die jetzt bestehenden Bühnen in der verschiedensten Form aufweisen.

Sehr wichtig ist die Höhenlage der Großbuhnen. Die großen Sturmfluten haben an der pommerschen Küste den normalen Wasserstand um 2,0 m etwas überschritten. Aus rein wirtschaftlichen Gründen lassen sich die Bühnen nicht auf diese Höhe bringen. Eine Beschränkung auf 0,8 bis 1,20 m über GW dürfte zweckmäßig sein, soweit der eiserne Teil der Großbuhne in Frage kommt (s. Abb. 6). Dem Holzteil in der Großbuhne wäre im Anschluß an den Eisenteil eine Steigung nach dem Ufer zu von rd. 1 : 20 — 1 : 40, der durchschnittlichen natürlichen Strandneigung entsprechend, zu geben. Die zu wählende Steigung hat sich aber den örtlichen Verhältnissen anzupassen, wobei die vorhandene Strandbreite ausschlaggebend ist.

Die senkrechte Lage der Bühnen zum Uferstrich, die bis heute als die erfahrungsmäßig beste gilt, ist bestimmt nicht immer richtig.

Die Linienführung hat auf die vorherrschende Wind- und Seegangrichtung Rücksicht zu nehmen, was aber nicht dazu führen darf, die Bühnen als Wellenbrecher anzusehen. Das läßt die in Abb. 6 vorgesehene Konstruktion nicht zu, es sei denn, daß sie erheblich verstärkt wird.

Eine leichte Neigung zum Ufer bzw. Knickung am Seeende kann vorteilhaft sein. Wie und wo das anzuordnen ist, muß örtlich gegebenenfalls auf Grund von Versuchen festgestellt werden.

Ob überall den Eisenbühnen, über die ausreichende Erfahrungen noch nicht vorliegen, der Vorzug zu gegeben ist, kann nicht ohne weiteres gesagt werden; darüber müßten Vergleichsrechnungen Aufschluß geben.

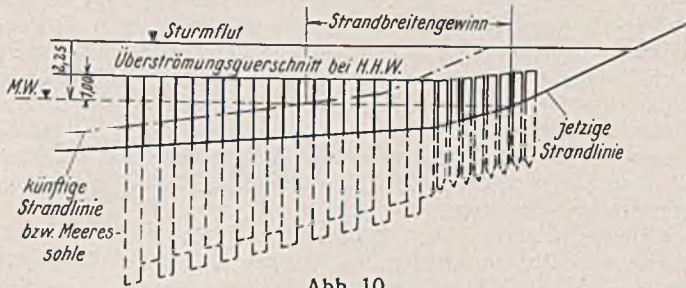


Abb. 10.

In Gegenden, in denen Holz, Steine und Faschinen billig sind, wäre unter Umständen die Steinbühne mit Pfahleinfassung in Erwägung zu ziehen, wobei aber zu beachten ist, daß die Unterhaltung besonders in größeren Wassertiefen nicht unerhebliche Geldmittel beansprucht; hinzu kommt, daß sich diese Konstruktion wegen ihrer Durchlässigkeit theoretisch in dem oben entwickelten Gedanken der Sperrung der Sandströmung und Begrenzung auf ein Bühnenfeld nicht einpaßt. Dieser Nachteil wird praktisch aber kaum wesentlich in Erscheinung treten, da der hydraulische Druck von einem Felde zum andern kaum ausreichen dürfte, Sandkörner hindurch zu pressen, und wenn es der Fall sein sollte, diese in dem als Filter dienenden Faschinenwerk zum Niederschlag kommen. Die Theorie läßt eine solche durchlässige Bauart nicht zu, aber die Praxis braucht sie nicht abzulehnen. Bei der Wahl dieser oder jener Bühnenart spielen noch andere Umstände und Gesichtspunkte mit, die wegen ihrer untergeordneten Bedeutung im Rahmen dieses Ausatzes nicht behandelt werden sollen. Die Möglichkeit einer „Modernisierung“ der bisher als veraltet betrachteten Holzpfahlbühnenmethode besteht ebenfalls.

Es kann eingewendet werden, daß, wie Abb. 10 zeigt, bei HHW der Überströmungsquerschnitt eine sandführende Küstenströmung zuläßt.

Das ist der Fall. Dieser Nachteil kann aber, da solche Sturmfluten selten sind, in Kauf genommen werden. Eine gewisse Verlagerung der

Sandmassen wird nach solchen Sturmfluten ohne Frage eintreten, doch wird unter der Voraussetzung, daß der Strand inzwischen durch das Großbühnensystem aufgehöhht ist, nur ein Angriff auf den Strand zu verzeichnen sein. Das Hinterland wird, was ja erreicht werden soll, nicht in Mitleidenschaft gezogen werden. Es ist also auch im ungünstigsten Falle ein Schutz des Hinterlandes gewährleistet, wenn auch der durch das Großbühnensystem geschaffene natürliche Strandwall teilweise vielleicht ein Opfer des Sturmes wird.

#### Zusammenfassung.

Die Großbühnenbauweise, die sich den natürlichen Vorgängen anpaßt und sich ihrer bedient, gewährt einen ausreichenden Küstenschutz. Daneben verbindet sich mit verhältnismäßig billiger Herstellung der Bauteile hohe Lebensdauer bei vor allem geringen Unterhaltungskosten. Insbesondere weist das Großbühnensystem einen für die Flußmündungen ins Auge springenden Vorteil auf. Da die Küstensandwanderung fast vollkommen unterbunden ist, wird die lästige Sandbarrenbildung vor und in den Flußmündungen unterbleiben; vor allem wird es nicht notwendig sein, die Molenbauten in so großer Länge, wie es bisher geschehen ist, und auf so kostspielige Art in See vorzubauen. Die günstige Nebenwirkung des Großbühnensystems erstreckt sich daher auf eine leichtere und billigere Offenhaltung der Flußmündungen bei Swinemünde, Kolberg usw.

Kritik ist angebracht, wenn an Stelle des Bemängelten Besseres gesetzt und vorgeschlagen wird. Diese Überzeugung hat der Verfasser; es möge daher erlaubt sein, an der bisherigen und bestehenden Bühnenbauart die Fehler festzustellen, die zum Versagen der bisherigen Bauverfahren geführt haben:

1. die Bühnenlänge war zu gering; die Bühne unterband nicht die Sandwanderung,
2. die Bühnenhöhe war teilweise zu gering,
3. die Linienführung der Bühnen war teilweise nicht richtig gewählt,
4. ein Tellausbau war nicht zweckentsprechend, im Gegenteil schädlich für das angrenzende ungeschützte Ufer,
5. Augenblickserfolge in Form von Ansandungen wurden als Dauererfolge gewertet,
6. man bewegte sich in konstruktiven Feinheiten aller Art, die den Kern für die Bekämpfung der Naturgewalten nicht trafen,
7. die dauernden Fehlschläge der verschiedenen Bauweisen und ihre chronischen Nachteile drängten immermehr in die Verteidigung, so daß ein großangelegter Angriff nicht mehr zustande kam.

Die Taktik des Angriffes ist oben geschildert. Wenn auch vielleicht hier und da Ausfälle eintreten mögen, so liegen diese in der Eigenart der Aufgabe begründet.

Alle Rechte vorbehalten.

## Erddruck aus Auflasten nach Coulomb. (Ergänzungen zu früheren Veröffentlichungen.)

Von Dr.-Ing. Otto Mund, Mannheim.

Die Theorie von Coulomb wird auf absehbare Zeit ihre überragende Bedeutung für fast alle Erddruckuntersuchungen behalten. In mehreren Veröffentlichungen<sup>1)2)3)</sup> habe ich mich deshalb bemüht, die insbesondere auf dem Gebiete der theoretischen Erddruckverteilung bestehenden Unklarheiten und Widersprüche zu beseitigen, die streng nach Coulomb eindeutig sich ergebenden Druckverteilungskurven für die verschiedensten vorkommenden Fälle darzustellen und ihre Richtigkeit zu beweisen. Dies gilt natürlich mit den durch die Grundlagen der Theorie bedingten Einschränkungen.

Die Fachkritik hat sich fast durchweg zustimmend zu meinen Darlegungen geäußert. Nur beim Erddruck aus Auflasten sind in einigen Zuschriften und Aufsätzen Einwendungen erhoben worden, die bewußt oder unbewußt auf die Ausführungen Müller-Breslaus in seinem bekannten Werk über Erddruck<sup>4)</sup> zurückgehen. Auch ich habe im Handbuch<sup>1)</sup> seine Verfahren aufgenommen. Nach Drucklegung bin ich jedoch bei einem Fall aus der Praxis auf Widersprüche gestoßen, die schließlich zu meinem Aufsatz in Bautechn. 1935, Heft 20, und zu der Schrift „Der Rebhannsche Satz“<sup>3)</sup> geführt haben. Ich konnte daher den Leser nur noch durch einen entsprechenden Hinweis unter „Berichtigungen“ auf S. XIX des Handbuchs, Bd. IV, auf meine neugewonnenen Erkenntnisse aufmerksam machen.

Schon im § 1, Ziffer 3, seines Werkes behandelt Müller-Breslau den Rebhannschen Satz, den er als allgemein gültige Bedingung zur Be-

stimmung der Lage der Gleitlinie anerkennt. Ist eine gleichmäßig verteilte Auflast vorhanden, so rechnet er, einer bereits von Poncelet eingeführten Vereinfachung folgend, nur mit der Fläche des unbelasteten Gleitkeils und berücksichtigt die Auflast durch Veränderung des Raumgewichts von  $\gamma_e$  auf  $\gamma_e' = \gamma_e + \frac{2p}{h}$ , statt wie üblich durch Vergrößerung des Gleitkeildreiecks um eine der Auflast entsprechende Fläche. Um nun trotzdem die Geltung des Rebhannschen Satzes aufrechterhalten zu können, wird auch das von Gleit- und Böschungslinie sowie dem Erddruckmaß umschlossene Dreieck nach einem Vorschlage von Winkler, willkürlich und ohne eine Rechtfertigung dafür zu geben, mit  $\gamma_e'$  behaftet. Es wird also, da andere Teile der Hinterfüllung für die Untersuchung nicht in Frage kommen, sozusagen die ganze Hinterfüllung mit  $\gamma_e'$  gerechnet, geometrisch also an der Figur gegenüber einem unbelasteten Gleitkeil nichts geändert. So mußte er zu dem unwahrscheinlichen Ergebnis kommen, daß die Lage der Gleitlinie bei ebener Wand und ebenem Gelände völlig unabhängig von der Auflast  $p$  sei<sup>3)</sup>.

Ich habe schon auf S. 10 meiner Abhandlung „Der Rebhannsche Satz“ auf die sich hieraus ergebenden Widersprüche hingewiesen, die noch gesteigert werden, wenn bei un stetiger Belastung nach der Vorschrift Müller-Br.'s auf S. 10 u. 68 für die Größe von  $\gamma_e'$  lediglich der Wert  $p$  im Schnittpunkte der Gleitlinie mit dem Gelände maßgebend sein soll, einerlei, welche Auflast im übrigen auf dem Gleitkeil selbst vorhanden ist. Ich habe demgegenüber im „Rebhannschen Satz“, Abschnitt C, ausführlich nachgewiesen, daß jede Auflast auf dem Gleitkeil, die nicht aus Erde besteht, in der sich also die Gleitlinie nicht fortsetzen kann, eine stellere Gleitlinie erzeugt, und daß der Geländeverlauf erdwärts der Gleitlinie und etwaige Auflasten daselbst ohne Wirkung bleiben.

<sup>1)</sup> Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. IV, Kapitel Stützmauern. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1933, Heft 32 u. 53; 1935, Heft 20; 1936, Heft 2 u. 30; 1937, Heft 26.

<sup>3)</sup> Mund, Der Rebhannsche Satz. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>4)</sup> Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern. Stuttgart 1906, Verlag Alfred Kröner.

<sup>5)</sup> Müller-Breslau, a. a. O., S. 12, Ziffer I.

Das letztere bestreitet auch Müller-Br. nicht, denn es ergibt sich aus keiner Stelle seines Werkes, daß er etwa Lasten außerhalb des Gleitkeils berücksichtigt haben will. Seine Gleichungen ergeben auch für jede Auflast auf dem Gleitkeil, der Theorie entsprechend, eine steilere Gleitlinie, solange der Endpunkt dieser Gleitlinie im Gelände nicht selbst belastet ist. Erst wenn dies der Fall ist, zeigen sich die Widersprüche, die ich durch ein nach seinen Gleichungen (32) bis (35) durchgerechnetes einfaches Beispiel nachweisen will.

Gegeben sei gemäß Abb. 1 eine Stützmauer von  $h = 10,0$  m mit senkrechter Mauer- und waagerechter Geländebegrenzung für  $\rho = 30^\circ$ ,  $\delta = 0^\circ$  und  $\gamma_e = 2,0$  t/m<sup>3</sup>, die von der Mauerkante A fortschreitend auf die Länge  $b_x$  mit  $p = 5$  t/m belastet wird. Die waagerechte Grundseite des Zusatzdreiecks zur Berücksichtigung der Auflast ergibt sich dann, solange die Gleitlinie außerhalb der Auflast ausmündet, aus

$$\gamma_e \cdot \frac{xh}{2} = p b_x \quad \text{zu} \quad x = \frac{2 p b_x}{\gamma_e h} = \frac{b_x}{2}$$

Die für die Berechnung in Frage kommenden Gl. (32) bis (35) auf S. 20 des Werkes von Müller-Br. lauten.

$$(32) \quad E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e' s_m^2 \nu^2,$$

wobei

$$(33) \quad \nu = \frac{\sin(\vartheta'_m + \rho)}{\varepsilon} \quad \text{und}$$

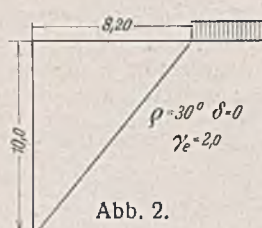
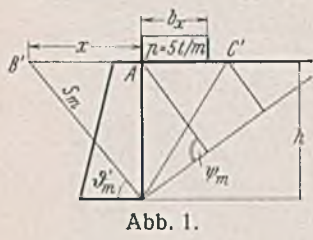
$$(34) \quad \varepsilon = 1 + \frac{|\sin(\rho - \alpha) \sin(\rho + \vartheta'_m - \psi_m)|}{\sin(\vartheta'_m + \alpha) \sin \psi_m}$$

Ferner ist

$$(35) \quad B'_m C = s_m \nu \cdot \frac{\varepsilon - 1}{\sin(\rho - \alpha)}$$

Bei waagerechtem Gelände ist  $\alpha = 0$  und für  $\delta = 0$  ist  $\psi_m = 90^\circ$ ,  $\sin \psi_m = 1,0$ .

Die Ergebnisse der Berechnung sind nebenstehend eingetragen. Man sieht aus den Reihen 1 bis 7, wie mit fortschreitender Belastung auch nach den Gleichungen Müller-Br.'s sich die Gleitlinie allmählich steiler einstellt, von 5,78 m Randabstand bei unbelastetem Gelände bis zu 3,73 m bei Vollbelastung des so errechneten Gleitkeils.



**Zusammenstellung.**

Reihe	$b_x$	$x$	ctg $\vartheta'_m$	$\vartheta'_m$	$\rho + \vartheta'_m - \psi_m$	$\varepsilon$	$\nu$	$s$	$B' C$	$B' C' - x$	$E$
1	0	0	0	90°	30°	1,5	0,578	10,0	5,78	5,78	33,4
2	1,0	0,5	0,05	87° 9'	27° 9'	1,48	0,601	10,02	5,78	5,28	36,2
3	2,0	1,0	0,10	84° 17'	24° 17'	1,454	0,625	10,05	5,71	4,71	39,5
4	3,0	1,5	0,15	81° 29'	21° 29'	1,420	0,651	10,13	5,69	4,19	43,3
5	3,6	1,8	0,18	79° 48'	19° 48'	1,415	0,665	10,15	5,61	3,81	45,6
6	3,7	1,85	0,185	79° 31'	19° 31'	1,412	0,668	10,18	5,61	3,76	46,2
7	3,74	1,87	0,187	79° 23'	19° 23'	1,410	0,670	10,18	5,60	3,73	46,5
8	5,78	0	0	90°	30°	1,5	0,578	10,0	5,78	5,78	50,1
9	8,20	-2,73	0,273	105° 16'	45° 51'	1,611	0,432	10,37	5,48	8,21	30,0
10	8,30	-2,77	0,277	106° 05'	46° 05'	1,611	0,431	10,38	5,48	8,25	30,2

Von diesem Augenblick an soll nun aber nicht mehr das Raumgewicht  $\gamma_e$ , sondern

$$\gamma_e' = \gamma_e + \frac{2p}{h} = 2,0 + \frac{10,0}{10,0} = 3,0 \text{ t/m}^3$$

maßgebend sein. Dadurch flacht sich die Gleitlinie plötzlich ab, und man erhält, falls man die Auflast so weit erstreckt, wieder die Gleitlinie des unbelasteten Erdreichs (Reihe 8). Dabei ergibt sich trotz des Sprunges von über 2,0 m ein nur unwesentlich erhöhter Erddruck.

Für die Belastungslänge  $b_x$  zwischen 3,73 m und 5,78 m ist das Ergebnis gänzlich unklar. Rechnet man mit  $\gamma_e'$ , so endet die Gleitlinie im unbelasteten Erdreich. Man müßte also nach der Vorschrift doch mit  $\gamma_e$  rechnen und erhält dann wiederum die Gleitlinie der Reihe 7, die zeigt, daß die über 3,73 m hinausgehende Belastung nicht wirksam sein kann.

Beginnt dagegen nach Abb. 2 die Belastung erst in 8,20 m Abstand von der Mauerkante (Reihe 9), so ergibt sich mit  $\gamma_e' = 3,0$  t/m<sup>3</sup> gerade der Lastbeginn am Gleitlinienende, d. h., der ganze Gleitkeil ist praktisch unbelastet. Die Gleitlinie ist wesentlich flacher als beim unbelasteten Erdreich, obgleich die Auflast erst in erheblichem Abstände von der Gleitlinie des unbelasteten Erdreichs beginnt und nur 1 cm in den jetzt errechneten Gleitkeil hineinragt, also sicher keinen nennenswerten Einfluß ausüben kann.

Bei 8,30 m Lastabstand (Reihe 10) liegt der Lastbeginn außerhalb der Gleitlinie, so daß nun mit  $\gamma_e = 2,0$  t/m<sup>3</sup> gerechnet werden muß und wir wie früher den Endpunkt der Gleitlinie im Abstände von 5,78 m erhalten. In Wirklichkeit liegt jede Gleitlinie für einen bestimmten Lastfall eindeutig fest ohne Rücksicht auf die Mauerhöhe und einerlei, ob die Richtung der Gleitlinie von ihrem Fußpunkte in der Mauerbegrenzung oder von ihrem anderen Endpunkte im Gelände aus bestimmt wird. Ebenso ist die aus den Gleitlinien zu ermittelnde Druckverteilung stets eindeutig und demnach für eine bestimmte Tiefe stets gleich groß.

Die Ausführungen Müller-Br.'s über die Wirkung von Einzel lasten bzw. kurzen Streckenlasten kann ich ebenfalls nicht als zutreffend anerkennen. Hier liegt der Fehler in der unrichtigen Anwendung der Culmann-Linie. Diese kann allerdings, wie M.-Br. behauptet, zwei und mehrere Höchstwerte ergeben, wenn wir eine große Anzahl Teilerdkeile annehmen, die ihre Schnelle im Mauerpunkte B haben, und das Gewicht der Auflast voll dem einen Teilerdkeil zurechnen, in dessen Geländeabschnitt die Auflast liegt. Dieses Verfahren ist durchaus willkürlich. Denn damit ergibt sich für jede Mauertiefe ein anderer Teilerdkeil, der jedesmal den gesamten Einfluß der betreffenden Auflast enthalten soll, während auch hier die Druckverteilung eindeutig bestimmt ist.

Die Culmann-Linie kann, derart angewendet, niemals zu einem zutreffenden Ergebnis führen. Man muß vielmehr die Einzellast wie üblich in ein Zusatzdreieck verwandeln und dann auf das Ersatzdreieck das Verfahren anwenden. Dann ergibt sich Übereinstimmung mit allen andern bekannten Konstruktionen, und es wird sich häufig zeigen, daß die angenommene und in das Ersatzdreieck eingerechnete Last außerhalb der mit diesem Dreieck ermittelten Gleitlinie liegt, also nicht oder nur zum Teil wirksam sein kann.

Müller-Br. glaubt<sup>6)</sup> den Einfluß einer Einzellast P, die außerhalb der Gleitlinie des unbelasteten Erdreichs angreift, dadurch nachweisen zu können, daß er in seiner Figur 71 ein Kräfteck zeichnet, das die Einzellast P voll enthält. Dieses Kräfteck benötigt zu seinem Gleichgewicht allerdings eine viel flachere Gleitlinie, als sie dem unbelasteten Gelände entspricht. Der Widerspruch wird jedoch sofort gelöst, wenn man mit Rebhann annimmt, daß die Last P durch das „verlorene Widerlager“<sup>7)</sup> hindurch in den Untergrund übertragen wird, ohne den Seitendruck auf die Mauer zu beeinflussen.

Zum weiteren Beweis für seine Behauptungen führt Müller-Br. seine Modellversuche an. Bei diesen hat aber offenbar die innere elastische und plastische Verformung des Bodens eine große Rolle gespielt, die von Coulomb in seiner Theorie ja nicht berücksichtigt wird. So stieg der Erddruck E des unbelasteten Erdreichs von 127 kg (S. 141, T. 19) durch die Auflast auf 240 bzw. 260 kg (S. 142, T. 19 bis T. 26), um nach der Entlastung nur auf 195 bis 204 kg abzusinken (S. 142, T. 26 bis T. 32).

Als Einfluß der Last kann man also höchstens etwa 50 kg und nicht rd. 120 kg rechnen, wie dies Müller-Br. tut.

Außerdem besteht die Auflast aus einer im Grundriß nicht unterteilten Platte, die auch auf eine Abflachung der Gleitfläche hinwirkt. Sie wird Erdteilchen mitreißen, die mit ihrer Auflast stehenbleiben würden, wenn sich dieser Teil der Auflast von dem abrutschenden trennen könnte.

Mit den vorstehenden Ausführungen glaube ich die Widersprüche, die sich aus dem sogenannten „erweiterten“ Rebhannschen Satze ergeben, genügend nachgewiesen zu haben. Daß auch ohne diese Erweiterung, also mit dem Satze in seiner ursprünglichen Fassung die maßgebende Gleitlinie vom Gelände aus in einfacher Weise festgelegt werden kann, habe ich im „Rebhannschen Satze“<sup>8)</sup> gezeigt.

Ein weiteres, noch einfacheres und noch vielseitiger brauchbares Verfahren sei anschließend veröffentlicht. Durch dieses wird die Bestimmung der Gleitlinie bei gleichförmig verteilter Auflast nunmehr auch vom Mauerfuße aus eindeutig und einwandfrei möglich. Auch dieses Verfahren hat den Rebhannschen Satz zur Grundlage, der damit erneut seine vielseitige Brauchbarkeit bewiesen hat.

In Abb. 3 ist AB die Mauerrückwand und AC die Geländelinie. Das Gelände ist stetig mit p belastet. Man errichtet in A das Lot in der Höhe  $2h_0 = \frac{2p}{\gamma_e}$  bis A' und zieht durch A' eine Gleichlaufende A''Z zur Geländelinie, die die Verlängerung von BA in A' schneidet. Durch den Halbierungspunkt H von A'B wird eine Gleichlaufende zur Böschungslinie gezogen (H-Linie). Alsdann läßt man von A' aus beliebige Strahlen A'L<sub>n</sub> ausgehen, die die H-Linie in H<sub>n</sub> schneiden. Verbindet man die H<sub>n</sub>-Punkte mit B und zieht durch die L<sub>n</sub>-Punkte Gleichlaufende zur

<sup>6)</sup> Müller-Breslau, a. a. O., S. 72 ff.  
<sup>7)</sup> Mund, Der Rebhannsche Satz, S. 9.  
<sup>8)</sup> Mund, a. a. O., S. 22 bis 25.



Stellungslinie, so ergeben sich die Schnittpunkte  $K_n$ . Die Verbindungslinie der  $K_n$ -Punkte, die wir „K-Linie“ nennen wollen, ist die Hauptbestimmungskurve. Ihr Schnittpunkt mit dem Gelände liefert den gesuchten Punkt  $D$  und damit das Erddruckmaß  $DL$  und die Gleitlinie  $BD$ . Diese maßgebende Gleitlinie endet, wie unbedingt erforderlich, einerseits in der wirklichen Geländelinie, also nicht in irgend einer Ersatzlinie, andererseits in der wirklichen Mauerbegrenzung.

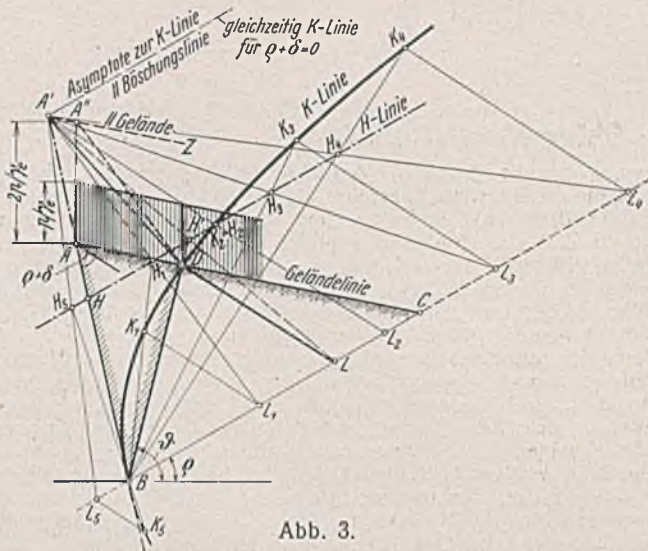


Abb. 3.

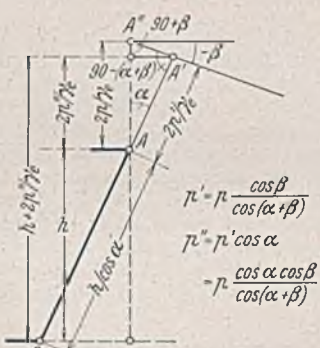


Abb. 4.

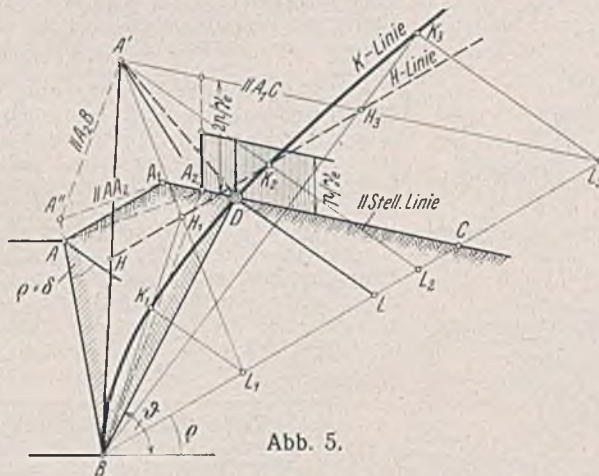


Abb. 5.

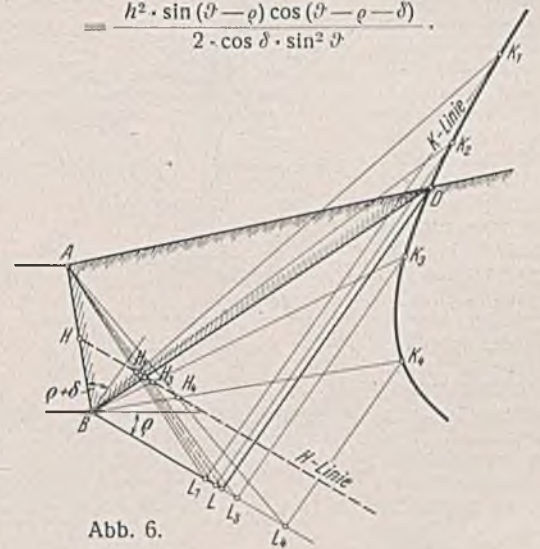


Abb. 6.

Beweis:  $\triangle A'AD$  ist gleich der Auflast auf  $AD$ , also entspricht  $\triangle A'BD$  dem Gesamtgewicht des Gleitkeils. Die Gleitlinie und ihre Verlängerung halbiert (in  $H'$ ) die Verbindungslinie  $A'L$ . Also ist  $\triangle A'BD = \triangle BDL$  und demnach nach dem Rebhannschen Satze die Gleitlinie  $BD$  die maßgebende.

Die gleiche „K-Linie“ hat Geltung für jede beliebige Geländeneigung, sofern nur die Gleichlaufende zur Geländelinie durch  $A'$  geht, also  $A'B$  der Ersatzwandlinie des Ersatzdreiecks entspricht. Sie kann also gewissermaßen als Einflußlinie für Gleitlinie und Erddruckmaß bei wechselnder Geländeneigung bezeichnet werden. Auch ist dieselbe Linie für jede beliebige Auflast verwendbar, wenn man  $A'B$  gemäß Abb. 4 im

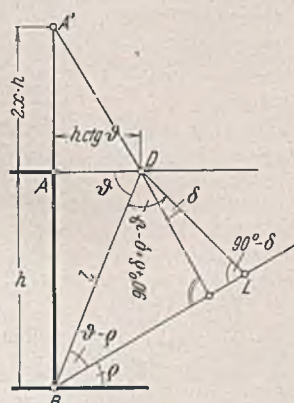


Abb. 7.

Verhältnis  $\frac{2p''}{\gamma_e h} = \frac{2p}{\gamma_e h} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha + \beta)}$  unterteilt und aus dem sich ergebenden  $h$  den anzuwendenden Maßstab bestimmt. Bei  $p=0$  gehen die wirklichen Geländelinien von  $A'$  aus.  $A'B$  ist dann also die Mauerückwand.

In Abb. 5 ist nach den gleichen Grundsätzen die K-Linie für den Sonderfall ermittelt, daß zwischen Geländelinie und Maueroberkante eine Böschungslinie  $AA_1$  zwischengeschaltet ist und die Belastung erst im Abstände  $A_1, A_2$  von der Böschungskante beginnt. Hier muß zunächst das Viereck  $AA_1A_2B$  in das Dreieck  $BA'A_2$  verwandelt werden.  $A'$  liegt wieder auf der Gleichlaufenden zur Geländelinie im lotrechten Abstände  $\frac{2p}{\gamma_e}$ . Für die Ersatzwandlinie  $BA'$  ist alsdann die Konstruktion genau die gleiche wie die in Abb. 3.

In Abb. 6 ist die K-Linie für Erdwiderstand gezeichnet. Nähere Erklärungen dazu dürften sich erübrigen.

Wenn auch die Genauigkeit der Ergebnisse nach den verschiedenen zeichnerischen Verfahren in Anbetracht der Unsicherheit in den „Grundwerten“  $\rho, \delta, \gamma_e$  und  $p_h$  mir durchaus genügend erscheint und eine rechnerische Auswertung z. B. der Abb. 5 zu meines Erachtens ganz „unverdaulichen“ Ergebnissen führen würde, will ich doch für Freunde der rechnerischen Behandlung Gleichungen für den Grundfall lotrechter Wand und waagerechten Geländes entwickeln, die vielleicht hier und da von Nutzen sein können.

In Abb. 7 sei die gleichmäßig verteilte Auflast  $\frac{p}{\gamma_e} = xh$  und  $BD$  die maßgebende Gleitlinie. Wir verwandeln die Auflast über  $AD$  in  $\triangle AA'D$ . Dann muß sein  $\triangle BA'D = \triangle BDL$  oder

$$(1) \quad \frac{h^2(1+2x)}{2} \cdot \text{ctg } \vartheta = \frac{l^2 \cdot \sin(\vartheta - \rho) \cos(\vartheta - \rho - \delta)}{2 \cdot \cos \delta} = \frac{h^2 \cdot \sin(\vartheta - \rho) \cos(\vartheta - \rho - \delta)}{2 \cdot \cos \delta \cdot \sin^2 \vartheta}$$

Hieraus ergibt sich nach einiger Umformung

$$(2) \quad \text{ctg}^2 \vartheta + \text{ctg } \vartheta \cdot \frac{\cos \delta (1+2x) - \cos(2\rho + \delta)}{\sin \rho \cdot \cos(\rho + \delta)} - \frac{\text{tg}(\rho + \delta)}{\text{tg } \rho} = 0.$$

Bezeichnet man

$$\frac{\cos \delta (1+2x) - \cos(2\rho + \delta)}{2 \cdot \sin \rho \cdot \cos(\rho + \delta)} = \frac{a}{2}$$

$$\text{und } \frac{\text{tg}(\rho + \delta)}{\text{tg } \rho} = b,$$

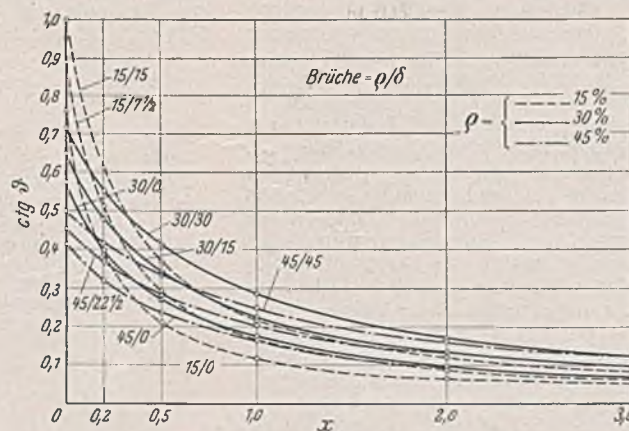


Abb. 8.

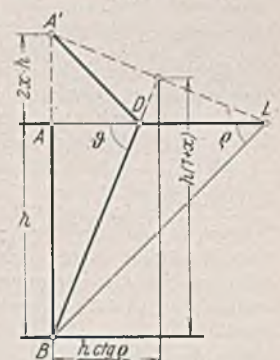


Abb. 9.

so ist

$$(3) \quad \text{ctg } \vartheta = -\frac{a}{2} \pm \sqrt{\frac{a^2}{4} - b}$$

Die sich nach der Formel ergebenden Werte von  $\text{ctg } \vartheta$  sind für verschiedene Werte von  $\rho$  und  $\delta$  in Abb. 8 aufgetragen. Man sieht, daß die

Unterschiede gegenüber der bisher üblichen Berechnung mit wachsendem  $p$  recht erheblich werden.

Für  $\delta = 0$  und  $x = 0$  ergibt Gl. (2)

$$(4) \quad \text{ctg}^2 \vartheta + \text{ctg} \vartheta \cdot 2 \cdot \frac{1 - \cos 2\varrho}{\sin 2\varrho} - 1; \quad \frac{1 - \cos 2\varrho}{\sin 2\varrho} = \text{tg} \varrho,$$

also 
$$\text{ctg} \vartheta = -\text{tg} \varrho \pm \sqrt{\text{tg}^2 \varrho + 1}.$$

Dies bedeutet<sup>9)</sup>  $\vartheta = 45^\circ + \frac{\varrho}{2}.$

<sup>9)</sup> Handb. f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. IV., S. 34.

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Staumauer am Flusse Shing Mun (China)

besteht nach einem Bericht in „Engineer“ 1936, vom 13. Nov., S. 526/27, aus fünf verschiedenen Teilen. Wasserseitig ist zunächst eine Abschlußmauer (3 in Abb. 1) errichtet, die in erster Linie an der Sohle und den unteren Teilen des tiefen, von der Sperrmauer überbrückten und dort sehr schmalen Flußbetts (Abb. 2) abdichten soll. Diese Abschlußmauer stützt sich gegen den eigentlichen mit Beton hergestellten Staumauerkern (5 in Abb. 1). Der Kernteil und die Abschlußmauer tragen die aus einzelnen Platten bestehende, den wasserseitigen Abschluß bildende Betonhaut (4 in Abb. 1). Im oberen Teile des Betonkerns überträgt eine keilartige Sandfüllung (7 in Abb. 1) den Druck auf die aus einzelnen aufeinandergesetzten Felsstücken bestehende Hinterfüllung (6 in Abb. 1). Die Staumauer ist über Strombett insgesamt 83,8 m hoch und in Höhe Ober-

wasserspiegel nur 211,8 m lang. Der Untergrund besteht aus stark verwittertem Granit; der gesunde Fels wurde teilweise erst bei Tiefen von 25 m erreicht, weshalb das verwitterte Gestein bis auf den tragfähigen grauen Granit beseitigt werden mußte, der einer Belastung von 2200 kg/cm<sup>2</sup>, ohne zu brechen, gewachsen war. Im tragfähigen Untergrunde wurden außerdem noch in Abständen von 5 m Bohrlöcher niedergebracht, durch die Beton unter Druck eingespritzt wurde. Aus Sicherheitsgründen wurde schließlich die Abschlußmauer in einem ausgesprengten Graben (Abb. 1) errichtet. Die Abschlußmauer ist vorn abgestuft; sie wurde bis zur Höhe von 138,1 m über NN aufgeführt, wo das Tal, das an der Sohle nur 12,2 m breit ist, eine Breite von 36,6 m erreicht. Es wurde eine Mischung von 356 kg Zement je m<sup>3</sup> Beton verwendet; als Zuschlag diente ein Gemisch aus Seesand und aus feinem Granit-sand. Der Beton hatte nach 20 Tagen eine Festigkeit von 330 kg/cm<sup>2</sup>; er wurde in dünnen Lagen aufgebracht, und diese wurden mit Druckluft-Rüttelgeräten verdichtet. Die einzelnen Betonkörper der Abschlußmauer sind etwa 6 m hoch und haben höchstens 7,5 x 7,5 m Grundfläche; die Teile sind durch Feder und Nut miteinander verbunden worden. Zur Erzielung einer guten Dichtung wurden in den waagerechten Trennfugen 2,5 mm dicke Kupferstreifen von 610 mm Breite angeordnet, und an der senkrechten rückwärtigen Trennfuge nach dem Betonkern zu wurde eine Schicht Ölpapier vorgesehen. Der Betonkern wurde aus Beton mit 178 kg Zement je m<sup>3</sup> hergestellt; in den Beton wurden große Felsstücke eingebracht. Der Beton hatte nach 20 Tagen eine Druckfestigkeit von 210 kg/cm<sup>2</sup>. Der Betonkern ruht auf der oberen Schicht eisenhaltigen Granits von etwas geringerer Tragfähigkeit, von der vorher das lose Geröll weggeräumt war. Dort hatte der Untergrund immer noch 550 kg/cm<sup>2</sup> Druckfestigkeit. An der Vorderseite dieses Bauteils sind in Abständen von 3,8 m die die Außenhaut tragenden Strebepfeiler angeordnet (Abb. 3 u. 4), die so ausgebildet sind, daß es möglich ist, von den zwischen den Strebepfeilern gebildeten Kammern aus die Rückseite der Außenhaut zu besichtigen. Die Kammern sind von oben und von Besichtigungsgalerien aus zugänglich, die ihrerseits von den Mauerseiten her erreicht werden können. Die Strebepfeiler tragen an der Vorderseite Betonformsteine, um eine glatte Auflagerfläche für die Außenhaut zu erhalten (Abb. 3 u. 4). Die Felsstücke der Mauerhinterfüllung sind von Hand in 61 cm hohen Lagen gelegt, die ihrerseits schräg nach vorn zum Betonkern mit einer

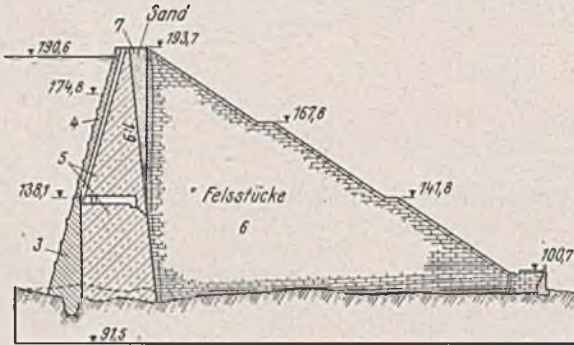


Abb. 1.

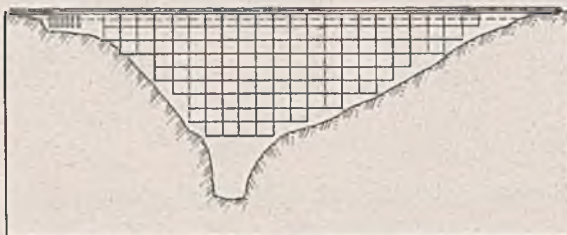


Abb. 2.

Gl. (2) wird für  $\varrho + \delta = 90^\circ$  unbrauchbar.

In diesem Sonderfall, in dem also das Erddruckmaß in die Geländelinie fällt und die Punkte  $L$  und  $C$  zusammenfallen (Abb. 9), liegen jedoch die Verhältnisse besonders einfach. Die Gleitlinie geht durch den Halbierungspunkt von  $A'C$ , und wir erhalten ohne weiteres

$$(5) \quad \text{ctg} \vartheta = \frac{h \cdot \text{ctg} \varrho}{2h(1+x)} = \frac{\text{ctg} \varrho}{2(1+x)}$$

und für  $\varrho = 45^\circ$

$$(6) \quad \text{ctg} \vartheta = \frac{1}{2(1+x)}$$

Neigung von 1:12 liegen. Am Ende ist eine Schutzmauer angeordnet, durch die die Entwässerungsröhre geführt sind. Es wurde darauf geachtet, daß die Hohlräume nicht zu groß wurden, und durch Versuche von Zeit zu Zeit der Hohlraum geprüft, wobei festgestellt wurde, daß er durchschnittlich 26 bis 30% betrug. Die nach dem Betonkern zu liegende Vorderseite ist mit Mörtel gemauert und im oberen Teile senkrecht aufgeführt, so daß dort ein keilförmiger Zwischenraum entsteht (7 in Abb. 1). In diese Mauer sind Entwässerungsröhren in Abständen von 3 m eingelegt, die mit einer in Drahtgewebe untergebrachten Füllung aus feinkörnigem Granit versehen sind. Der im oberen Teile hinter dem Betonkern verbleibende Keil wurde mit Sand gefüllt, um eine Punktberührung zwischen Füllung und Betonkern zu vermeiden und gleichzeitig etwaigen Bewegungen des letzteren Rechnung zu tragen. Der obere Teil der wasserseitigen Außenhaut besteht aus einzelnen Platten von 7,6 x 6,1 m, die in einer Reihe an Ort und Stelle in besonderen Schalungen hergestellt wurden. Die unterste Plattenreihe ruht auf der Abschlußmauer. Bei Ord. 138,1 m über NN sind die Platten 183 cm dick; sie verjüngen sich nach oben, bis sie bei 174,7 m über NN nur noch eine Dicke von 91,5 cm haben und von da an bis zur Krone gleich dick bleiben. In gleichem Maße ändert sich die Neigung von 1:3,4 auf 1:3,72.

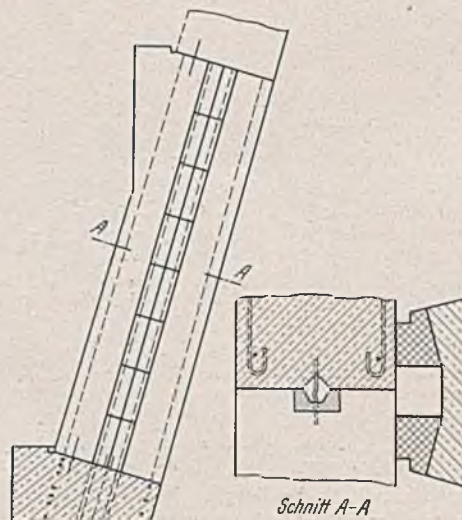
Die Strebepfeiler haben durchweg eine Neigung von 1:3,72. Die Platten sind aus Eisenbeton hergestellt; der Beton enthält 410 kg Zement je m<sup>3</sup>. Die Bewehrung besteht aus waagerechten, an beiden Enden umgebogenen Eisen an der Ober- und Unterseite. Die Bewehrungseisen sind durch Bügel versteift, um sie als ganzen kastenartigen Teil in die Form einsetzen zu können. Jede Platte ist oben verbreitert und hat eine 61 cm dicke Schulter als Lager für die nächste Plattenreihe. Die Stahlformen ruhten auf Fachwerkträgern, deren obere Teile die Formen überragten und gegen den Betonkern abgestützt waren. Die Fachwerkträger waren stehend in Abständen von 1,32 m angeordnet und ruhten in einer Rinne der Schulter der unteren Plattenreihe, die nach Abnahme der Träger mit einer Mischung von Bitumen und 30% Granitstaub ge-



Abb. 3.

füllt wurde. Zwischen den Platten und der Tragfläche der Strebepfeiler des Betonkerns ist eine 5 mm dicke Schicht aus Callendrit vorgesehen, auf die der Beton der Platten unmittelbar aufgebracht wurde. Zwischen den Strebepfeilern war eine Holzschalung vorgesehen. Die Enden der Schalung ruhten in Ausnehmungen der an der Vorderseite der Strebepfeiler angeordneten, die

Platten abstützenden Betonformsteine (Abb. 4). Die Stahlformen für die Platten wurden wie alle übrigen zu deren Herstellung dienenden Einzelteile von einem auf der Krone des Betonkerns angeordneten Krane bewegt. Auch in den senkrechten Fugen zwischen den Platten wurde eine Schicht aus Callendrit angeordnet, ebenso in den waagerechten Fugen. Hier wurden außerdem, um eine unbedingt dichte Verbindung zu erhalten, Kupferstreifen von 30,5 bis 61 cm Breite vorgesehen. In die senkrechten Trennfugen zwischen den Platten wurden ebenfalls



Schnitt A-A

Abb. 4.

Kupferstreifen gelegt, die gefaltet und beiderseits mit den Platten vergossen wurden; sie waren 68,5 bis 48 cm breit, entsprechend dem nach oben abnehmenden Wasserdruck. Die nach oben einander folgenden Kupferstreifen wurden an den Enden umgebogen, miteinander vernietet und die Verbindungsstelle mit Asphalt verschmiert. Diese Kupferstreifen liegen in Nuten der Platten. Die Nuten sind aus Sicherheitsgründen durch besondere Formsteine geschlossen (s. Abb. 4); sie wurden nach dem Einbringen der Kupferstreifen mit Bitumen gefüllt. War die Form an Ort und Stelle gebracht, die waagerechte Kupfer-

dichtung auf die Callendrit-Schicht gelegt und waren die Formsteine zur Bildung der senkrechten Nuten für die Aufnahme der senkrechten Kupferdichtungen aufgebaut, so wurde die Form vollgegossen. Der zu dem Beton für die Platten benutzte Granit wurde vorher so gebrochen, daß die Schotterstücke jedenfalls durch einen Ring von 38 mm Durchm. fielen. Dieser Beton hatte nach 28 Tagen eine Festigkeit von 380 kg/cm<sup>2</sup>. Um ein zu schnelles Erhärten der Platten zu verhindern, wurden sie nach dem Entfernen der Formen mindestens drei Wochen lang mit Wasserdüsen befeuchtet. Bisher wurden keinerlei Undichtheiten beobachtet. Schm.

## Vermischtes.

Zeitschriftenschau der „Bautechnik“. Regierungsbaumeister Gustav Neddersen, der seit dem 1. April 1936 die „Zeitschriftenschau“ der „Bautechnik“ bearbeitet hat, ist im 61. Lebensjahre unerwartet in den Weihnachtstagen 1937 gestorben. Er war viele Jahre hindurch in der Preuß. Staatl. Prüfungsstelle für statische Berechnungen, Berlin-Dahlem, tätig. Sein früherer Heimgang bedeutet für unsere Zeitschrift einen schweren Verlust.

Die Bearbeitung der „Zeitschriftenschau“ hat ab 1. Januar 1938 nunmehr Herr Dipl.-Ing. R. v. Halasz, Berlin-Tempelhof, Weiburgstraße 3a, übernommen.

Die Herstellung des Geländes für die New Yorker Weltausstellung 1939. Seit 35 Jahren ist der Müll der zu Groß-New York gehörigen Städte Brooklyn und Queens am Ufer der Bucht von Flushing abgelagert worden. Er bedeckt hier eine Fläche von 135 ha, die, aus sumpfigen Wiesen bestehend, sich nur wenig über Hochwasser erhebt. Dieses Gelände wird, wie Eng. News-Rec. 1936 vom 22. Oktober berichtet, jetzt vorgerichtet, um einen Teil der für das Jahr 1939 in Aussicht genommenen Weltausstellung aufzunehmen, die im ganzen eine Fläche von 445 ha einnehmen wird. Das Ausstellungsgelände stößt, wie die Abbildung zeigt, mit seinem Nordende an die Bucht von Flushing des East River an und erstreckt sich auf ungefähr 5,5 km nach Süden in die Insel Long Island

hinein. Seine Breite schwankt zwischen 150 und 1800 m. Das Gelände wird von einer Hochbahnstrecke gekreuzt, die zum New Yorker Untergrundbahnnetz gehört, ferner von einer Eisenbahn und von vier Straßen. Andere Straßen endigen an diesem Gelände und werden Zugänge zur Ausstellung bilden, und demselben Zweck dient eine Untergrundbahn, für die am Süden des Ausstellungsgeländes eine Bahnhofanlage geschaffen werden soll. Zum Teil durch das Gelände, zum Teil an ihm entlang führt eine Verlängerung des Grand Central Parkway, der Straße, die sich an die Manhattan mit Brooklyn und Queens verbindende Dreistädtebrücke anschließt. Durch das Gelände windet sich ferner der Flushingfluß, und es wird endlich von einigen Entwässerungskanälen durchzogen. Diese Wasserläufe müssen verfüllt werden, und für den Fluß wird ein neuer Lauf geschaffen, der an zwei Stellen auf 1370 m und auf 760 m Länge zu Seen verbreitert wird. Am Nordende des Ausstellungsgeländes wird ein Boothafen zur Aufnahme des von der Wasserseite her kommenden Verkehrs geschaffen.

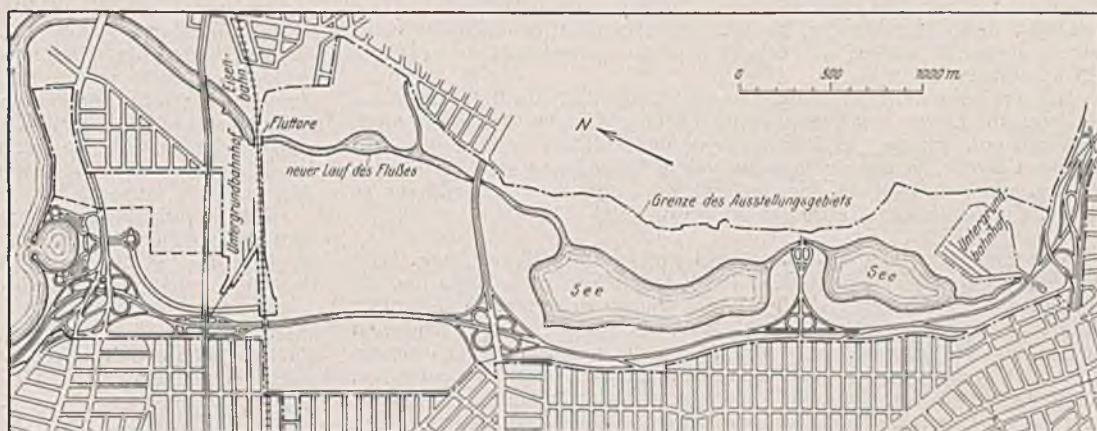
Der abgelagerte Müll ist im Laufe der Jahre im Durchschnitt auf 15 m Höhe angeschüttet worden und erreicht stellenweise eine Höhe von 27,5 m. Wie nicht anders zu erwarten, bietet die Ablagerung einen unschönen Anblick und bildet einen Schandfleck in jener Gegend, aber sie bringt jetzt den Vorteil mit sich, daß sie die Schüttungsmassen hergibt, um das anstoßende Sumpfgelände aufzuhöhen und es zur Aufnahme der Ausstellung geeignet zu machen.

Die vorher flachen Wiesen sollen durch die Aufschüttung in welliges Gelände verwandelt werden, und zwar sind die Massen so verteilt, daß Einschnitt und Schüttung einander ausgleichen. Mit dem beim Aushub der beiden Seen und des Flußlaufes gewonnenen fruchtbaren Sumpfboden werden die Parkflächen des Ausstellungsgeländes bedeckt werden.

Die Flushing Wiesen — so heißt das Sumpfgelände — sind mit Sumpfgas bewachsen, dessen Wurzeln ungefähr 1 m tief in den Boden reichen. Darunter liegt in etwa 20 m Mächtigkeit eine Schicht weicher Schlamm über sandigem und kiesigem, auch tonigem Untergrund. Wo der Müll angeschüttet ist, ist er bis etwa 7,5 m in den Boden eingedrungen. Der Sumpfboden kann ungefähr eine Belastung von 1500 kg/m<sup>2</sup> aufnehmen, und da der Müll ungefähr 1200 kg/m<sup>3</sup> wiegt, glaubt man, die Massen zunächst bis 1,2 m hoch anschütten zu dürfen; diese erste Schüttung soll die weitere Belastung gleichmäßig auf eine größere Fläche verteilen. Zeigen sich bei der ersten Schüttung weder Setzungen noch Aufquellungen, so wird die Schüttung fortgesetzt werden, die stellenweise, um die gewünschte wellige Form des Geländes herzustellen, bis zu 4,3 m Höhe geht. Die Müllablagerung wird dabei im allgemeinen so weit abgetragen, daß sich die neue Oberfläche dem anschließenden Gelände anpaßt, einzelne etwa 10 m hohe Hügel bleiben dabei stehen. Die Tiefe der Einschnitte beträgt im Durchschnitt 12 m, die Höhe der Anschüttung etwas über 2 m.

Bei den Massenbewegungen handelt es sich um die Gewinnung von 4,75 Mill. m<sup>3</sup> trockener Massen, die im Durchschnitt auf 122 m zu fördern sind, und von über 600 000 m<sup>3</sup> schlammiger Massen, die durch Baggern zu gewinnen sind. Zur Ausführung dieser Arbeiten ist die knappe Zeit von 42 Wochen gesetzt; sie mußten am 1. April 1937 beendet sein, und für jeden Tag der Überschreitung dieser Frist hat der Unternehmer eine Verzugsstrafe von 2000 Dollar zu zahlen.

Die Arbeiten sind nicht nur wegen ihres Umfangs bemerkenswert, sie bieten auch, namentlich wegen des unsicheren Untergrundes, erhebliche Schwierigkeiten. Wenn etwa infolge der Belastung des Bodens mit Schüttungsmassen neben den so belasteten Stellen Auftreibungen entstehen, hat der Unternehmer diese auf seine Kosten zu beseitigen. Die Schüttungsarbeiten werden dadurch erschwert, daß die gebaggerten Massen, die später die fruchtbare Deckschicht bilden sollen, zunächst abgelagert werden müssen, bis die Aufschüttung beendet ist. Diese Ablagerungen dürfen nicht zu hoch werden, da sie nicht überfahren werden können. Die neuen Wasserläufe müssen erst hergestellt werden, ehe die alten zugeschüttet werden können, und um die sumpfigen Einschnittmassen ablagern zu können, muß erst die zu ihrer Aufnahme geeignete Fläche durch Aufschütten der Müllmassen hergestellt werden. Es mußten also sehr genaue Planungen, namentlich genaue Verteilungspläne für die Einschnittmassen aufgestellt werden.



Gelände der New Yorker Weltausstellung 1939.

Der Unternehmer setzte für die Arbeiten acht Löffelbagger zur Lösung der im Trockenen zu gewinnenden Massen, fünf Kabelbagger zur Gewinnung der sumpfigen Massen, 20 Lastkraftwagen mit Anhänger von 10 m<sup>3</sup> Fassungsraum mit Bodenentladung und 76 Kippwagen von 5,5 bis 6 m<sup>3</sup> Fassungsraum ein; dazu kamen vierzehn Planierpflüge und drei fahrbare Krane.

Dem Unternehmer war vorgeschrieben, die Müllmassen in 3 m hohen Schichten abzutragen. Die Arbeiten begannen damit, daß Rampen hergestellt wurden, auf denen die Oberfläche der Schüttung erreicht werden konnte. Die Schüttungsmassen sind so fest gelagert, daß die Flächen auf der Schüttung ohne besondere Vorkehrungen befahren werden können. Dagegen mußten auf dem Sumpfgelände, wo die Massen abgelagert wurden, und da, wo sumpfige Massen zu gewinnen waren, befestigte Straßen angelegt werden. Eine 6,7 m breite Straße in 1,7 km Länge mit einer Teerschotterdecke am Rande des Sumpfgeländes dient als Hauptzufuhrstraße; von ihr aus führen Bohlenbahnen auf das aufzuschüttende Gelände. An den Kreuzungen der Fahrbahnen mit den Wasserläufen und den Straßen wurden dauerhafte Brücken errichtet.

Die Bagger arbeiten in Gruppen, und die Wagen zur Abförderung der Massen sind diesen Gruppen so zugeteilt, daß die Leistungsfähigkeit der Wagen der Menge der von den Baggern gewonnenen Massen entspricht. Die Wagen mit Bodenentladung schütten ihre Massen aus, ohne anzuhalten. Die Kippwagen können nicht bis an die Kante der Schüttung heranfahren, sie müssen vielmehr ungefähr 15 m von ihr abbleiben, weil die frische Schüttung nicht die nötige Tragfähigkeit hat. Die Planierpflüge müssen dann die Massen bis an die Kante der Schüttung vortreiben.

Es wird fünf Tage in der Woche in drei 7 1/2 stündigen Schichten gearbeitet. Täglich werden 30 000 bis 40 000 m<sup>3</sup> Massen gewonnen. Das Wetter ist bis in den Herbst 1936 hinein für die Arbeiten günstig gewesen. Regen wird angenehm empfunden, weil er die Staubbildung beim Gewinnen und Schütten der Massen vermindert. Dieselbe Wirkung erwartet

man vom Frost im Winter. Die Müllmassen gefrieren nur lose, und deshalb soll das Losen bei Frost keine Schwierigkeiten haben. Sehr lästig für die Massenbewegungen sind die Eisentelle, Kraftwagenrahmen, Leitungsrohre und sonstige Wasserleitungsteile, Heißwasserkessel usw., die sich im Müll finden und ausbracht werden müssen. Schwierigkeiten bereitet zuweilen auch der Umstand, daß die Halde innerlich brennt.

Alle Geräte auf der Baustelle werden durch Benzinmotoren angetrieben. Das Benzin wird in Kesselwagen angefordert und in unterirdischen Behältern gelagert. Zwei Kesselwagen von 2,25 m<sup>3</sup> Inhalt verteilen das Benzin an die Verbrauchstellen. Diese Wagen werden an den Wegen aufgestellt, die die der Massenbeförderung dienenden Wagen befahren, so daß diese im Vorüberfahren bei kurzem Anhalten mit Brennstoff versorgt werden können. Die Löffelbagger erhalten ihren Betriebsstoff während der halbstündigen Pause beim Schichtwechsel. Das Schmieröl der Motoren wird täglich erneuert und dann zur nochmaligen Verwendung gereinigt. An mehreren Stellen der Schüttung sind Reifenlager eingerichtet, um beschädigte Reifen mit möglichst wenig Zeitverlust auswechseln zu können. Zwei fahrbare Luftverdichter liefern die Druckluft für die Luftreifen. Da nur fünf Tage in der Woche gearbeitet wird, stehen die zwei letzten Tage zur Unterhaltung und Instandsetzung der Geräte zur Verfügung; alle diese Arbeiten werden an Ort und Stelle ausgeführt.

Da auch nachts gearbeitet wird, muß die Baustelle erleuchtet werden. Zu diesem Zweck sind auf 24,5 m hohen Türmen Gruppen von Beleuchtungskörpern angebracht, und zwar in Gruppen von 16 bis 49 Einheiten zu 1500 Watt. Außerdem haben die Bagger ihre eigene Beleuchtung, und mehrere ortsbewegliche Beleuchtungsgeräte dienen dazu, besonders dunkle Stellen zu beleuchten.

Die Leitung der Arbeiten obliegt der Parkverwaltung von New York; die Parkanlagen, die zunächst für die Ausstellung geschaffen werden, sollen dauernd erhalten bleiben und werden dieser Verwaltung unterstellt. Die zur Veranstaltung der Ausstellung ins Leben gerufene Gesellschaft hat das Gelände für die Dauer der Ausstellung gepachtet. Sie kommt für den größten Teil der Kosten der hier geschichteten Erdarbeiten auf, zu denen auch Stadt und Staat Beiträge leisten.

Die Arbeiten wurden an den Unternehmer übertragen, der mit rd. 2,2 Mill. Dollar das drittniedrigste Angebot abgegeben hatte. Die beiden Angebote mit niedrigerem Endbetrag mußten unberücksichtigt bleiben, weil man den Unternehmern, die sie abgegeben hatten, nicht zutraute, daß sie imstande wären, die Arbeiten in der vorgeschriebenen kurzen Zeit auszuführen.

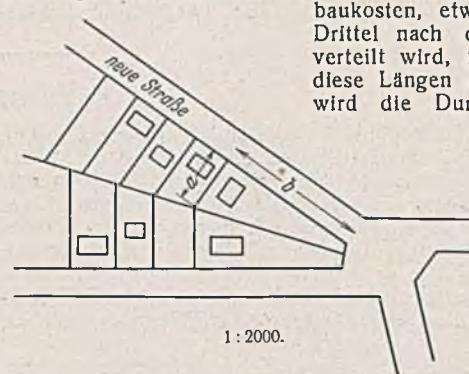
Welche besonderen Maßnahmen man treffen wird, damit der unsichere Baugrund die Lasten der Ausstellungsgebäude zu tragen vermag, ist noch nicht bekannt. Handelt es sich nur um Gebäude für einen vorübergehenden Zweck, so werden doch besondere Maßnahmen getroffen werden müssen, um den Bestand der Gebäude für ihre kurze Lebensdauer zu sichern und namentlich Setzungen zu vermeiden. Wkk.

Die Erhöhung der Wasserspiegel großer natürlicher Seen. Um die Wasserspiegel im Huron- und im Michigan-See zu erhöhen und für dauernd einen entsprechend hohen Wasserspiegel zu halten, ist nach einer Mitteilung im Engineer 1937 vom 26. Nov. der Einbau riesiger Schwellen im St. Clair-Fluß geplant. St. Clair-Fluß ist die Bezeichnung des oberen Teiles der Flußengen, die den Huron-See mit dem Erie-See verbinden. Ableitung von Wasser, Sand- und Kiesbaggerung für den Industrieverbrauch und die Ausbaggerung von Schiffahrtrinnen in den Stromengen hat den Spiegel der beiden oberen Seen gesenkt, woraus sich Schwierigkeiten für die Seeschifffahrt, besonders in den Häfen ergeben. Ferner sind Baumaßnahmen oberhalb der Niagara-Fälle geplant, um ebenfalls den Wasserspiegel des Erie-Sees zu heben. Die Arbeiten am St. Clair-Strom umfassen besonders die Erstellung einer Reihe von 30 Grundschwelen aus Steinschüttung. Die Schwellen erhalten eine Kronenbreite von 15 m und Böschungen von 1:3 für eine Überströmungshöhe von 9 m. Diese Maßnahme tut der Schifffahrt im St. Clair weniger Abbruch, als es bei den anderen durchgearbeiteten Vorschlägen der Fall gewesen wäre.

Da bezüglich der hydraulischen Wirkung von Grundschwelen in diesen riesigen Abmessungen wenig Erfahrungen vorlagen, mußten von der staatlichen Wasserbau-Versuchsanstalt Versuche mit Schwellenmodellen verschiedener Querschnittsform durchgeführt werden. Das Modell stellte die Flußstrecke dar, in der die Schwellen eingebaut werden sollen, und zwar wurde ein Längenmaßstab 1:100 und ein Höhenmaßstab 1:30 gewählt. Die Modellflußstrecke war 55 m lang, 2,40 m breit und 0,60 m tief. Schwellen mit einer senkrechten Oberwasserseite hatten die größte Rückstauwirkung, während die Wirkung von Schwellen mit abgetreppter Oberwasserseite nur etwas kleiner war. Eine unterwasserseitige Böschung von 1:2 war etwas wirksamer als eine senkrechte unterwasserseitige Begrenzung bei oberwasserseitigen Böschungen von 1:1 bis 1:3. Ein Wahlvorschlag bestand im Gegensatz zu den verschiedenen Schwellenformen aus einer doppelten Reihe von Pfählen, die in versetzter Anordnung an seichten Stellen, wo die Sohle aus Kies besteht, gerammt werden sollten. Dabei würde der Spiegel der beiden unteren Seen abgesenkt und der der beiden oberen bis zur vorgesehenen Höhe gehoben. Augenblicklich ist man vor Inangriffnahme der Arbeiten dabei, die mit diesen weitgehenden Maßnahmen zusammenhängenden Fragen rechtlicher Art zu klären. Orth.

Über die Verteilung der Straßenbaukosten. Solange die Straßenkreuzungen einigermaßen rechtwinklig liegen, macht die Verteilung der Straßenbaukosten keinerlei Schwierigkeiten; sie geschieht nach der Länge der Baugrundstücke in der Straßenfront. Wo nicht genügend Geländetiefe vorhanden ist, steht ja in der Regel dem Zukauf von Hinterland

nichts im Wege. Dieser Verteilungsschlüssel führt jedoch zu Ungerechtigkeiten, sobald sich die Straßen spitzwinklig vereinigen. Wie aus der Abbildung ersichtlich ist, nehmen die Grundstückstiefen nach der Spitze hin allmählich ab. Die Eigentümer entrichten mit abnehmender Geländetiefe verhältnismäßig mehr Straßenbaukosten, da sie für weniger Grund und Boden dieselben Straßenbaukosten zahlen wie die Eigentümer mit Grundstücken von derselben Straßenbreite, aber größerer Tiefe. Hier kann die Ungleichheit dadurch beseitigt werden, daß nur ein Teil der Straßenbaukosten, etwa die Hälfte bis zu einem Drittel nach der Länge der Straßenfront verteilt wird, für den übrigen Teil aber diese Längen erst berichtigt werden. Es wird die Durchschnittstiefe der Grundstücke ermittelt, so daß die Gesamtfläche bei den verschiedenen Geländetiefen gleich der bei der durchschnittlichen Tiefe ist und nach der wirklich vorhandenen Geländetiefe die Länge der Straßenfront im Verhältnis zu der durchschnittlichen vergrößert oder verkleinert.

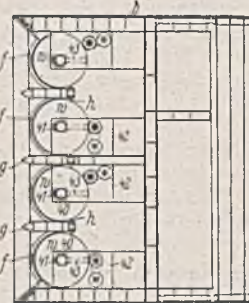


Selbst eine solche Regel wird aber den Verhältnissen an dem Eckgrundstück an der Spitze des Straßenwinkels nicht gerecht. Hier führt der Grundsatz, daß allein die Straßenfront maßgebend ist für die Höhe der Straßenbaukosten, zu einer großen Ungerechtigkeit. Es ergibt sich eine unwahrscheinliche Höhe der anteiligen Kosten. Es fragt sich, wie der Überstand beseitigt werden kann. In Fällen, wo die Grundstücksverhältnisse ähnlich liegen, wie bei denen in der Abbildung, mag ein anderer Weg zu dem gewünschten Ziel einer gerechteren Verteilung der Straßenbaukosten führen, solange es keine bessere allgemeine Berechnungsformel gibt. Das Eckgrundstück stellt gewissermaßen eine um 90° gedrehte Fläche dar, wobei die Achse des Gartens nicht mehr rechtwinklig zur Straße liegt, sondern mit ihr etwa gleich läuft. Dann stellt das Maß  $a$  in der Abbildung, gemessen bis zur Winkelhalbierenden, gewissermaßen die Straßenfront dar, deren Länge für die Berechnung der Straßenbaukosten maßgebend ist, während sonst  $b$  in Rechnung gestellt wird. Das so gewonnene Straßenfrontmaß  $a$  ist im Vergleich zu den übrigen Straßenfrontlängen nach ihrer Geländetiefe, hier  $b$ , zu berichtigen. Ist der Straßenwinkel weniger spitz, so werden die Verhältnisse für den Eigentümer des Eckgrundstücks nach der alten Verteilungsart günstiger, dem entspricht aber auch ein längeres Maß  $a$ .

Um zu erkennen, von welcher Bedeutung die Wahl eines richtigen Verteilungsschlüssels für das Eckgrundstück ist, sei ein Zahlenbeispiel an Hand der Abbildung, die im Maßstabe 1:2000 gezeichnet ist, erwähnt. Das Maß  $a$  ist 24 m lang,  $b$  62 m. Setzt man als Straßenbaukosten für 1 lfdm Straßenfront beispielsweise 100 RM ein, so ergeben sich als anteiliger Betrag für das Eckgrundstück nach der alten Berechnungsweise 6200 RM, während dies nach vorstehendem Vorschlag, der der Wirklichkeit mehr gerecht wird, nur 2400 RM ausmacht. Brabandt.

## Patentschau.

Vortriebschild für den Tunnelbau. (KI. 19 f, Nr. 620 827 vom 26. 5. 1931 von Gottfried Hallinger, Patentverwertungsgesellschaft m. b. H. in Essen.) Um eine geschlossene Stirnwand zu bilden und die Abbauprodukte vom Schildinneren her zugänglich zu machen, ohne daß der sie enthaltende Schildraum unter Überdruck gesetzt zu werden braucht, wird der Vortriebschild  $b$  von hohlzylindrischer oder prismatischer Hohlform an seiner Stirnseite mit Abbauprodukten  $w$  ausgestattet, die sich über die gesamte lichte Grundfläche des Schildes erstrecken und eine wenigstens annähernd dichte Schildstirnwand bilden. Die Abbauprodukte können als Messerwalzen ausgebildet sein oder die Form von Messerscheiben oder von endlosen Messerbändern haben. Sie sind in Achsenrichtung des Schildes  $b$  gegen Dichtungsflächen oder Dichtungskörper  $f$  vorschleifbar angeordnet, indem ihre Lager  $40$  entgegen dem Druck einer Feder  $41$  quer zu sich selbst verschieblich ausgebildet sind. Zum Vorschleifen der Werkzeuge dienen Pressen  $43$ . Sind die Abbauprodukte durch versteifende Zwischenwände  $g$  voneinander getrennt, so sind auch letztere mit Dichtungsflächen ausgestattet, oder es können zwischen den Werkzeugen  $w$  gegen diese vorschleifbare Dichtungsleisten  $h$  angeordnet sein. Die Wangen  $42$  können dann so weit zurückziehbar sein, daß der vor den Werkzeugen befindliche Raum von der Rückseite her zugänglich wird.



INHALT: Stahlbrücken mit Plattengurtungen. — Küstenschutz an der Ostsee. — Erdrück aus Auflasten nach Coulomb. — Die Staumauer am Flusse Shing Mun (China). — Vermischtes: Zeitschriftenschau der „Bautechnik“. — Die Herstellung des Geländes für die New Yorker Weltausstellung 1939. — Die Erhöhung der Wasserspiegel großer natürlicher Seen. — Über die Verteilung der Straßenbaukosten. — Patentschau.

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