

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 6. Dezember 1940

Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Fugendichtungen im Ingenieurbau mit Blechen aus Aluminium.

Von Dr.-Ing. Rudolf Haefner, Frankfurt a. M.

Für die Abdichtung von Bauwerksfugen wurden bislang Bleche aus Blei oder Kupfer verwendet. Diese Metalle erhielten den Vorzug, weil sie sehr gut verformbar sind und gegen chemische Angriffe eine große Beständigkeit aufweisen. Bleibleche in den Dicken von 0,2 mm aufwärts bis 2 mm dienten im Bereich der Bauwerksfugen — in der Hauptsache in Verbindung mit Bauwerksflächendichtungen als Einlage zwischen Pappen oder anderen Dichtungsbahnen — zur Verstärkung der Dichtung gegen Zerreißen. Kupferbleche oder -blechbänder wurden in Dicken von 0,1 bis 0,5 mm in gleicher Weise wie Blei eingebaut. Da Kupfer jedoch ausreichend fest und gegenüber Beton chemisch beständig ist, wurde es auch als selbständiges Dichtungsmittel herangezogen, wobei 1 bis 2 mm dicke, besonders geformte Bleche, z. B. zur Dichtung von Fugen in Stau-mauern Verwendung fanden.

Blei und Kupfer sind heute für diesen Verwendungszweck nicht mehr greifbar, so daß bereits seit geraumer Zeit ein geeignetes vollwertiges Austauschmetall gesucht wurde. Aus Ersparnisgründen hatte man wohl schon früher gestrichenes oder verzinktes Eisenblech verwendet, allein die verhältnismäßig schwere Verformbarkeit, die schlechte Anpassungsfähigkeit an Bauwerksformen, die hohe Härte und die geringe Rostbeständigkeit machen Eisenblech wenig geeignet für diesen Zweck.

Seit etwa zwei Jahren ist das Aluminium mit einem Reinheitsgrad von 99,5% und die Aluminiumlegierung nach DIN 1713, Gattung AlMn, in Form von oberflächenbehandelten, dünnen, 0,2 mm dicken Blechbahnen und dickeren Blechen von 0,5 mm aufwärts bis 3 mm zur Abdichtung von Bauwerksfugen herangezogen worden.

Mechanische Eigenschaften von Blei, Kupfer, Aluminium und Al-Legierung DIN 1713 AlMn¹⁾.

Eigenschaften	Blei	Kupfer, weich	Aluminium, weich	Al-Leg. DIN 1713 AlMn
Streckgrenze kg/mm ² . . .	—	5—6	2,5—3,5	4—6
Zugfestigkeit kg/mm ² . . .	1,12—1,92	21—24	7—11	10—12
Bruchdehnung %	68—50	50—38	45—30	40—30
Biegezahl bei Hin- und Herbiegen um 180° (Halbm. 5 mm und Blechdicke 2 mm)	33	9	15	12
Ziehtiefe mm	13,9	14,9	13,6	13,1

¹⁾ Festigkeitsversuchsanstalt der Vereinigten Deutschen Metallwerke AG., Frankfurt a. M.-Heddernheim.

Wie vorstehende Tafel zeigt, liegen die mechanischen Eigenschaften von Aluminium und der erwähnten Legierung zwischen denen des Kupfers und des Bleis. Ausreichende Festigkeit, große Dehnbarkeit und sehr gute Verformbarkeit bei geringer Härte sind hier vorhanden. Die chemische Widerstandsfähigkeit gegen alkalische Einwirkungen ist aber, ähnlich wie bei Blei, gering, so daß das Aluminium oder die erwähnte Legierung nur mit einem ausreichenden Oberflächenschutz versehen als Fugendichtungsblech geeignet ist, da ja häufig die Dichtungsbleche unmittelbar mit Beton in Berührung kommen.

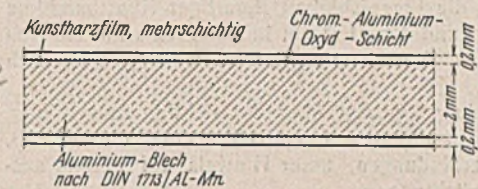


Abb. 1. Mit Oberflächenschutz versehenes, 2 mm dickes Aluminiumblech für Fugendichte.

Geeignete Oberflächenschutzverfahren sind bereits entwickelt. Als praktisch leicht anwendbar hat sich das chemische Oxydationsverfahren (MBV-Verfahren = modifiziertes Bauer-Vogel-Verfahren) bewährt. Die dabei auf der Aluminiumoberfläche erzeugte Aluminiumchromoxydschicht bildet neben ihrer die Zersetzung hemmenden Wirkung zugleich einen

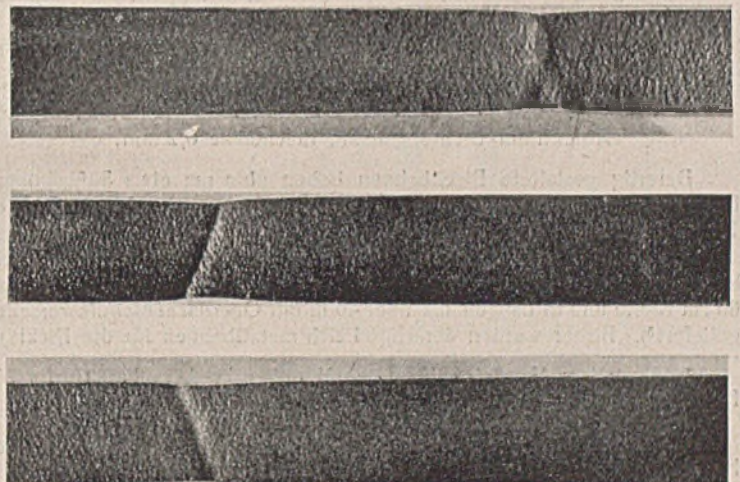


Abb. 2. Zerreißenproben von kunstharzüberzogenen Aluminiumblechen.

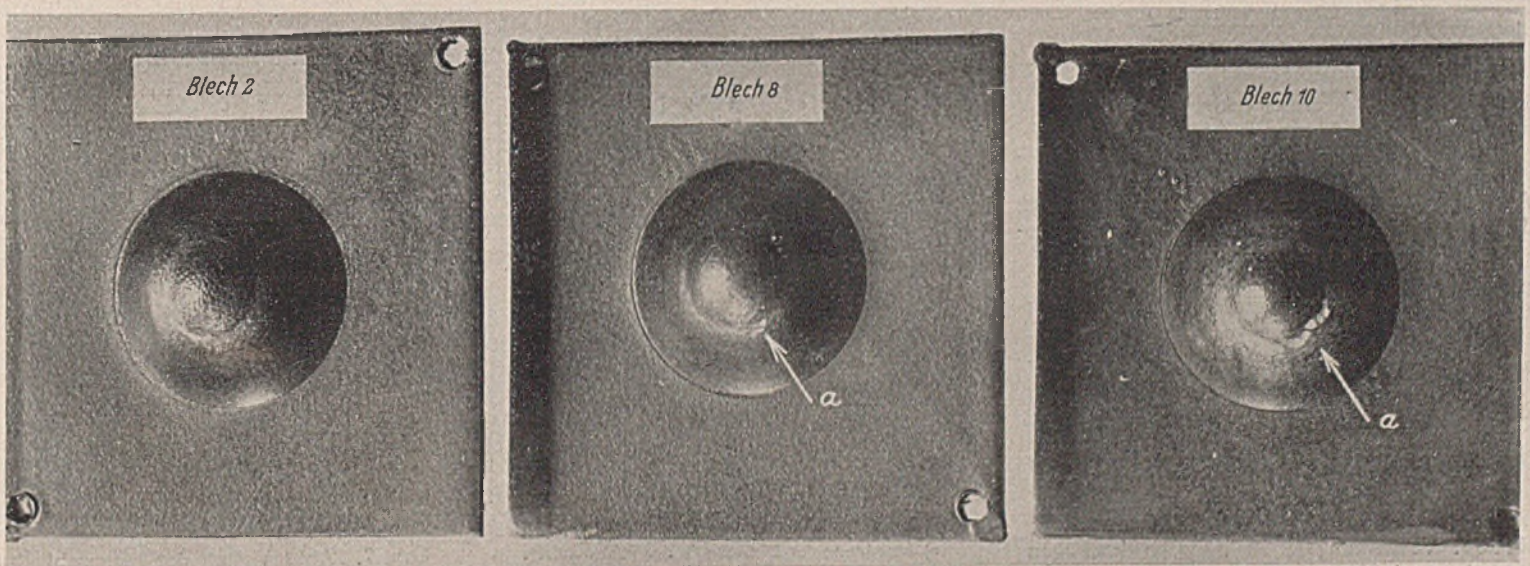


Abb. 3. Tiefungsproben nach Erichsen von kunstharzüberzogenen Aluminiumblechen.

vorzüglichen Haftgrund für Schutzlacke. Für Fugenbleche, die allseitig satt in Bitumen eingebettet werden, genügt als ausreichender Schutz gegen Zersetzung, daß die auf der Metalloberfläche erzeugte Oxydschicht mit Bitumenlösung getränkt wird. Die 0,2 mm dicken Alcuta-Dichtungsbahnen²⁾ sind in dieser Weise oberflächenbehandelt. Fugenbleche, die jedoch unmittelbar mit Beton in Berührung kommen oder gar einbetoniert werden, müssen auf ihrer Oberfläche einen dichten, genügend (0,1 bis 0,2 mm) dicken Schutzfilm erhalten. Anstriche aus Bitumen sind im allgemeinen infolge mangelnder Festigkeit nicht ausreichend und zu wenig biegungsfähig. Die von den Vereinigten Deutschen Metallwerken AG. herausgebrachten Alcuta-Fugenbleche³⁾ haben eine für den gedachten Anwendungszweck bereits erprobte und bewährte Kunstharzaufgabe. Bleche der bezeichneten Art, die monatelang in feucht gehaltenem Beton eingebaut waren, zeigten nach ihrem Ausbau keinerlei Angriff oder Veränderung (Abb. 1).

Abb. 1 zeigt einen Schnitt durch ein Leichtmetallblech mit Kunstharzüberzug.

Abb. 2. u. 3 zeigen Verformungsproben an Alcuta-Fugenblechen⁴⁾, die die große Haftfestigkeit und Dehnbarkeit der Schutzschicht veranschaulichen. Zwar sinkt die Biegefähigkeit derartiger Kunstharzfilme bei niedriger Temperatur (0° und darunter) ab, in der Praxis hat sie sich aber als ausreichend erwiesen. Verbesserungen werden hier jedoch noch zu erwarten sein.

Nachstehend sei nun einiges gesagt über die richtige Anwendung, die Wahl der Blechdicken und die werkstoffgerechte Verarbeitung, z. B. die Ausbildung von Nahtverbindungen, unter Hinweis auf bereits ausgeführte Leichtmetall-Fugendichtungen.

Sollen Aluminiumbleche als Verstärkung einer Bauwerksflächen-dichtung, die z. B. aus mehreren Lagen aufgeklebter Pappe bestehen kann, an den Fugen angeordnet werden, so sind dafür vorzugsweise dünne, 0,2 mm dicke Blechbänder geeignet. Dünnere Bleche (Folien) von 0,1 mm und darunter, sind nicht zu empfehlen, da sie nie vollständig dicht sind und keine genügende Dehnung und Festigkeit mehr haben, daher auch dem der Metalleinlage zugeordneten Zweck nicht gerecht werden können. Als sehr vorteilhaft hat sich erwiesen, die Oberfläche der Bleche mit halbkugelförmigen Erhöhungen und Vertiefungen (Abb. 4) zu versehen.

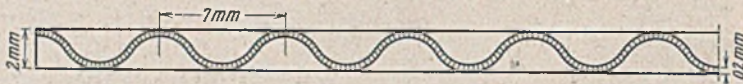


Abb. 4. Längs- und Querschnitt durch eine geriffelte Aluminium-Dichtungsbahn, Blechdicke 0,2 mm.

Derartig gestaltete Blechbahnen haben eine um etwa 50% höhere Dehnbarkeit gegenüber glatten Bändern; außerdem lassen sie sich den Bauwerksformen leichter anpassen.

Die Blechbahnen müssen immer satt in Bitumen oder Teerpechklebemasse eingebettet werden. Die dünnen Bleche werden bis zu 60 cm Breite und in Längen bis über 40 m mit Oberflächenschutz versehen geliefert⁵⁾. Bisher wurden derartige Leichtmetallbahnen für die Dichtung

²⁾ Hersteller: Vereinigte Deutsche Metallwerke AG., Frankfurt a. M.-Heddernheim.

³⁾ DRGM 1 448 563, 84a vom 27. April 1936.

⁴⁾ Prüfungsbericht der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart vom 16. Januar 1940.

⁵⁾ Alcuta-Dichtungsbahnen liefern die Vereinigten Deutschen Metallwerke AG., Frankfurt a. M.-Heddernheim.

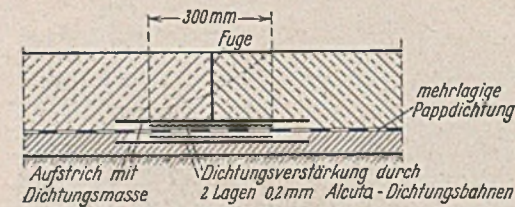


Abb. 5a. Anordnung einer Dichtungsverstärkung durch 300 mm breite geriffelte Alcuta-Dichtungsbahnen an einer Setzungsuge.

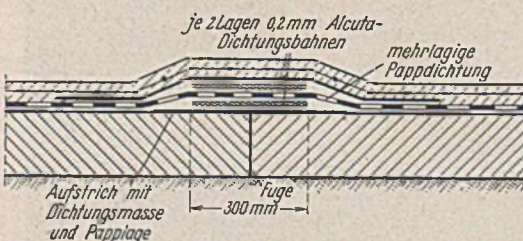
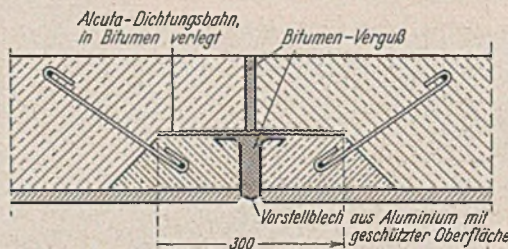
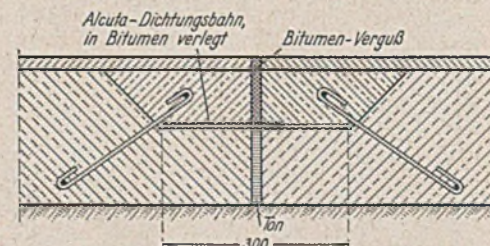


Abb. 5b. Verstärkung der Dichtung an den Fugen durch je zwei 300 mm breite, geriffelte Alcuta-Dichtungsbahnen (Anordnung der Deckendichtung an den Fugen des U-Bahn-Tunnels München).



b) Anordnung der Dichtung an den Wänden, Grundriß.



a) Anordnung der Dichtung in der Sohle, Aufriß.

Abb. 6. Fugendichtung des Schwimmbades Schwäbisch Hall durch eingeklebte geriffelte Alcuta-Dichtungsbahnen mit 0,2 mm Blechdicke.

von Arbeits- und Setzungsugen in die gegen Tag- und Grundwasser zu schützenden Bauwerke eingebaut. Eine zweckmäßige Anordnung zeigt Abb. 5a u. b.

Hier wurde die aus mehreren Papplagen bestehende Bauwerksflächen-dichtung durch je eine oder zwei darunter und darüber geklebte 300 mm breite, 0,2 mm starke geriffelte Alcuta-Dichtungsbahnen verstärkt. Besondere Sorgfalt ist dabei auf das satte Aufkleben der Metallbahnen zu legen; am besten und sichersten werden die Bahnen nach den Vorschriften des Lieferwerks verlegt. Häufig wird angeordnet, die Metallbahnen an den Fugen zwischen die einzelnen Papplagen einzukleben. Diese Dichtungsart ist aber nach Ansicht des Verfassers nicht einwandfrei und deshalb eine Anordnung gemäß Abb. 5 vorzuziehen.

Abb. 6 gibt die Dichtungsanordnung bei Setzungsugen in einem Schwimmbecken und einem Klärbecken wieder. Die Dichtung wurde in der Weise eingebaut, daß bei Herstellung der Sohle und der Wände im Beton eine 30 cm breite und 10 cm tiefe Aussparung verblieb und über die Fuge zwei Lagen der 300 mm breiten geriffelten Alcuta-Dichtungsbahn (Blechdicke 0,2 mm) mit einer heißflüssigen, eigens hergestellten Bitumenmasse durch sattes Einwalzen geklebt wurden. Vor dem Aufkleben war der Beton an den Klebeflächen mit kalflüssigem Voranstrich behandelt und die Fuge in der Sohle mit Ton gefüllt worden. Nach dem Einkleben der Bleche wurde aufbetoniert unter Beibehaltung einer 2 cm breiten Fuge, die zum Schluß mit Bitumenvergußmasse gefüllt wurde. Ebenso wurde die Fuge in der Rückseite der Wände mit Bitumen vergossen. In die geneigten und senkrechten Fugen der Wände wurde in den Beton der Aussparung ein U-Blech eingestellt, um ein Auslaufen der Fugenvergußmasse zu verhindern.

Die Frage der Nahtverbindung bei eingeklebten Metallbändern ist einfach. Da lange Metallbahnen zur Verfügung stehen, lassen sich Stoßstellen fast vollkommen vermeiden. Wo sie sich trotzdem ergeben, werden die Ränder mit etwa 20 cm Überlappung geklebt.

Die beschriebene Dichtungsweise ist für Arbeits-, Schwind- und Setzungsugen gut geeignet. Sind nur kleine Bewegungen zu erwarten, so genügt die Anordnung nur einer Metallage. Bei Setzungsugen sollten aber immer mindestens zwei Lagen Metallbänder eingebaut werden. Es ist noch hervorzuheben, daß sich diese Art Fugendichtung bei der Sicherung von Gewölbefugen im Tunnelbau bestens bewährt hat (Ausführung Reichsautobahntunnel Engelberg und Lämmerbuckel).

Bei der Abdichtung von Bewegungsfugen, in denen sich immer wiederkehrende Bewegungen oder sehr starke Dehnungen auswirken, kommen Bleche mit einem sogenannten Dehnungswulst in U- oder V-Form zum Einbau. Je nach der Art des Einbaues und der Blechabwicklung werden dünnere oder dickere Bleche angewendet. Die gebräuchlichen Blechstärken liegen zwischen 0,5 und 3 mm. Bei der Formgebung der Bleche für die Abmessungen des Dehnungswulstes ist zu beachten, daß mit zunehmender Blechdicke die Biegezahl des Bleches bei gleichem Biegehalbmesser stark abnimmt (Abb. 7). Das heißt also, je stärker das Blech gewählt wird, um so größer müssen die Halbmesser des Dehnungswulstes sein. Abb. 8 zeigt eine Reihe der gebräuchlichsten Formen der Bewegungsbleche.

In Verbindung mit Bauwerksflächen-dichtungen wurden bisher Al-Fugenbleche in Dicken von 0,5 bis 1 mm und Abmessungen des Dehnungswulstes von 2 bis 4 cm Breite und 4 bis 6 cm Tiefe eingebaut. Abb. 9 und 10 zeigen ein Beispiel.

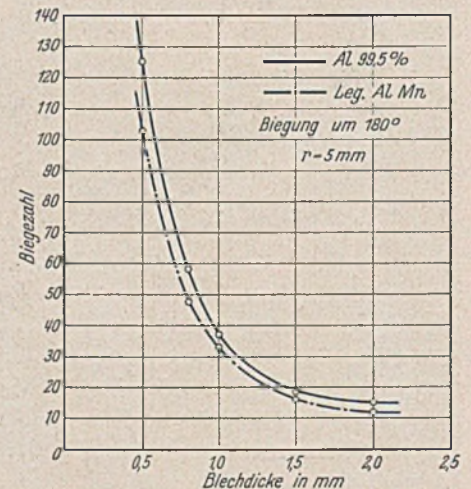


Abb. 7. Abhängigkeit der Biegezahl eines Bleches von der Blechdicke bei gleichbleibendem Biegehalbmesser für Aluminium 99,5% und Legierung DIN 1713 AlMn.

Die Gesamtbreitenabwicklung derartiger Dehnbleche darf nicht zu niedrig gewählt werden, damit die seitlichen Schenkel der Bleche genügend weit in die anschließende Dichtung eingebunden werden können. Dies gilt insbesondere dann, wenn sie zusammen mit Pappe- oder Bitumenplattendichtungen verarbeitet werden. Dehnbleche von 33 und 50 cm Breite sind im allgemeinen ausreichend.

Gewöhnlich werden diese Bleche in Längen von 2 m angeliefert, so daß die wasserdichte Verbindung der Stoßnähte an der Baustelle hergestellt werden muß. Auf die fachgerechte Ausbildung der Stoßstellen ist größte Sorgfalt zu verwenden. Bei Dichtungen gegen Tagewasser, z. B. bei Fugen in Brückenfahrbahntafeln, genügt es, die Blechstöße 15 bis 20 cm zu überlappen, die Nähte mit Bitumen zu kleben und die Dichtung bis an den Wulst oder besser über den Wulst hinweg zu ziehen. In letzterem Falle ergeben sich druckwassersichere Nähte.

Schweißen und Nieten als Verbindungsart sind erfahrungsgemäß bei Fugendichtungen im Zusammenhang mit Bauwerksflächendichtungen nicht zu empfehlen. Eine gegen Eindringen von Druckwasser sichere und denkbar einfache Verbindungsart wurde neuerdings von den Vereinigten Deutschen Metallwerken, Frankfurt a. Main, entwickelt, bei deren Einbau keine Facharbeiter benötigt werden. Es handelt sich dabei um eine Art Muffendichtung, bei der jeweils das eine Ende eines Bleches als Tasche ausgebildet ist, in die beim Einbau an der Baustelle nach vorherigem Ausgießen mit weichem Asphalt oder Spachtelkitt das andere Ende eines Bleches eingeschoben wird. Abb. 11 zeigt eine derartige Verbindung eines U-förmigen Fugenbleches im Längs- und Querschnitt.

Ein besonders schwieriges Gebiet bei der Anwendung von Dehnungsblechen mit Wulst waren bisher immer die Übergänge bei geknickt oder gekrümmt verlaufenden Fugen, z. B. die Übergänge eines Fugenbleches von der Sohle eines Bauwerks zur Wand und von der Wand zur Decke. Die Entwicklung der Leicht-

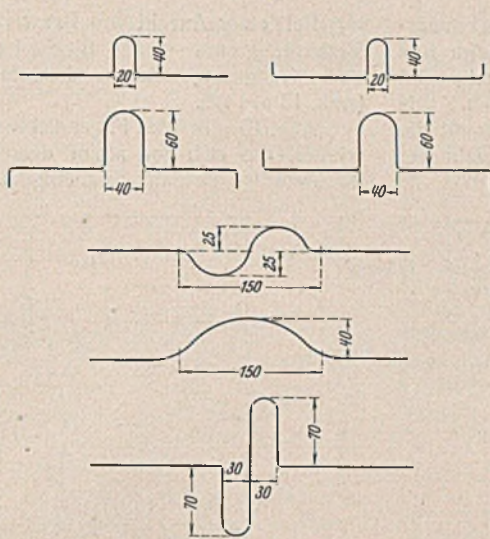


Abb. 8. Gebräuchliche Formen der Fugenbleche mit ein oder mehreren Dehnungswellen.

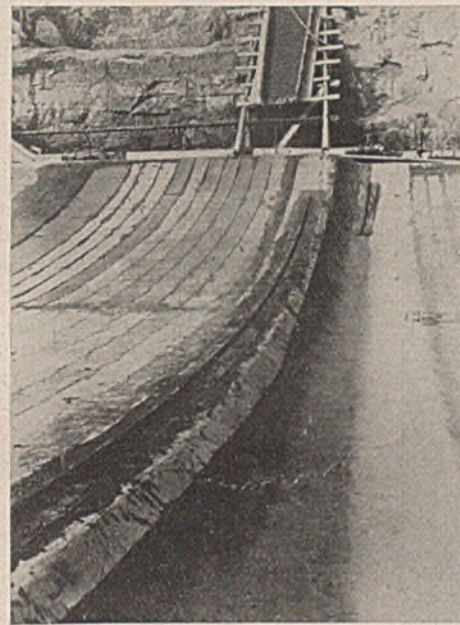


Abb. 10. Einbau von Alcuta-Dehnblechen in die Dichtung des Sohlengewölbes des Unterführungsbauwerks Zeppelinstraße—Große Straße in Nürnberg.

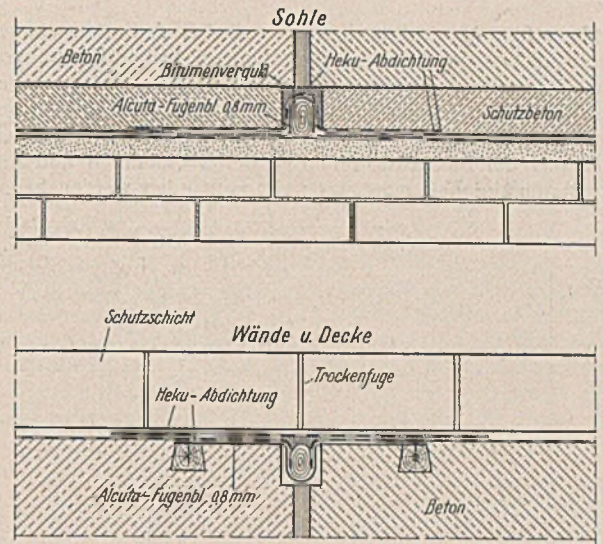


Abb. 9. Anordnung der Fugendichtung in Sohle, Wänden und Decke des Unterführungsbauwerks Zeppelinstraße—Große Straße in Nürnberg mit Alcuta-Dehnblechen.

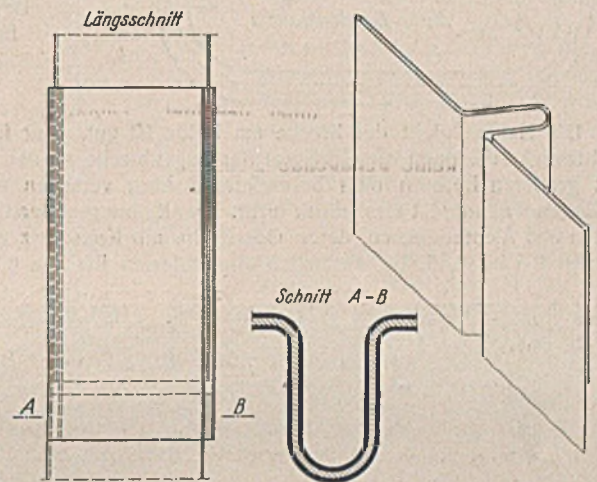


Abb. 11. Darstellung einer Verbindungstasche zur Abdichtung von Stößen bei Leichtmetall-Fugenblechen.

metall-Fugenbleche hat auch hier grundlegende Verbesserungen gebracht, auf die in diesem Zusammenhang verwiesen werden soll. Während man bei Kupferblechen früher an den Knickstellen der Fugen die Bleche einfach auf Gehrung arbeitete und die Nähte verlötete (dies ergab steife Übergänge, die erfahrungsgemäß bei Bewegungen im Bauwerk sehr rasch zu Bruch gingen), ist nunmehr ein Verfahren entwickelt worden, nach dem derartige Übergangstücke mit großen Halbmessern, d. h. weichen Übergängen unter Anwendung einfacher handwerklicher Verfahren hergestellt werden können. In Abb. 12 sind eine Reihe derartiger Übergangstücke dargestellt. Da für die Herstellung keine verwickelten Gesenke notwendig sind, lassen sich alle beliebigen Formen entsprechend dem Verlauf der Fuge im Bauwerk ohne große Kosten herstellen.

An vielen Bauwerken werden lediglich die Fugen gegen Eindringen von Tage- oder Druckwasser besonders gedichtet. Als Dichtung wurde früher fast ausnahmslos Kupfer verwendet in Form von gewellten Blechen, die man unmittelbar einbetonierte. Auch für derartige Zwecke ist in den letzten Jahren Aluminium mit Erfolg herangezogen worden.

Wie bereits erwähnt wurde, müssen Aluminiumbleche, die unmittelbar mit Beton oder Mörtel in Berührung kommen, an ihrer Oberfläche ausreichend durch eine Schutzauflage gegen Zersetzung gesichert werden. Hierfür haben sich Kunstharzaufgaben gut bewährt.

Die Blechdicken bei derartigen Fugenausbildungen sollten 1 mm nicht unterschreiten. Bei druckhaftem Wasser

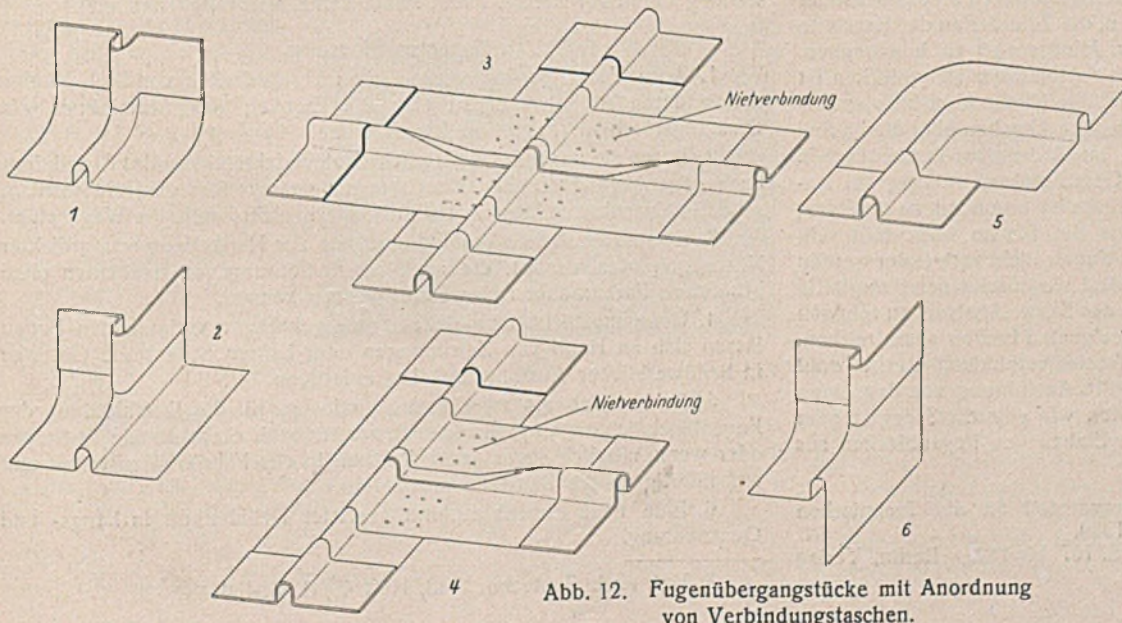


Abb. 12. Fugenübergangstücke mit Anordnung von Verbindungstaschen.

und großen Abwicklungsbreiten und bei Auftreten starker Dehnungsbeanspruchungen durch Setzung wurden bisher Bleche von 2 mm und auch 3 mm Dicke angewendet. Für gebogene und gewellte Bleche sind bei derartigen Blechdicken große Blegehalbmesser erforderlich. Die Breitenabwicklung der Dehnbleche sollte nicht zu klein sein, damit die Schenkel der Bleche weit in den Beton einbinden und die Gefahr der Wasserumläufigkeit möglichst ganz vermieden werden kann.

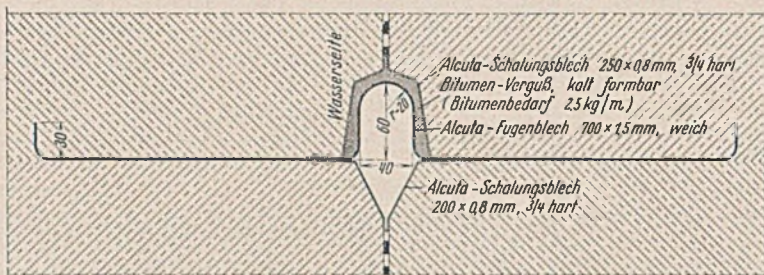


Abb. 13. Fugenblechausbildung mit Schalungskasten für die Abdichtung von Bewegungsfugen in Betonbauwerken.

Die Haftfestigkeit der Bleche am Beton ist gut. Zur Erhöhung der Haftfestigkeit können die Schenkel der Fugenbleche an den Enden auch mit größeren Löchern oder besonderen Anker versehen werden. Unbedingt notwendig ist dies jedoch nicht. Der Reibungswiderstand zwischen Beton und Alcuta-Blechen, deren Oberfläche mit Kunstharz behandelt ist, beträgt 0,5 bis 0,56, bei zusätzlich bituminierten Blechen 0,36 bis 0,46⁶⁾.

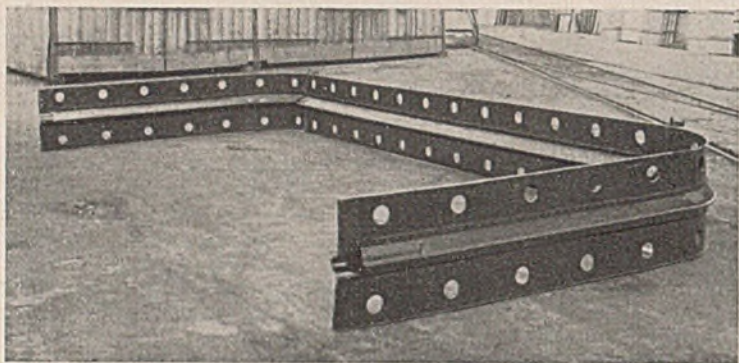


Abb. 14. Fugenblech aus Leichtmetall mit Schalungskasten zu einem Rahmen einbaufertig zusammengesetzt.

Für den Einbau der Bleche an der Baustelle hat es sich als vorteilhaft erwiesen, die Dehnbleche bereits abgebogen und zu größeren Teillängen zusammengesetzt vom Lieferwerk zu beziehen. Bei Fugendichtungen, z. B. in Heizkanälen, bei denen nicht zu große Blechrahmen notwendig sind, können die Dehnbleche bereits als einbaufertige Rahmen an die Baustelle angeliefert werden. Es ist immer anzustreben, die Zahl der an der Baustelle herzustellenden Nahtverbindungen auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Für die Herstellung von Nähten bei den Aluminium-Dehnblechen ist sowohl das Schweißen als auch das mehrreihige Nieten (drei bis vier versetzt angeordnete Nietreihen) geeignet. Genaue Angaben über die hierbei zu beachtenden Vorschriften finden sich im Aluminium-Taschenbuch⁷⁾. Bisher kommt für dieses Gebiet nur die Gasschmelzschweißung zur Anwendung. Bei der Ausführung von Nietnähten ist besonders zu beachten, daß die Niete aus dem gleichen Stoff wie die Bleche hergestellt sein müssen, daß also Niete aus Stahl oder gar Kupfer nicht verwendet werden können. Werden Nähte geschweißt, so sind sie anschließend sorgfältig durch Waschen mit Wasser von den Resten des Schweißpulvers zu reinigen und nach gutem Trocknen mehrmals mit geeigneten Lacken anzustreichen.

Die Anwendung der Muffen- oder Taschenverbindung dürfte wohl künftighin das Schweißen und Nieten für die Ausführung von Baunähten entbehrlich machen. Besondere Facharbeiter, wie gelernte Spengler oder Leichtmetallschweißer, sind dann für den Einbau von Fugenblechen aus Aluminium nicht mehr erforderlich.

⁶⁾ Prüfungsbericht der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart vom 12. Dezember 1939.

⁷⁾ Aluminium-Taschenbuch, 8. Aufl., S. 167 bis 182. Berlin, Verlag Aluminiumzentrale, Abt. Verlag.

Bei einer Anzahl von Bauwerken sind Leichtmetall-Fugenbleche in Verbindung mit einem Blechschalungskasten verwendet worden, der einbaufertig angeliefert und einfach in die Schalung eingestellt wird (Abb. 13 u. 14)⁸⁾.

Abb. 15 gibt eine Fugendichtung mit Schalungskasten und Gleitblech wieder, die sich vor allem dann eignet, wenn sie in verhältnismäßig dünnwandige Betonmauern eingebaut werden soll.

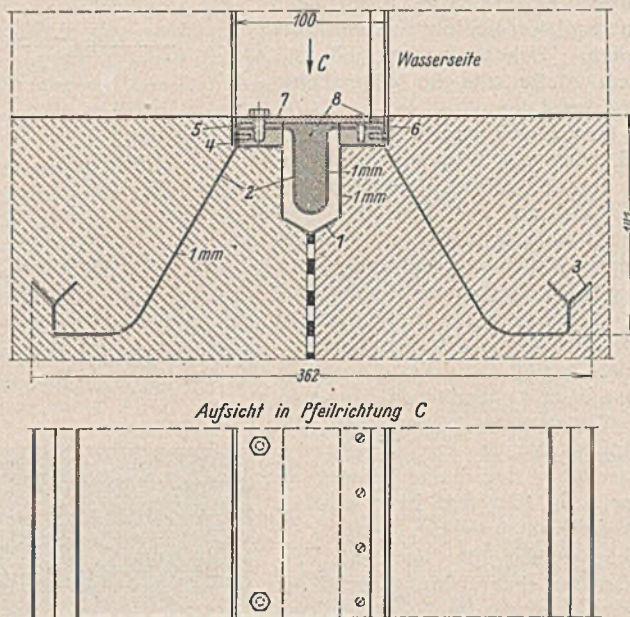


Abb. 15. Fugenblech mit Schalungskasten und Gleitblech für die Abdichtung von Bewegungsfugen in Betonbauwerken.

Stückliste zu Schnitt A-B:

- | | |
|----------------------------------|-----------------------------|
| 1 Schalungsblech 1 mm, halbhart, | 5 Einspannstücke 30 x 3 mm, |
| 2 Fugendehnblech 1 mm, weich, | 6 Abschlußblech 3 mm, |
| 3 Anker des Fugendehnblechs, | 7 Gleitblech 4 mm, |
| 4 Einspannstücke 30 x 10 mm, | 8 Bitumenverguß. |

Sämtliche Metallteile nach MBV-Verfahren vorbehandelt, mit Kunstharzfilm überzogen und zusätzlich mit Bitumen gestrichen.

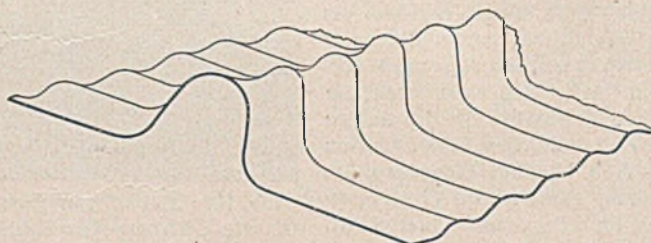


Abb. 16. Fugendehnblech mit Längs- und Querdehnwellen.

Zum Schluß sei noch auf eine Formgestaltung von Fugendehnblechen verwiesen, die besondere Aufmerksamkeit verdient (Abb. 16). Sie wird durch Anordnung von Längs- und Querdehnwellen erreicht und verleiht den Blechen eine Dehnbarkeit in verschiedenen Richtungen. Die Herstellung derartiger Bleche bietet heute keine Schwierigkeiten mehr.

Zusammenfassung.

1. Beim Vergleich der mechanischen Eigenschaften von Blei, Kupfer und anderen Metallen ergibt sich die Eignung des Aluminiums als Dichtungsblech für Fugen im Ingenieurbau.

2. Durch die neueren Oberflächenschutzverfahren kann das Aluminium auch gegenüber alkalischen Einwirkungen unangreifbar gemacht werden, so daß seiner Anwendung als Dichtungsblech nichts mehr im Wege steht.

3. Es sind geeignete Verbindungsarten zur Herstellung wasserdichter Nähte gefunden worden, die auch bei Ausführung von Baunähten ohne besondere Facharbeiter angewendet werden können.

4. Übergangstücke an geknickt und gekrümmt verlaufenden Fugen lassen sich an Hand von Zeichnungen oder Lehren ohne teure Gesenke in handwerklicher Ausführung billig anfertigen.

5. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, für die Durchbildung der Fugenblechdichtungen größere, noch versendbare, einbaufertige Teilstücke oder wenn möglich sogar ganze Rahmen in der Fabrik herzustellen und einbaufertig an die Baustelle anzuliefern.

6. Eine neue Fugenblechform gestattet Dehnbarkeit in Längs- und Querrichtung.

⁸⁾ Vgl. auch Bautechn. 1940, Heft 40/41, S. 468.

Alle Rechte vorbehalten.

Grundbruch unter der Spundwand.

Von Doz. hab. Ing. Dr. Zdeněk Bažant jun., Ingenieur der Lanna AG., Prag.

Spundwand als Fangedamm.

Auf die in durchlässigem Boden stehende Spundwand eines einfachen Fangedammes wirkt auf den nicht eingerammten Teil der Wasserdruck, auf den eingerammten Teil der Grundwasserdruck und der Bodendruck. Die Standsicherheit der Wand kann auch durch Grundbruch¹⁾ gestört werden, durch den die Einspannung der Wand verlorengeht. Für die Festlegung der Rammtiefe pflegt die Rücksicht auf den Grundbruch entscheidend zu sein.

Unter Grundbruch versteht man die Bodenabschwemmung, die durch den Druck der Grundwasserströmung hervorgerufen wird. Außer diesem Druck wirken auf die Bodenkörner ihr Eigengewicht, die durch die Bodenbelastung bewirkte Spannung (die wir in den weiteren Überlegungen beiseite lassen) und die Reibung zwischen den Körnern und der Spundwand. Wenn die Mittelkraft dieser Kräfte nach oben wirkt, werden die Körner durch die Wasserströmung fortgespült.

Aus den Terzaghischen Arbeiten²⁾ ist bekannt, daß der Strömungsdruck p gleich dem Gefälle J ist. Bei einer gleichgerichteten, senkrecht nach oben gehenden Grundwasserströmung tritt Grundbruch ein, wenn der Strömungsdruck größer als das kritische Gefälle J_1 ist. Das kritische Gefälle ist:

$$(1) \quad J_1 = \frac{\Delta h}{l} = 1;$$

Δh bezeichnet den Druckhöhenverlust, l die Entfernung der Punkte, zwischen denen der Druckhöhenverlust Δh beträgt.

Wir benutzen dieses Merkmal für den Eintritt des Grundbruches bei einer Strömung unter einer Spundwand, die sich in gekrümmten Linien, in Ellipsen, vollzieht (Abb. 1).

Das Gefälle J längs der Spundwand können wir durch die Gleichung³⁾

$$(2) \quad J = \frac{h}{\pi b} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{b}\right)^2}}$$

ausdrücken, wenn wir mit h den Spiegelunterschied, mit b die Rammtiefe und mit x die Tiefe eines beliebigen Punktes der Spundwand bezeichnen. Bei einem Spundwandfuß, bei dem $x = b$ ist, ist $J = \infty$. Nun ist aus der Praxis bekannt, daß bei genügender Rammtiefe kein Grundbruch eintritt, obwohl das Gefälle J beim Spundwandfuß größer als das kritische Gefälle $J_1 = 1$ ist.

Um ein neues Merkmal für den Eintritt des Grundbruches bei Umströmung der Spundwand aufstellen zu können, habe ich eine Reihe von Versuchen durchgeführt, auf Grund derer ich eine neue Theorie, die ich im weiteren anführen werde, auszuarbeiten versucht habe.

Die Durchführung der Versuche.

Die Versuche habe ich in meiner eigenen Rinne durchgeführt. Die Blechrinne (Abb. 2) (Breite 20 cm, Länge 80 cm und Höhe 45 cm) hatte auf einer Längsseite eine Glaswand, durch die man den Grundbruch beobachten konnte. In die Rinne wurde Sand von der Korngröße 0,5 bis 1 mm in einer 20 cm dicken Schicht geschüttet. Der Sand war durch Siebung aus Stěchovicer Schottersand gewonnen worden. Vor den Versuchen wurde er gründlich gewaschen. Sein Stoffgewicht (spezifisches Gewicht) betrug 2,58 kg/dm³, der Hohlraumgehalt bei lockerer Lagerung $n_1 = 0,48$, die Porenziffer $\varepsilon_1 = 0,92$; bei dichter Lagerung $n_2 = 0,37$

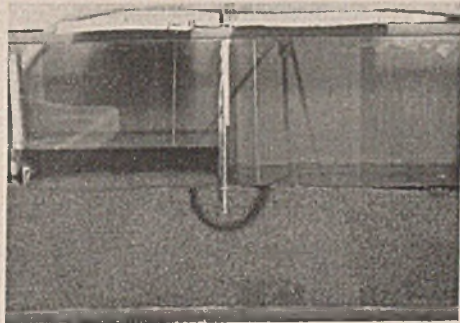


Abb. 2.

¹⁾ Der Verfasser veröffentlichte über die Grundwasserströmung und über den Grundbruch in tschechischer Sprache ein Buch (Prouděni podzemní vody, Verlag Masaryk-Akademie der Arbeit, Prag 1938) und zwei Aufsätze in den Zeitschriften Zprávy veřejné služby technické, Prag 1939, Bd. II, H. 1, S. 2, und Technický Obzor 1940, H. 9 u. 10, S. 132 u. 153.

²⁾ K. Terzaghi, Erdbaumechanik, S. 128. Leipzig und Wien 1925, Deuticke.

³⁾ R. Dachler, Grundwasserströmung, S. 59. Wien 1936, Springer.

und $\varepsilon_2 = 0,59$. Die Durchlässigkeit des Sandes bei 21° C betrug $k = 0,1$ cm/sek. Der Winkel der inneren Reibung des feuchten Sandes betrug $\varphi = 46^\circ$. Der Sand war ohne jede Rücksicht auf Regelmäßigkeit der Lagerung in die Rinne geschüttet worden. Nach der Einschüttung wurde er gründlich durch einen Wasserstrom aus einem in den Sand eingeführten Schlauch durchgemischt.

Die Spundwand wurde durch ein doppeltes Blech gebildet. Das Blech wurde gegen die Rinne wände zu anfangs nur mit Leder und später noch mit Glaserkitt abgedichtet. Um auf die Spundwand wirkende Druckkräfte abfangen zu können, war die Spundwand an der Blechwand in eine Führungsrille gesteckt und an der Glaswand durch eine schmale Führung gestützt, die die Beobachtung in der Nähe der Spundwand nicht störte. Dadurch war die Sicherheit gegeben, daß nur der Druck der Grundwasserströmung auf den Sand einwirkte.

Wasser wurde nach genauer Einführung der Spundwand in die gewünschte Tiefe und nach ihrer Abdichtung gegen die Rinne wände in die Rinne gelassen. Der Wasserstand an der Luftseite der Spundwand wurde durch einen Röhrenüberfall (30 mm Durchm.) geregelt. Das Wasser wurde aus der Prager Wasserleitung entnommen. Die Temperatur des Wassers betrug 9° C. Der Wassererschlauch endete in einer in den Sand gelegten Blechschachtel, in der sich die Strömung beruhigte. Der Zufluß war nicht regelmäßig, und im Wasser befand sich viel Luft. Das störte jedoch nicht, weil die Versuche nur von kurzer Dauer waren. Sie dauerten ungefähr 10 bis 30 Minuten. Die kurze Dauer der einzelnen Versuche wurde durch einen sechzehnständigen Versuch gerechtfertigt, bei dem das gleiche Ergebnis wie bei den Kurzversuchen erzielt wurde. Die Durchflußmenge schwankte bei den Versuchen nach der Wasserhöhe und Dichte der Sandlagerung ungefähr zwischen 30 und 80 cm³/sek.

Im gut durchgemischten Sand war die Grundwasserströmung regelmäßig. Das Wasser bewegte sich in den theoretischen Ellipsen, die genau nur für die unbegrenzte Halbebene gelten; die mit Hypermangan gefärbte Stromlinie ist aus Abb. 2 zu ersehen. Durch Beobachtung der Stromlinien konnten die elliptischen Bewegungen bis in die Einrammungstiefe von 50 mm festgestellt werden.

Versuchsergebnisse.

Zweck der Versuche war die Beobachtung des Grundbruchverlaufs, ferner die Feststellung der Grundbruchursachen und die Messung der Spiegelunterschiede im Augenblicke des Bruches. Der Spiegelunterschied h wurde mit einem auf das Glas gelegten Millimeterstab gemessen. Der Spiegel an der Luftseite wurde mit Hilfe des Überfalles so geregelt, daß er sich genügend genau in der Höhe der Oberfläche des Sandes neben der Wand befand. Das Grundwasser strömte überall an der Sandoberfläche aus und bildete dabei an der Oberfläche eine in ihrer Dicke vom Durchfluß abhängige Schicht (gewöhnlich um 2 mm), die dann dem Überfall zuströmte.

Der Grundbruchverlauf ist in Abb. 3 dargestellt. Die erste Sandbewegung in der Nähe der Spundwand beginnt bei $h = 2b$. An der Luftseite hebt sich der Sand geringfügig, gleichzeitig sinkt an der Wasserseite die Oberfläche des Sandes (Zustand a). Die Änderungen im Gefüge

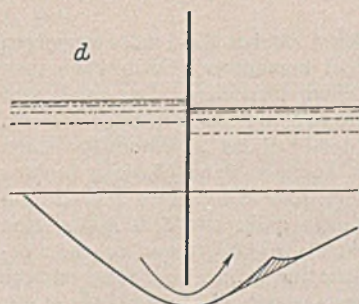
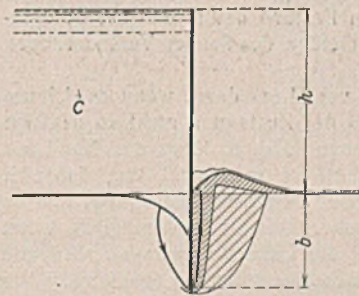
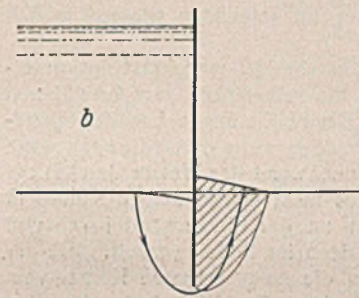
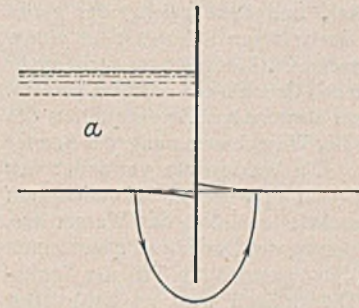


Abb. 3a bis d.

des Sandes haben ein neues Gefüge zur Folge, das den neuen, durch die Grundwasserströmung verursachten Druckverhältnissen entspricht. Das neue Gefüge ist im sicheren Gleichgewicht. Wenn der Spiegel nicht weiter steigt, entsteht kein Grundbruch. Steigt er aber weiter, so beginnt sich der Sand an der Luftseite aufzulockern, und die Sandoberfläche hebt sich plötzlich bei der Spundwand in einer größeren Fläche (Zustand b). Die Hebung pflegt nicht von einer gleich starken Senkung an der Wasserseite begleitet zu sein, so daß es sich deutlich um eine Auflockerung des in Abb. 3b schräg gestrichelten Teiles an der Wasserseite handelt. Gleichzeitig vergrößert sich deutlich auch die Durchlässigkeit des Sandes. Weil die Durchlässigkeit nur in dem aufgelockerten Teil größer geworden ist, hört der Sand auf, gleichmäßig durchlässig zu sein. Die Strömung drängt sich in dem aufgelockerten Teil zusammen und in diesem Teil besonders zur Spundwand hin. Hebt sich der Spiegel noch höher, dann beginnt sich der Sand neben der Spundwand in einem Streifen zu bewegen, der in Abb. 3c dicht gestrichelt ist (Zustand c). Der Streifen hat im ersten Augenblick nur die Breite von ein paar Körnern, er wird jedoch schnell breiter, und dann gelangt der ganze aufgelockerte Teil in Bewegung, was in wenigen Sekunden in einem Grundbruch endet. Das Gefüge des Sandes im Zustand c ist nicht mehr im sicheren Gleichgewicht, und man kann den Grundbruch nicht verhindern. Bei dem Grundbruch (Zustand d) tritt ein stürmisches Herausquellen des Wassers an der Luftseite ein, das von einer Wegschwemmung des Sandes um die Spundwand herum begleitet ist. Die Wasserseite verbindet sich mit der Luftseite zu einem Kanal, der sich in wenigen Sekunden zum Durchbruch erweitert. Durch diese Bruchstelle strömt das Wasser aus, die Spiegel gleichen sich aus, die Vergrößerung des Durchbruchquerschnitts hört auf, und der Versuch ist beendet. Der gestrichelte Teil der Durchbruchsrinne ist mit Sand verschüttet. Dieser Sand wird im natürlichen Böschungswinkel von dem Wasser abgelagert, durch das er früher bei größerer Geschwindigkeit getragen worden war. Damit ist der Verlauf des Grundbruches beschrieben, den wir im folgenden wissenschaftlich untersuchen werden.

Der geschilderte Verlauf des Grundbruches ist manchmal von untergeordneten Sandbewegungen begleitet, die selbst nicht zum Grundbruch führen können. Vor allem ist das die Sandwirbelung neben der Spundwand. Die Wirbelung beginnt im Zustande a, wenn durch die senkrechte Lücke zwischen der Spund- und der Rinnenwand das Wasser durchdringt oder wenn die aufgelockerten Teile des nicht gleichmäßigen Sandes in Bewegung geraten. Das Wasser fließt an der Rinnenwand herab und lockert an der Wand den Sand, der dann im Boden wirbelt. Bei der Vergrößerung des Durchflusses werden die so gelockerten Körner vom Boden fortgetragen und setzen sich neben dem Wirbel ab. Um den Wirbel entsteht dann leicht der Grundbruch, der aber durch die Gleichgewichtsstörung des Bodens sich in einem größeren Teile als nur im Wirbel bildet. Der Wirbel ist aber ein Zeichen dafür, daß der Spiegelunterschied schon so groß ist, daß im Gefüge des Sandes Veränderungen eintreten.

Sonst ist die Auflockerung gering, vor allem dann, wenn es sich um locker gelagerte Sande handelt, so daß der Zustand a nicht so deutlich ist, und es sofort zum Zustande c kommt, d. h. längs der Wand zur Sandbewegung in Streifen. Auch kommt es manchmal vor, daß sich der Boden in Bewegung setzt; dann aber stockt die Bewegung, und es kommt überhaupt nicht zum Grundbruche. Das ist dann möglich, wenn eine größere Sandmenge plötzlich an die Luftseite getragen wird, die durch ihr Gewicht den Druck der Grundwasserströmung ausgleicht.

Auf dem Bau kann man jedoch den Grundbruch nicht in einem Schnitt beobachten, wie wir es eben nach Beobachtungen durch die Glaswand geschildert haben. Wir können dort den Grundbruch nur von oben aus beobachten.

Bei Fangedämmen sind während des Aushubes die Sandbewegungen im Zustande a (Abb. 3) gewöhnlich nicht bemerkbar. Dafür kann man längs der Wand gewöhnlich Sandwirbelung feststellen. Der Sand wird aus den Wirbeln fortgetragen und lagert sich in Form von Hügelchen ab. Diese Hügel muß man sofort beobachten, weil es zu einer plötzlichen Auflockerung in einem größeren Teile kommen kann (Zustand b), was bedeutet, daß eine ernste Gefahr besteht, und daß es bald zum Grundbruche kommen kann. Beim Grundbruche quillt aus dem Boden eine mit Sand gefüllte Quelle, die sich schnell vergrößert und zu einer bedeutenden Höhe verhältnismäßig dem Überdrucke über der Sandoberfläche oder dem Wasserspiegel im Fangedamm ansteigt. In kurzer Zeit ist der Boden unter dem Fangedamm weggeschwemmt, es entsteht eine breite Durchbruchsrinne, und der Fangedamm ist fortgerissen.

Bei Tiefbauten kommt es gewöhnlich nicht zum Zustande d; die Grundbruchgefahr pflegt schon bei Teil b bemerkbar zu werden. Das geschieht hauptsächlich in feinen Sanden, die sich dann wie Flüssigkeiten verhalten. Der Sand befindet sich dann in dem Zustande, in dem er als Fließsand bezeichnet wird. Gegenstände sinken in den Sand wie in Schlamm ein. Die Ausbeute ist weitaus größer als die Aushubmenge, weil aus der Umgebung Boden in die Baugrube eindringt. In der Um-

gebung setzen sich die Bauten, und man muß den Aushub einstellen, damit die Bauten nicht gefährdet werden. Der Bau kann dann überhaupt nicht in der gewünschten Tiefe gegründet werden.

Zur Feststellung der Ursache des Grundbruches habe ich einige Ergänzungsversuche in einer von Abb. 3 abweichenden Anordnung durchgeführt. Vor allem machte ich einen Versuch, bei dem an der Wasserseite der Sand niedriger aufgeschüttet war als an der Luftseite (Abb. 4). Bei einer Erhöhung des Spiegels lockerte sich der Sand an der Luftseite auf, und an der Wasserseite bildete sich zugleich ein bis zum Spundwandfuße reichender Trichter. Die Menge des aufgelockerten Bodens (dicht gestrichelt) war viel größer als der Inhalt des Trichters. Daraus kann man ersehen, daß die Erhöhung des Bodens an der Luftseite hauptsächlich durch Auflockerung und nur zum ganz kleinen Teile durch die Sandbewegung verursacht wird. Die Auflockerung halten wir für die Ursache des Grundbruches, und bei der Untersuchung des Gleichgewichts genügt nur die Untersuchung an der Luftseite.

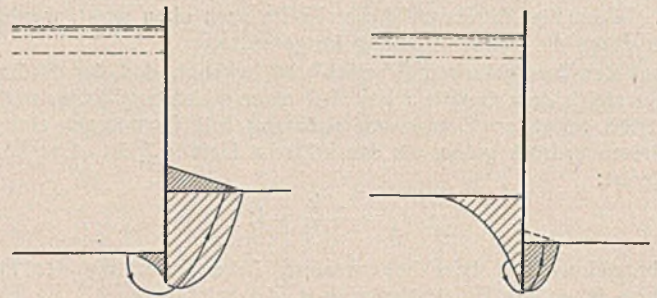


Abb. 4.

Abb. 5.

Ich habe weiterhin einen Versuch gemacht, bei dem der Sand an der Wasserseite höher als an der Luftseite angeschüttet wurde (Abb. 5). Als sich an der Wasserseite ein Trichter gebildet und sich bis zum Bohlenfuße vertieft hatte, wurde an der Luftseite der aufgelockerte Sand gedrückt und nachher der Spiegel ein wenig gesenkt. Das Wasser strömte durch den Sand weiter, und es kam zu keinem Grundbruche. Dadurch wurde nachgewiesen, daß die Trichterbildung, selbst wenn der Trichter bis zum Bohlenfuße reichen sollte, nicht die Ursache des Grundbruches ist, und daß es tatsächlich genügt, nur das Gleichgewicht an der Luftseite zu untersuchen.

Ich habe ferner einen Versuch in der Weise unternommen, daß ich an die Blechwand Schmirgelpapier anlegte. Dadurch vergrößerte sich die Reibung des Sandes an der Wand. Dadurch, daß sich zugleich auch der Spiegel, bei dem der Grundbruch entstand, erhöhte, war bewiesen, daß die Reibung des Sandes an der Wand einen Einfluß auf den Grundbruch hat.

Weil die Reibung des Sandes auch durch die verschiedene Lagerung des Sandes beeinflußt wird, habe ich eine Reihe von Versuchen mit stetig zunehmender Stampfung durchgeführt. Bei dichter Lagerung und dadurch verursachter höherer Reibung erhöhte sich tatsächlich der Spiegel.

Die Höhe h des Spiegels, bei dem der Grundbruch eintrat, schwankte bei einer Rammtiefe von $b = 30$ mm zwischen 70 und 105 mm (14 Versuche), für $b = 40$ mm zwischen 95 und 145 mm (11 Versuche) und für $b = 50$ mm zwischen 120 und 175 mm (12 Versuche). Die Höhe h bewegte sich also zwischen 2,3 und 3,6 b . Höhere Spiegel wurden durchgehend bei dichter gelagerten Sanden erreicht.

Wir können aus den in kleinem Maßstabe durchgeführten Versuchen auf die Wirklichkeit schließen, weil es sich aus den Gesetzen der Ähnlichkeitsmechanik ergibt, daß bei der Grundwasserströmung die einfache geometrische Ähnlichkeit gilt⁴⁾. Der Grundbruch wird durch Strömungsdruck verursacht, der gleich dem Gefälle ist. Das Gefälle ist das Verhältnis der Längen und als solches bei dem Bauwerk und bei dem geometrisch ähnlichen Modelle gleich. Wir können daher behaupten, daß das beim Modell entdeckte Verhältnis zwischen h und b auch für wirkliche Bauten gilt.

Theoretische Lösung.

Das Ergebnis der Versuche ist, daß der Grundbruch durch Änderungen des Gefüges des Sandes an der Luftseite verursacht wird. Wie wir schon in der Einleitung angeführt haben, gilt das Merkmal für den Eintritt des Grundbruches $J_1 = 1$, das für gleichgerichtete Strömungen benutzt wird, die senkrecht nach oben wirken, hier nicht, weil das größte Gefälle, das im Boden am Fuße der Wand entsteht, immer $J > 1$ ist. An dieser Stelle werden die Sandkörner durch Wasserdruck aus dem Boden gedrückt, und demnach sollte das Gleichgewicht des Bodens gestört sein. Weil aber die Körner am Fuße der Wand von oben durch die obenliegenden Körner

⁴⁾ B. Körner, Erforschung der physikalischen Gesetze . . . , Bd. IV. (I. Kongreß für Talsperren, Stockholm 1933.)

belastet werden, geraten sie erst dann tatsächlich in Bewegung (d. h. der Grundbruch fängt an), wenn der Strömungsdruck im Boden nicht nur das Gewicht der Körner an der Stelle des größten Gefälles, sondern auch das Gewicht der sonst standsicher gelagerten Körner überwindet, die die unteren Körner belasten. Aus dem Gefälle an einer einzigen Stelle der Wand können wir also nicht auf eine Gleichgewichtsstörung schließen.

Als eine neue Gleichgewichtsbedingung schlage ich die Voraussetzung vor, daß dann kein Grundbruch entsteht, wenn die Kräfte, die auf den Boden längs der Wand wirken, im Gleichgewichte sind. Wenn wir die durch die Belastung des Bodens verursachte Spannung und die Reibung des Sandes an der Wand vernachlässigen, so wirkt auf den Boden nach unten das Eigengewicht des Bodens P und nach oben der Auftrieb V und der Strömungsdruck oder das Gefälle J . Die Gleichgewichtsbedingung lautet

$$(3) \quad P - V = J.$$

Die linke Seite der Gleichung bedeutet das um den Auftrieb verminderte Bodengewicht. Wenn das Raumeinheitsgewicht des Sandes abzüglich des hydrostatischen Auftriebes $\gamma = 1 \text{ kg/dm}^3$ beträgt, so wird die linke Seite, d. h. das Gewicht eines Prismas von der Höhe b und der Grundfläche eins

$$(3a) \quad P - V = \gamma b \cdot 1 = b$$

ergeben.

Den Strömungsdruck in demselben Prisma berechnen wir mit Hilfe der Gl. (2) aus dem bestimmten Integral

$$J = 1 \cdot \int_0^b \frac{h}{\pi b} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{b}\right)^2}} \cdot dx = \frac{h}{\pi} \left[\arcsin \frac{x}{b} \right]_0^b = \frac{h}{2}.$$

Das Ergebnis setzen wir in die Gleichgewichtsbedingung (3) ein und gelangen demnach zu

$$(4) \quad b_1 = \frac{h}{2}.$$

Gl. (4) ist das gesuchte Merkmal für den Eintritt des Grundbruches bei Strömung unter einer Spundwand. Die kritische Tiefe der Einrammung b_1 , in die die Spundwand eingerammt werden soll, um einen Grundbruch verhüten zu können, ist gleich der Hälfte des Spiegelunterschiedes h .

Aus den Versuchen haben wir festgestellt, daß Grundbruch bei einer Tiefe von

$$b = \frac{h}{2,3 \text{ bis } 3,6}$$

entsteht. Weil das mittlere, um den Auftrieb verminderte Raumeinheitsgewicht des Sandes $\gamma = 0,9 \text{ kg/dm}^3$ beträgt, sollte die theoretische kritische Tiefe der Einrammung

$$b_1 = \frac{h}{2 \cdot 0,9} = \frac{h}{1,8}$$

betragen. Grundbruch entsteht jedoch erst bei einer geringeren Einrammung. Dadurch ist klar ersichtlich, daß außer den genannten Kräften noch weitere Kräfte auf den Sand wirken.

Um die Größe dieser Kräfte errechnen zu können, erweitern wir die Gleichgewichtsbedingung (3). Setzen wir voraus, daß dann kein Grundbruch eintritt, wenn die auf den Boden wirkenden Kräfte im ganzen Bereiche der Wand an der Luftseite im Gleichgewicht sind. Es genügt nicht, nur das Gleichgewicht längs der Spundwand in Betracht zu ziehen.

Berechnen wir den Strömungsdruck J in diesem Bereiche. Weil wir nur das Gleichgewicht in senkrechter Richtung untersuchen, suchen wir nur die senkrechte Seitenkraft des Druckes $\frac{\partial v}{\partial x}$. Der Parameter v ist in der Gleichung⁵⁾

$$\frac{x^2}{b^2 \cdot \cos^2 v} - \frac{y^2}{b^2 \cdot \sin^2 v} = 1$$

enthalten. Diese Gleichung drückt die Drucklinie der Strömung aus. Die Ableitung ist

$$\frac{\partial v}{\partial x} = - \frac{x \cdot \cos v \sqrt{1 - \cos^2 v}}{x^2 - b^2 \cdot \cos^4 v}$$

und

$$(5) \quad \cos^2 v = \frac{1}{2b^2} [(x^2 + y^2 + b^2) - \sqrt{(x^2 + y^2 + b^2)^2 - 4b^2 x^2}].$$

Der Strömungsdruck selbst (d. h. seine Seitenkraft) ist

$$(6) \quad J = - \frac{h}{\pi} \cdot \frac{x \cdot \cos v \sqrt{1 - \cos^2 v}}{x^2 - b^2 \cdot \cos^4 v}$$

oder, durch $\sin v$ ausgedrückt,

$$(7) \quad J = - \frac{h}{\pi} \cdot \frac{\sin^2 v \sqrt{y^2 + b^2 \cdot \sin^2 v}}{y^2 + b^2 \cdot \sin^4 v}.$$

⁵⁾ R. Dachler, Grundwasserströmung, S. 56, Gl. (40). Wien 1936, Springer.

Die gesuchte Größe des Druckes im ganzen Bereiche beträgt

$$(8) \quad J = - \frac{h}{\pi} \int_K \frac{x \cdot \cos v \sqrt{1 - \cos^2 v}}{x^2 - b^2 \cdot \cos^4 v} \cdot dx \cdot dy.$$

Die Linie K ist die Begrenzung des Bereiches.

Zur Ausrechnung dieses Doppelintegrals müssen wir seine Grenzen, d. h. die Linie K , bestimmen. In der beliebigen Senkrechten $y = y_1$ (Abb. 6) werden wir zuerst die Gleichgewichtsbedingung (3) anwenden. Die Gleichgewichtsbedingung ist von der Achse Y bis zum Punkte x_1 erfüllt. Auf dieser Länge ist der Strömungsdruck im Gleichgewicht mit dem um den Auftrieb verminderten Eigengewichte des Bodens. Mathematisch können wir das durch die Gleichung

$$(9) \quad \frac{h}{\pi} \int_0^{x_1} \frac{x \cdot \cos v \sqrt{1 - \cos^2 v}}{x^2 - b^2 \cdot \cos^4 v} \cdot dx = x_1,$$

ausdrücken. Der Punkt x_1 liegt am oberen Teile der Linie K .

Das Gleichgewicht kann auch von unten durch den Druck aus dem Bereiche $J > 1$ gestört werden, in dem noch weitere Kräfte wirken müssen, um das Gleichgewicht bei einem Gefälle von $J > 1$ überhaupt erst zu ermöglichen. Das Bereich, in dem $J > 1$ ist, endet dort, wo der Druck $J = 1$ ist. Das ist im Punkte x_2 der Fall, gegeben durch die Gleichung

$$(10) \quad \frac{h}{\pi} \cdot \frac{x_2 \cdot \cos v \sqrt{1 - \cos^2 v}}{x_2^2 - b^2 \cdot \cos^4 v} = 1.$$

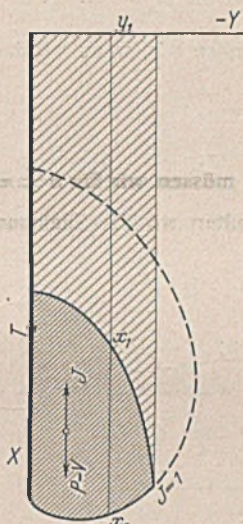


Abb. 6.

Wir brauchen nur die Wurzel x_2 , die größer als x_1 ist. Der Punkt x_2 liegt dann am unteren Teile der Linie K . Zwischen x_1 und x_2 liegt das Störungsbereich, in dem das durch Gl. (3) bestimmte Gleichgewicht gestört ist.

Die erweiterte Gleichgewichtsbedingung im Störungsbereich lautet

$$(11) \quad P - V + T = J.$$

T bedeutet Kräfte verschiedener Art, die das Gleichgewicht ermöglichen. Wenn diese Gleichung nicht erfüllt ist, wirkt nach oben aus dem Störungsbereich der Druck, der das Bereich über den Punkt x_1 hebt, der sich im Gleichgewicht befindet, und der Grundbruch fängt an. Das Störungsbereich ist in Abb. 6 dicht gestrichelt. Oben liegt das weit gestrichelte Bereich, das mit dem Störungsbereich zusammen das aufgelockerte Bereich bildet, siehe Zustand b in Abb. 3.

Aus der bekannten Begrenzung K , die wir durch Gl. (9) u. (10) bestimmten, können wir jedoch nicht allgemein Gl. (8) integrieren, und

darum führen wir eine angenäherte Berechnung durch. Wir berechnen zuerst aus Gl. (5) u. (6) oder (7) den Druck J für verschiedene Punkte im Bereiche zwischen den Achsen X und Y und der Geraden $\frac{x}{b} = 1,15$ und $\frac{y}{b} = -1$. Die berechneten Werte sind in Tafel 1 angeführt. Das Minuszeichen ist bei J ausgelassen worden.

Tafel 1.

$\frac{x}{b}$ \ $\frac{y}{b}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	1,000	0,995	0,981	0,957	0,928	0,894	0,857	0,820	0,781	0,743	0,707
0,1	1,005	1,000	0,985	0,961	0,931	0,896	0,859	0,820	0,780	0,742	0,706
0,2	1,021	1,014	0,996	0,971	0,938	0,902	0,862	0,819	0,778	0,740	0,703
0,3	1,048	1,042	1,022	0,988	0,948	0,906	0,864	0,818	0,774	0,736	0,698
0,4	1,091	1,082	1,054	1,013	0,964	0,914	0,865	0,814	0,770	0,730	0,692
0,5	1,154	1,138	1,100	1,043	0,981	0,920	0,863	0,811	0,763	0,721	0,681
0,6	1,250	1,223	1,162	1,081	0,998	0,923	0,856	0,801	0,750	0,706	0,665
0,7	1,400	1,353	1,239	1,113	1,007	0,917	0,843	0,782	0,731	0,688	0,648
0,8	1,667	1,549	1,318	1,133	0,985	0,895	0,817	0,756	0,705	0,663	0,626
0,9	2,294	1,802	1,342	1,097	0,947	0,846	0,775	0,718	0,672	0,633	0,600
1	∞	1,621	1,168	0,972	0,855	0,777	0,716	0,669	0,631	0,598	0,569
1,05	0	1,133	1,038	0,877	0,796	—	—	—	—	—	—
1,1	0	0,727	0,826	0,783	0,732	—	—	—	—	—	—
1,15	0	0,507	0,628	0,683	—	—	—	—	—	—	—

Bei der Berechnung haben wir $h = \pi b$ vorausgesetzt. Wir berechnen J für das willkürlich eingesetzte $h = cb$, wenn wir die Werte der Tafel mit $\frac{c}{\pi}$ multiplizieren.

Wenn wir nach Tafel 1 die Linien des unveränderlichen J zeichnen, so erhalten wir Linien, die für verschiedene h die unteren Grenzen des Störungsbereiches darstellen (Abb. 7), d. h. es sind dies die Linien von $J=1$, die in Abb. 7 für verschiedene Werte von c abgebildet sind. Alle diese Linien haben im Wandfuße einen gemeinsamen Punkt. In Abb. 7 ist auch die Linie $\max J$ aufgezichnet. Ihren Schnittpunkt mit der Achse Y berechnen wir aus Gl. (7). Für $\max J$ gilt

$$\frac{\partial J}{\partial v} = 0,$$

woraus die Gleichung

$$\sin^6 v + 2 \left(\frac{y}{b}\right)^2 \sin^4 v - 3 \left(\frac{y}{b}\right)^2 \sin^2 v - 2 \left(\frac{y}{b}\right)^4 = 0$$

folgt. Für $v = -\frac{\pi}{2}$, das in der Achse Y gilt, ist dann $\frac{y}{b} = -0,707$ und $J = 0,817$.

Die oberen Grenzen des Störungsbereiches finden wir, wenn wir das Integral (9) durch die Summe

$$\sum_0^{x_1} J \Delta x = x_1$$

ersetzen. Wenn wir das J aus Tafel I einsetzen, müssen wir für $h \pm \pi b$ den Druck J mit $\frac{c}{\pi}$ multiplizieren. Daraus erhalten wir die Gleichung

$$(12) \quad \sum_0^{x_1} J \Delta x = x_1 \cdot \frac{\pi}{c}$$

$\sum J \Delta x$ finden wir durch zeichnerische Integration; $x_1 \cdot \frac{\pi}{c}$ bedeutet eine Gerade. x_1 ist der Schnittpunkt beider Linien, wie für verschiedene c und $\frac{y}{b}$ in Abb. 8 veranschaulicht ist.

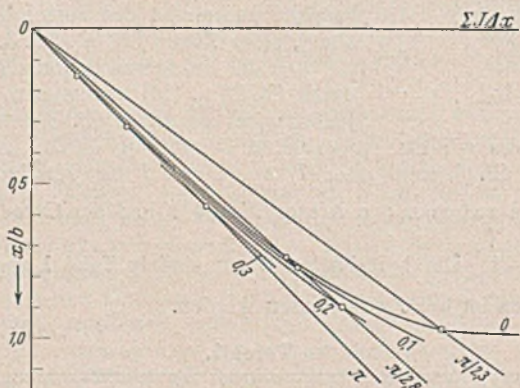


Abb. 8.

In der Achse X können wir x_1 genau berechnen aus der Gleichung

$$\int_0^{x_1} \frac{h}{\pi b} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{b}\right)^2}} \cdot dx = x_1.$$

Nach der Berechnung ist

$$\sin \frac{\pi x_1}{h} = \frac{x_1}{b},$$

was eine transzendente Gleichung darstellt. Für $h = \pi b$ folgt $x_1 = 0$, und für $h = 2b$ folgt $x_1 = b$. Für die weiteren h empfiehlt sich die numerische Lösung von x_1 . Die oberen Grenzen sind in Abb. 7 eingezeichnet.

Jetzt kennen wir die Begrenzung des Störungsbereiches und können die angenäherte Berechnung des Integrals (8) (z. B. mit Hilfe der Simpson'schen Regel) durchführen. Das Ergebnis der Berechnung für verschiedene $h = c b$ ist aus Tafel 2 zu ersehen, in der auch die Fläche des Störungsbereiches angeführt ist.

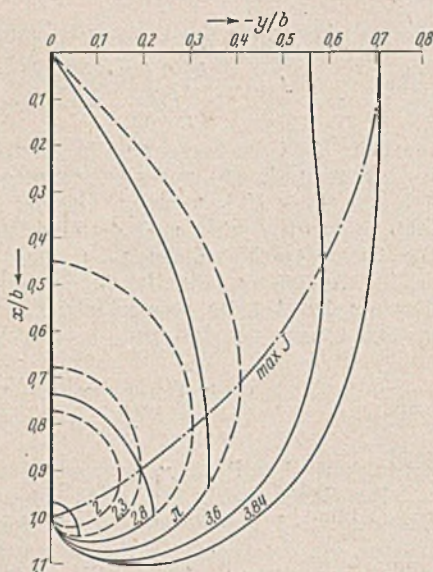


Abb. 7.

Tafel 2.

c	$k_1 = \frac{U}{b^2}$	$k_2 = \frac{J}{b^2}$	$k_2 - k_1 = \frac{T}{b^2}$
2	0	0	0
2,3	0,003	0,033	0,030
2,8	0,051	0,113	0,062
3,141	0,238	0,396	0,158
3,6	0,576	0,800	0,224
3,84	0,692	1,000	0,308

Verfolgen wir nun das Gleichgewicht im Störungsbereich nach Gl. (11). $P - V$ bedeutet das Gleichgewicht des Zylinders mit der Grundfläche, die gleich dem Störungsbereich und der Höhe, die $= 1$ ist. Dieses Gewicht kann man nach Tafel 2 als ein Produkt der Unveränderlichen k_1 und des Quadrates der Rammtiefe b ausdrücken. Den auf denselben Zylinder wirkenden Strömungsdruck kann man mit dem Werte $k_2 b^2$ ausdrücken. Setzen wir beides in Gl. (11) ein, so erhalten wir:

$$k_1 b^2 + T = k_2 b^2.$$

Die Größe der Kraft T ist dann

$$(13) \quad T = b^2(k_2 - k_1).$$

Aus Tafel 2 ist ersichtlich, welche Werte T für verschiedene c annehmen kann. Das kleinste T tritt für $h = 2b$ ein. Vermutlich ist ein großer Teil der unbekanntenen Kräfte T die Reibung zwischen dem Sande und der Wand. Weil wir aber nicht imstande sind, die Größe der Reibung infolge der Erddruckkräfte bei Grundwasserströmung zu bestimmen, erübrigt sich eine weitere Untersuchung.

Die Anwendung der Theorie.

Wenn wir eine Spundwand so entwerfen wollen, daß der Grundbruch verhütet wird, müssen wir gegen die Ursache des Grundbruches ankämpfen. Wir vermindern also den Druck der Grundwasserströmung auf den zulässigen Wert durch genügend tiefes Einrammen der Spundwand. Wie es sich aus den Versuchen ergibt, ist es bei lockerer Lagerung nicht ausgeschlossen, daß die Kräfte T nicht wirken. So können wir im allgemeinen die kleineren, durch die

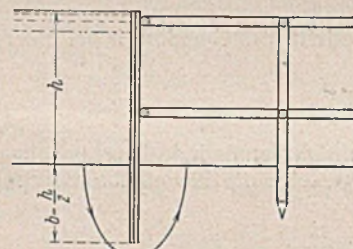


Abb. 9.

obige Theorie begründeten Tiefen nicht ausnutzen. Wenn wir mit einer gewissen Sicherheit arbeiten wollen, so müssen wir nach Gl. (4) die Spundwand in durchlässigem Boden auf den halben Spiegelunterschied einrammen. Diese Regel benutzen wir bei dem Entwurf der Fangedämme (Abb. 9), bei denen der Wasser- und der Erddruck, die beide in unseren Berechnungen vernachlässigt wurden, durch Ausstufung oder Verankerung abgefangen werden. Bei Fangedämmen ohne Ausstufung ist dies natürlich nicht maßgebend. Dort gibt die übliche Theorie die notwendige Einbindetiefe, die übrigens durchaus größere Tiefen als beim Grundbruch erfordert. Somit ist auch in diesem Falle Sicherheit gegen Grundbruch vorhanden.

Eine wichtige Frage wurde bis jetzt noch nicht geklärt. Nach Beobachtungen ist der Grundbruch auch von der Korngröße abhängig und nicht nur vom Gefälle. Bei grobkörnigen Sanden tritt Grundbruch bei einer größeren Spiegelhöhe ein als bei feinkörnigen. Offenbar ist das der Einfluß der Ungleichmäßigkeit, die bei feinkörnigen Sanden größer ist. Weil die Gleichmäßigkeit Voraussetzung der Theorie ist, können natürlich in solchen Fällen theoretische Berechnungen mit den Beobachtungen nicht übereinstimmen. Bei ungleichmäßigen Böden muß man daher bei der Wahl der Einrammtiefe besondere Vorsicht walten lassen.

Die Spundwand als Begrenzung der Baugrube.

Wir setzen voraus, daß der Boden und das Wasser an der Wasserseite bis zum Kopfe der Wand gehen. Der Weg des Wassers durch den Boden ist länger als in dem bisher behandelten Falle, und darum ist der Strömungsdruck an der Luftseite kleiner. Den Spiegelunterschied, der gleichzeitig der Unterschied der Bodenoberflächen vor und hinter der Spundwand ist, bezeichnen wir mit h' . Die mathematische Lösung ist nicht bekannt, aber wir können den Druck zeichnerisch aus der Gleichung

$$(14) \quad J = \frac{h'}{n s}$$

ermitteln, in der s die Seitenlänge im quadratischen Netze und n die Zahl der Quadrate längs einer Stromlinie bedeuten⁹⁾ (Abb. 10). Ich habe

⁹⁾ R. Dachler, Grundwasserströmung, S. 125. Wien 1936, Springer.

festgestellt, daß das Gleichgewicht gestört werden kann, wenn die Spundwand von der luftseitigen Oberfläche auf die Tiefe von

$$(15) \quad b_1 = \frac{h'}{3}$$

engerammt wird.

Es besteht also bei einem höheren Spiegelunterschied als im ersten Falle Gleichgewicht. Dieses Ergebnis habe ich bei Messungen anlässlich des Baues der Wasserkraftanlage Ladce⁷⁾ gewonnen. Es ist dort zum Grundbruche im Sande bei einer Tiefe von $b=2$ m und einem Spiegelunterschied von $h'=6$ m gekommen.

Bei einer breiten Baugrube muß man mindestens auf die Tiefe b einrammen, die sich aus Gl. (15) ergibt. Diese Regel ist z. B. für Spundwände anwendbar, die als Begrenzung der Baugrube dienen. Bei endgültigen Bauten rammt man noch tiefer, wie z. B. bei Kammerschleusen.

Bei einer engen Baugrube kann man mit der Reibung des Sandes an der Wand rechnen, und bei vorläufigen Bauten ist

$$b_1 < \frac{h'}{3}$$

anwendbar. Als enge Baugrube kann man z. B. einen Schlitz mit einer Stülpwand ansehen (Abb. 11). In diesem Falle können wir theoretisch nach Gl. (15) bestimmen, wie tief man gründen kann. Wenn die unteren Spreizlagen 1 m entfernt sind und wenn die Tiefe der Einrammung der hölzernen Bohlen höchstens $b=1$ m beträgt, so ist $h_3'=3b=3$ m.

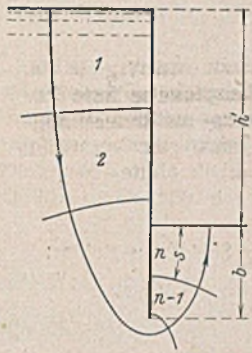


Abb. 10.

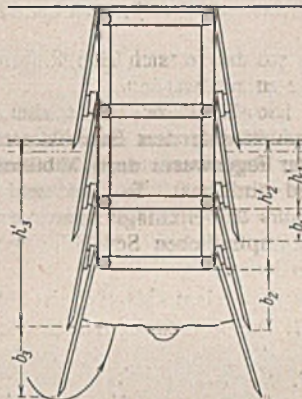


Abb. 11.

Selbstverständlich muß man in den geringeren Tiefen h_1 und h_2 während des Aushubes die Bohlen auch entsprechend einrammen.

Wenn die Reibung des Sandes an der Bohlenwand größer ist, gelingt manchmal auch die Gründung bis in größere Tiefen als 3 m. Aber in anderen Fällen, z. B. in Feinsanden, kann es geschehen, daß man bei schlecht gewählter Gründungsart nicht tiefer als bis auf 1 bis 1,5 m gehen kann. Das sind dann die berüchtigten Schwimmsande, die aber mit entsprechenden Hilfsmitteln (Stahlspundwänden) oder Verfahren (Grundwassersenkung) ganz gut bewältigt werden können.

Der günstigste Fall ist bei der Schachtgründung gegeben, bei der man bei den üblichen Abmessungen stets mit der Reibung rechnen kann.

Ein besonderer Fall ist die Brunnengründung. Die Brunnenkränze können nicht um ein größeres Maß dem Aushub vorausellen. Wenn man pumpt, so muß man damit rechnen, daß man größere Mengen ausheben muß, als der Inhalt des Brunnens ausmacht. Das ist nur im freien Gelände möglich, wo keine Schäden durch Bodensetzung eintreten können. Wenn Schäden nicht ausgeschlossen sind, muß die Wasserhaltung eingestellt, und für die Bodengewinnung müssen dann Greifer oder senkrechte Elmerbagger eingesetzt werden.

Spundwand mit einem im Wasser höheren Boden als in der Baugrube.

Ein Mittelding zwischen den Spundwänden der Abb. 1 u. 10 ist bei dem Fangedamm der Abb. 12 dargestellt. Dieser Fall kommt dort vor, wo man den Boden neben der Spundwand nicht unberührt lassen kann (wie in Abb. 1), weil die Gründung bis zur Spundwand reicht.

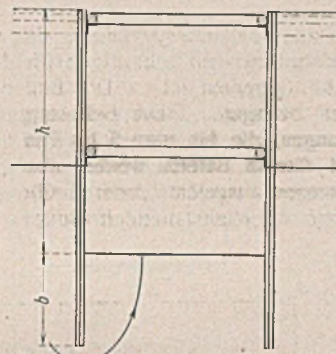


Abb. 12.

Das ist z. B. bei Brückenpfeilern der Fall, die bei kleineren Tiefen zwischen hölzernen Spundwänden gegründet sind. Die Wände bleiben dann als Bestandteil des Bauwerks. Heute gründet man die Pfeiler häufig auch zwischen Stahlbohlen und bis zu Tiefen, die früher nur mit Senkkästen erreicht werden konnten. Wir können in diesem Falle voraussetzen, daß die Rammtiefe zwischen $\frac{h}{2}$ und $\frac{h}{3}$ betragen soll. Bei Flüssen mit beweglicher Sohle muß die Tiefe selbstverständlich so gewählt werden, daß sie der Auskolkung standhalten kann.

Wir hoffen, daß wir mit dieser Theorie die Wahl der Rammtiefe der Spundwände in durchlässiger Sohle ein wenig erleichtert haben, und daß bei dieser wichtigen Frage weiterhin nicht nur die Erfahrung und das Gefühl als Wegweiser dienen werden, da beide doch rechnerisch schwer auszudrücken sind.

⁷⁾ Siehe den Aufsatz in tschechischer Sprache von Z. Bazant jun. unter dem Titel: Zakládání vodní elektrárny a vorové komory Ladce (Gründung der Wasserkraftanlage und der Floßschleuse Ladce) in der Zeitschrift Technický Obzor, Jahrgang XLV (1937), Heft 20 bis 22, S. 321, 343 u. 358.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein seltener Fall von Setzungserscheinungen.

Von Dipl.-Ing. H. Kahl, Dr. phil. nat. J. Mauz und Dipl.-Ing. F. Neumann, Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin.

Im folgenden soll ein Beitrag zur Klärung des Setzungsverhaltens schwach bindiger trockener Böden gegeben werden. Ein Bauwerk, das schon über 40 Jahre stand, wies alte Risse auf, die sich im Jahre 1939 weiter vergrößerten (Abb. 1). Der Eigentümer führte diese Rißerweiterung auf die Tieferlegung einer 6 bis 7 m vom Hause entfernten Straße zurück, durch die unter besonderen Voraussetzungen eine Rutschung in Richtung zur Straße sich ausbilden konnte. In der Absicht, etwa mögliche Schadenersatzansprüche an die Straßenbauverwaltung geltend zu machen, ließ er den Baugrund durch die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik untersuchen, um die Ursache der Rißbildung festzustellen.

Bei der Baustellenbesichtigung wurde zunächst das Hauptaugenmerk auf die Standsicherheit der Böschung gerichtet, an der der künstliche Eingriff durch die Tieferlegung der Straße vorgenommen worden war. Oberflächliche Sackungen des Erdreiches, Kriechbewegungen am Hang, Ausbeulungen an der am äußeren Straßenrand errichteten Stützmauer als äußere Kennzeichen einer Rutschung waren nicht festzustellen und fielen also als Ursache für die Rißbildung aus. Der Grund mußte vielmehr im Baugrund selbst liegen.

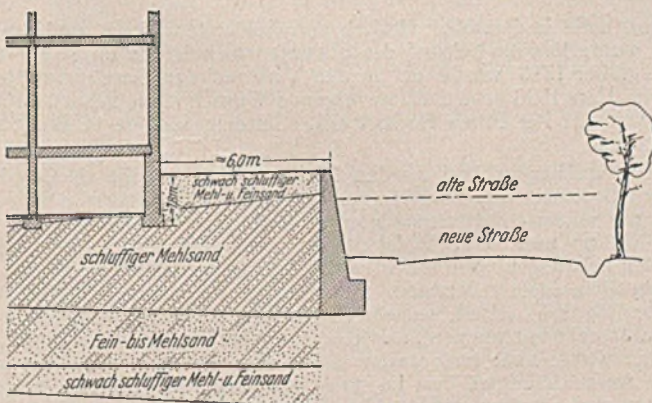


Abb. 1. Querschnitt durch Bauwerk, Baugrund und Straße.

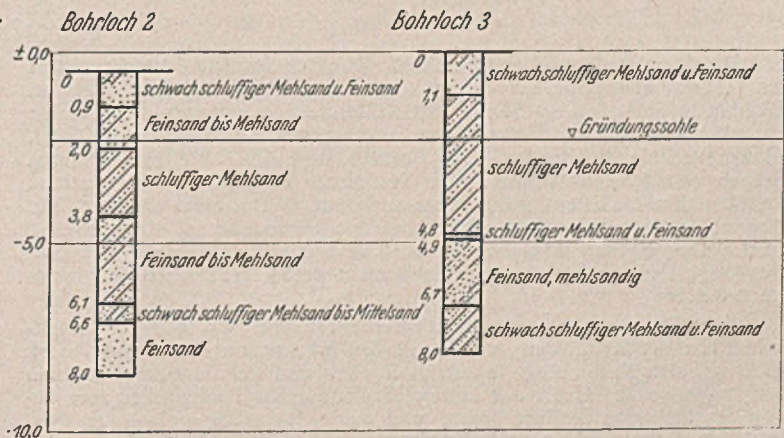


Abb. 2. Bohrergebnisse.

Der Baugrund wurde durch zwei Bohrungen (Bohrloch 2 und 3) erschlossen (Abb. 2). An der Oberfläche steht ein schwachschluffiger Mehl- und Feinsand an, dem eine schluffige Mehlsandschicht folgt. Bei Bohrloch 2 ist zwischen diesen Schichten eine 1,1 m starke Mehl- und Feinsandschicht eingeschlossen. Von 3,8 m Tiefe bei Bohrloch 2 und von 4,9 m Tiefe bei Bohrloch 3 an tritt ein Mehl- und Feinsand auf, der bis 6,1 und 6,7 m Tiefe reicht und unter dem eine schwachschluffige Mehl- bis Mittelsandschicht ansteht. Bei Bohrloch 2 liegt unterhalb dieser Schicht bis zur Bohrlochentiefe von 8,0 m unter Gelände Feinsand. Grundwasser wurde bei keiner Bohrung angetroffen.

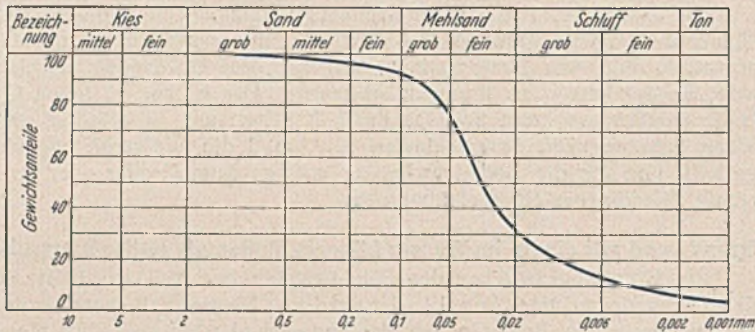


Abb. 3. Kornverteilungslinie des schluffigen Mehlsandes aus Bohrloch 3, 1,10 bis 4,80 m.

Das Bauwerk ist in etwa 1,8 m Tiefe unter Gelände gegründet. Seine Gründungssohle liegt somit nach den Bohrungen im schluffigen Mehlsand, dessen Kornverteilungslinie in Abb. 3 gegeben ist. Die Bodenpressung soll nach Schätzung 2,0 kg/cm² betragen. Diese Belastung bedingt im Baugrund zusätzliche Spannungen, die bis etwa 6 bis 7 m unter Bauwerksohle reichen dürften. In diesem Bereich werden also durch die zusätzlichen Spannungen Setzungen ausgelöst, deren Größe und Verlauf sich nach der Beschaffenheit der anstehenden Bodenart

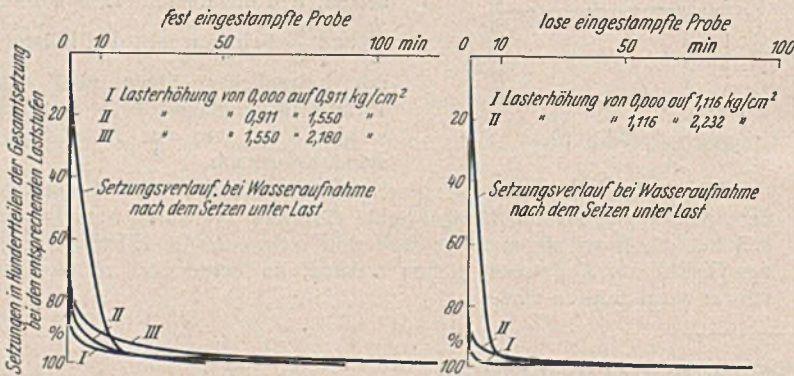


Abb. 4. Zeit-Setzungslinien. Probe aus Bohrloch 3, 1,10 bis 4,80 m.

richten. Für Sandböden — wie in vorliegendem Fall Feinsand oder Mehl- und Feinsand — ist das Setzungsverhalten allgemein bekannt; die Setzungen beginnen während der Bauausführung und sind kurz nach Fertigstellung des Bauwerks fast vollständig abgeklungen, so daß spätere Setzungen und somit Schäden am Gebäude ohne Laständerung oder besondere Einflüsse nicht in Erscheinung treten können. Für die schluffige Mehlsandschicht war das zahlenmäßige Setzungsverhalten ursprünglich nicht bekannt.

Durch Verdichtungsversuche wurde daher festgestellt, daß die Setzungen von verhältnismäßig sehr trockenem schluffigen Mehlsand¹⁾ (Wassergehalt: 6% des Trockengewichts) — wie dieser auf der Baustelle ansteht — denen des Sandes stark ähneln, d. h. daß die Setzungen bei Lastaufbringung eintreten und verhältnismäßig schnell abklingen (Abb. 4). Gibt man aber nach dem Setzen diesem Boden die Möglichkeit, Wasser aufzunehmen, so treten bei der belasteten Bodenprobe nochmals Setzungen auf, deren Größenordnung von der Lagerungsdichte des Bodens abhängt. Die Setzung kann infolge der Wasseraufnahme dieselbe Größenordnung erreichen, wie sie bei der Belastung (von 0 auf 2,0 kg/cm²) der trockenen Probe bereits aufgetreten war (Abb. 5).

Diese Feststellung liefert den Grund für die jetzt noch bisweilen vor sich gehenden Setzungserscheinungen und Schäden am Bauwerk. Besteht nämlich die Möglichkeit, daß der schluffige Mehlsand, der die Gründungsschicht für das Bauwerk darstellt, Wasser aufnehmen kann, so wird sich an der Stelle, an der diese Möglichkeit eintritt, der Boden setzen, so daß erneut sich Ribbildungen oder Rißerweiterungen am Gebäude zeigen werden.

Es ist also darauf zu achten, daß kein Wasser unnötig in die Gründungsschicht unter dem Bauwerk eindringt (beispielsweise freie Versickerung der Regenwasser durch Abfallrohre, Spreng- und Berieselungsanlagen und ähnliches). Es wird sich jedoch nicht ganz vermeiden lassen, daß das Niederschlagswasser, vor allem an der Wetterseite, bis zur setzungsempfindlichen Schicht vordringen und damit Ribbildungen auslösen kann.

Aus dem eben Gesagten ist folgender Schluß zu ziehen:

1. Die Ribbildung am Gebäude ist nicht durch die Tieferlegung der Straße herbeigeführt worden.
2. Schluffige Mehlsande, die in einem verhältnismäßig sehr trockenem Zustande anstehen und demnach einen sandartigen Charakter zeigen, stellen als Gründungsschicht für Bauwerke einen setzungsgefährlichen Baugrund dar.
3. Werden Bauwerke auf solche Böden gegründet, so sind vor Beginn des Bauvorhabens bodenmechanische Untersuchungen unerlässlich, damit nach ihren Ergebnissen Maßnahmen zur Vermeidung späterer Setzungsschäden getroffen werden können.

Wenn man dieses Beispiel als „seltener Fall“ von Setzungserscheinungen bezeichnet, so geschieht es nicht aus dem Grunde, weil er selten vorkommt, sondern weil solche Setzungsschäden bisher fast nie auf derartige Ursachen zurückgeführt wurden. Abschließend sei erwähnt, daß ein ähnliches Setzungsverhalten auch schon bei trockenen Sanden in lockerer Lagerung beobachtet wurde. Reihenversuche zur Klärung der hierbei auftretenden Fragen werden im Augenblick durchgeführt, ihr Ergebnis soll in Bälde veröffentlicht werden.

¹⁾ Schluffiger Mehlsand stellt mit einem Wassergehalt, der über der Schumpfgrenze liegt, einen bindigen Boden dar; mit einem Wassergehalt unter der Schumpfgrenze weist derselbe Boden einen sandartigen Charakter auf.

Vermischtes.

Direktor Rademacher 80 Jahre. Direktor Josef Rademacher feiert am 11. Dezember d. Js. die Vollendung seines 80. Lebensjahres. 1860 in Wohlau in Schlesien als Sohn eines Müllermeisters geboren, besuchte er zunächst verschiedene Volksschulen und später die ehemalige Königl. Gewerbeschule in Breslau und bestand dort 1882 die Reifeprüfung. Seinen sehnlichsten Wunsch, eine Technische Hochschule zu besuchen, konnten ihm die Eltern mangels ausreichender Mittel nicht erfüllen. Ein oberschlesisches Industrierwerk ermöglichte ihm zunächst den Eingang in die Technik und während der dort verbrachten fünf Jahre versuchte der junge Rademacher durch Selbststudium seine technischen Kenntnisse zu erweitern.

Sein Streben, immer mehr zu lernen, führte ihn 1887 zur Gesellschaft Harkort in Duisburg, zu dem großen Brückenbauer Leonhard Seifert. Dort hat sich Rademacher in zähem Streben und weiterem Selbststudium emporgearbeitet. Unter der Leitung Seiferts reifte Rademacher zum besonders tüchtigen Statiker heran, und schon frühzeitig gelang es ihm, vielfach statisch unbestimmte Tragwerke zu berechnen. An allen großen und bedeutsamen Bauausführungen der damals führenden Gesellschaft

Harkort hatte Rademacher vielfach entscheidenden Anteil und im Jahre 1889 wurde ihm die Leitung des gesamten technischen Büros übertragen. Im Oktober 1916 wurde er in den Vorstand der Gesellschaft berufen und im März 1926 schied er auf eigenen Wunsch nach nahezu 40jähriger Tätigkeit bei der Firma Harkort aus. Seitdem lebt er in Duisburg im Ruhestand.

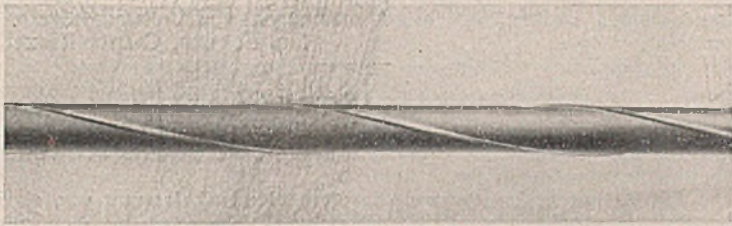
Rademacher gehörte zu den Fachgenossen, welche als Glied eines großen Unternehmens zwar Hervorragendes leisteten, welche aber anderseits nur einem verhältnismäßig engen Fachkreise bekannt werden. Seine Entwicklung und seine Tätigkeit bei Harkort fallen zeitlich mit den größten Leistungen, ja mit der langjährigen Blüte dieser großen deutschen Brückenbauanstalt zusammen. Mit dem 1913 verstorbenen Königl. Bau- rat Dr.-Ing. e. h. Seifert, seinem ehemaligen Vorgesetzten, verbanden ihn lange Jahre gemeinsamen Schaffens und viele und große Erfolge. Rademacher wirkte zwar im Schatten dieses Mannes, aber auch ihm wurden viele Auszeichnungen des In- und Auslandes für sein mustergültiges Wirken und Schaffen zuteil. Alle, die wir aus der Schule dieses Werkes hervorgegangen sind, kennen die Harkortschen Leistungen, zu denen

Selfert und Rademacher den Grundstein legten. Technische Erfordernisse und Erwägungen waren bei Harkort stets vorherrschend; Rücksichten auf Kosten und auf wirtschaftliche Belange wurden diesen Erwägungen immer untergeordnet. Auch Rademacher hat sowohl als verantwortlicher Leiter des technischen Büros als auch später als Direktor zielbewußt diesen Weg verfolgt. Als einer der ersten hatte er auch seinerzeit das Bedürfnis zur Schaffung hochwertiger Baustähle erkannt und schon im Jahre 1911 beim Wettbewerb um den Bau einer Straßenbrücke über den Rhein in Köln für einen Vergleichsentwurf die Verwendung eines hochwertigen Baustahls mit 55 bis 65 kg/cm² Festigkeit vorgesehen. Wenn diesem Entwurf auch ein äußerer Erfolg versagt blieb, so war es Rademacher doch gelungen, auf diesem Wege das Stahlgewicht von 14 000 t auf 8 600 t zu verringern.

Gar vielseitig ist das Arbeitsgebiet, welches Rademacher bei Harkort beschieden war. Neben den damals größten und bedeutendsten festen Brücken waren es viele beweglichen Brücken, Hallen, Industriebauten und andere Bauausführungen für das In- und Ausland, an deren Ausführung Rademacher hervorragenden, vielfach aber auch bestimmenden Anteil hatte. Er blickt heute auf ein Leben voller Mühe und Arbeit zurück. Es war aber auch ein Leben großer Leistungen für die Entwicklung unserer Ingenieurtechnik. Die Fachgenossen, die ihn kennen und mit ihm in nähere Berührung kamen, werden heute ihre Glückwünsche zu seinem Geburtstag mit mir vereinen und hoffen, daß ihm noch viele Jahre geruhiger Freude und Beschaulichkeit in körperlicher und geistiger Frische beschieden sein mögen.
Professor Rein.

Torstahl für Betonbauten. Um die Vielzahl der hochwertigen Stähle für Betonbauten zu verringern und einen Stahl zu schaffen, der sich leicht berechnen läßt, ist der Torstahl der Isteg-Stahl G. m. b. H. entwickelt worden, der einen nichtlegierten, hochwertigen Betonstahl darstellt.

Der Querschnitt des Torstahls ist rund. Jedoch werden beim Walzen zwei einander gegenüberliegende Rippen angebracht (s. Abbildung), durch die der Torstahl die Wirkung eines Knotenstahls erhält und durch die die Haftfestigkeit im Beton gegenüber dem gewöhnlichen Rundstahl wesentlich erhöht wird. Außerdem kann der Torstahl wegen der Rippen nicht mit gewöhnlichem Rundstahl verwechselt werden. Die Stäbe lassen sich wie gewöhnliches Rundstahl leicht biegen.



Stab aus Torstahl zur Bewehrung bei Betonbauten.
Aufn.: Fried. Krupp AG.

Der Torstahl ist als Zug- und Druckbewehrung verwendbar. Der einfache Rundstahlquerschnitt ermöglicht bei der Berechnung einen Vergleich mit einer gewöhnlichen Rundstahlbewehrung aus St 37. Der Torstahl mit einer Streckgrenze von 3600 kg/cm² kann mit 1800 und 2000 kg/cm² auf Biegezug und Druck beansprucht werden, so daß sich gegenüber dem gewöhnlichen Rundstahl ein Gewichtsparsnis bis zu 30% ergibt. Nicht nur der Aufwand an Werkstoff, sondern auch die Kosten für die Beförderung zur Baustelle, für das Abladen, Biegen und Verlegen werden auf diese Weise verringert. Hergestellt werden die Torstahlstäbe in Durchmesser von 6 bis 26 mm. R.—

Der Tunnel unter dem IJ in Amsterdam. Bei der Aufstellung der Stadterweiterungspläne für die Stadt Amsterdam im Jahre 1931 kam der Direktor der öffentlichen Arbeiten zu dem Ergebnis, daß eine Tunnelverbindung zwischen den beiden Ufern des IJ zur Bewältigung des Ortsverkehrs nicht dringlich sei und dem Verkehr durch Beschränkung der Bebauung am Nordufer und durch Fährenverbindungen auf die Dauer genügt werden könne. Der durchgehende Verkehr dagegen könne mit einer festen Brücke bei Durgerdam und einer Tunnelverbindung bei Hemburg am Stadtrand umgeleitet werden. Gleichwohl sprach sich der Stadtrat selbst für eine Tunnelverbindung im Herzen der Stadt aus und legte trotz der gegenwärtigen schwierigen Zeitumstände eine umfangreiche Denkschrift vor, die sich eingehend mit der technischen und finanziellen Seite des Unternehmens befaßte.

Einer Besprechung des Bauvorhabens¹⁾ entnehmen wir die folgenden Einzelheiten.

Vom Tunnelverkehr sollen — wie dies üblich ist — bespannte Wagen, Handkarren, Kinderwagen usw. ausgeschlossen bleiben. Sie werden wie bisher auf die Fährenverbindungen verwiesen. Dagegen werden Fußgänger und Radfahrer zugelassen, die überwiegend für den örtlichen Verkehr von Bedeutung sind, und Kraftfahrzeuge, die auch dem Durchgangsverkehr dienen. Um die Beanspruchung des Tunnels auch in der späteren Entwicklung beurteilen zu können, wurden umfangreiche Erhebungen angestellt. Die daran anknüpfenden Schätzungen waren aber dadurch erschwert, daß bei der künftigen Benutzung des Tunnels Ab-

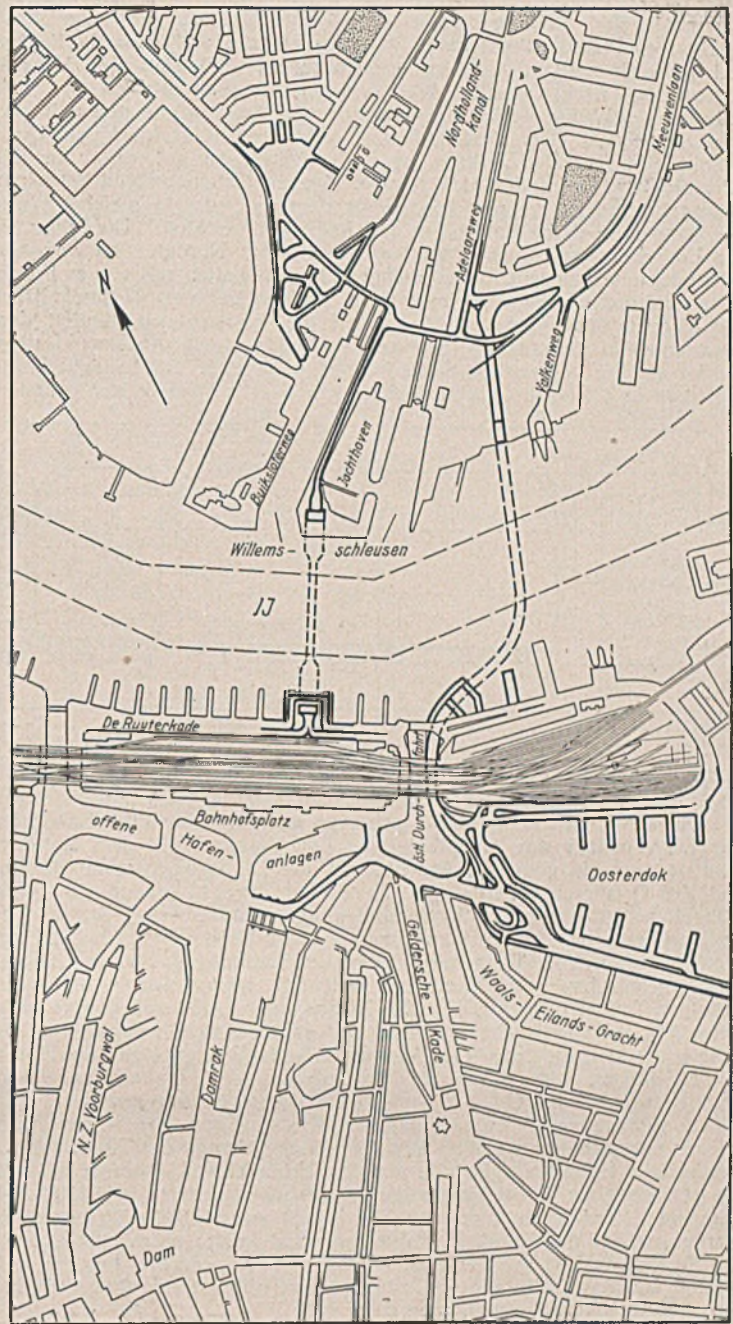


Abb. 1. Lageplan.

gaben verlangt werden müssen, um die Finanzierung sicherzustellen (20 ct für Kraftwagen, 2 ct für Radfahrer, Fußgänger frei). Diese Maßnahme aber kann unter Umständen verkehrsabweisend wirken. Sicherheitshalber wurde aber die Leistungsfähigkeit unter der Voraussetzung bemessen, daß keine Abgaben zu entrichten seien. Hierbei rechnete man täglich in einer Richtung mit 11 000 Kraftfahrzeugen und einer Spitze von 246 in einer Viertelstunde, mit 26,5 Mill. Fahrrädern im Jahr und einem höchsten Stundenverkehr von 7000 Rädern, mit 8,8 Mill. Fußgängern im Jahr und einer Spitze von 3000 in der Stunde.

Bei der gewählten Lage des Tunnels im stärksten Verkehrsmittelpunkt der Stadt waren die örtlichen Voraussetzungen für die Entwicklung der Linienführung und der Anschlüsse an das bestehende Verkehrsnetz äußerst ungünstig (Abb. 1). Im Norden war der Lage des Nordhollandkanals und der Willemsschleusen Rechnung zu tragen, im Süden mußte man sich mit dem breit vorgelagerten Hauptbahnhof, den davon ausstrahlenden Straßen und dem ausgedehnten Netz der Binnenkanäle abfinden. Die Untersuchungen führten zu dem Ergebnis, daß eine völlige Trennung des Personen- vom Kraftfahrzeugtunnel geringere Kosten erfordert als ihre Zu-

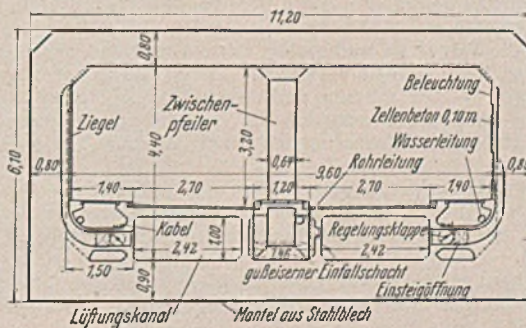


Abb. 2. Querschnitt des Personentunnels.

¹⁾ De Ingen. 28. 6. 1940, Nr. 26, S. B 103 bis 105.

sammenlegung. Hierbei kann der Personentunnel (an dem bestgeeigneten Platz) zwischen den Willemsschleusen und dem de Ruyterkaal geplant werden, wodurch erreicht wird, daß sich der Verkehr gleichmäßig nach Ost und West verteilen kann. Brücken über die Häupter der Willemsschleusen vermitteln den Anschluß zu den anliegenden Stadtteilen. Der Personentunnel erhält einen rechteckigen Querschnitt (Abb. 2). Der Verkehr ist nach Richtungen getrennt. An den Ausmündungen befinden sich zehn in eigenen Gebäuden und Schächten untergebrachte Rolltreppen besonderer Bauweise, die in gleicher Weise die Benutzung durch Fußgänger und Radfahrer gestatten. Die Lüfter für die Lüfterneuerung (Querlüftung) sind auf dem Nordufer im Zugangsgelände untergebracht. Man rechnet für gewöhnlich mit einem Frischluftbedarf von 46 880 m³/h und beim größten Verkehr durchschnittlich mit 35 m³/h und Person. Der Flußteil des Tunnels soll ähnlich dem Maastunnel in Rotterdam²⁾ in einzelnen Teilen durch Absetzen fertiger Stücke auf die vorbereitete Sohle hergestellt werden. Die Landabschnitte will man in offener Baugrube hochbringen oder mit Senkkastengründen.

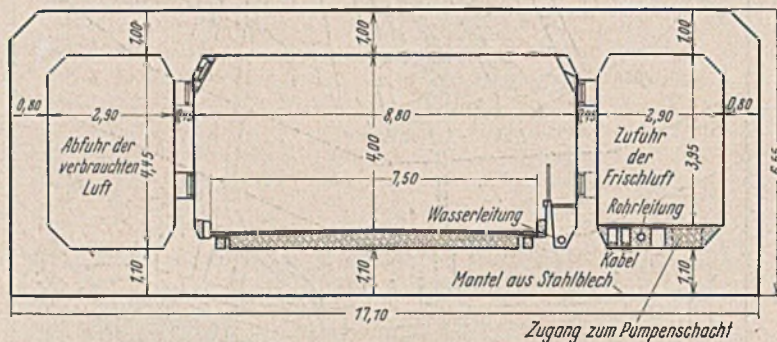


Abb. 3. Querschnitt des Tunnels für Kraftfahrzeuge.

Für den Kraftfahrzeugtunnel gab man unter verschiedenen Entwürfen der Lage östlich des Hauptbahnhofes den Vorzug. Auf dem Nordufer wird dadurch ein günstiger Anschluß an die Durchgangsstraßen erreicht und der Ortsverkehr befriedigt. Im Süden dagegen nötigt der Platzmangel zu eingreifenden Straßenumlegungen und Überwerfungen. Die Auffahrt zum de Ruyterkaal kann nur in einer Richtung von Norden her ermöglicht werden. Trotz der Verkehrsbeschränkungen, die die Ungunst der örtlichen Lage von vornherein mit sich bringt, wurde am zweibahnigen Tunnel festgehalten. Die Neigung der Ausfahrten konnte nicht unter 5% herabgedrückt werden. Der anderen zweibahnigen Tunneln anhaftende Mangel, daß sie bei Verkehrsstörungen zu geringe Bewegungsfreiheit lassen, wird durch die Verbreiterung der Fahrbahn auf 7,5 m vermieden (Abb. 3). Um bei der südlichen Ausmündung genügend Entwicklungslänge zu gewinnen, mußten Krümmungen mit 150 m Halbmesser eingeschaltet werden. Bei der geringen Länge des Tunnels reicht wieder ein Entlüftungsgebäude auf dem Nordufer aus. Hierbei wird für die gewöhnlichen Verhältnisse mit einem Frischluftbedarf von 364 200 m³/h gerechnet. Zusätzlich kann aber die Zufuhr auf 546 000 m³/h gesteigert werden, so daß der Gehalt an Kohlenmonoxyd immer unter 0,0004 bleibt. Die Ausführung ist wie bei dem Personentunnel gedacht. Für die Ausfahrten und das Entlüftungsgebäude hat man offene Baugruben zwischen Spundwänden in Aussicht genommen.

Die Gesamtkosten wurden Anfang dieses Jahres auf 18 100 000 fl. geschätzt. Hiervon will die Gemeinde Amsterdam einen Teil unmittelbar durch günstige Darlehensaufnahme und Einsparungen (2 500 000 fl.) an den bisherigen Verkehrsanlagen aufbringen, 1 200 000 fl. werden vom Staat und der Provinz erwartet, die mit der Erleichterung des durchgehenden Verkehrs begründet werden. Ein Betrag von 7 400 000 fl. soll durch die Abgaben der Benutzer eingehen. Dr.-Ing. van Rinsum.

Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Vereinfachte Bemessung von Vollwandträgern.

Nach den Ausführungen des Herrn Professors Dr.-Ing. Hasse über die Vereinfachte Bemessung von Vollwandträgern in Bautechn. 1940, Heft 19, S. 218, würde die Errechnung der Höhen von Vollwandträgern sehr vereinfacht werden.

Es werden hiernach aber Trägerhöhen festgelegt, die in der Praxis in den wenigsten Fällen untergebracht werden können. Meistens ist eine größte Bauhöhe gegeben, die nicht überschritten werden darf. Auch besteht die Gefahr, daß die Träger zu nachgiebig werden und daß sie sich bei der Beförderung und beim Einbau verformen. Durch die erforderlich werdenden Aussteifungen — es müssen nicht nur die Stegbleche auf Beulsicherheit, sondern auch die Druckgurte auf Ausknicken untersucht werden — wird die erwünschte Einsparung an Stahl nur zum Teil oder gar nicht erzielt.

Aus den vielen täglich vorkommenden Fällen ein Beispiel:

Für ein Bauwerk waren Breitflanschträger mit einer Stützweite von 20 000 mm vorgesehen, die dann durch geschweißte Träger mit Nasengurtplatten ersetzt wurden.

Diese 800 mm hohen geschweißten Träger erhielten 340 mm breite und 32 mm dicke Gurtplatten und 11 mm dicke Stegbleche.

Die Werte des Trägers sind:

$$J_x = 372\,908\text{ cm}^4, \quad S_x = 5\,137\text{ cm}^3, \quad F = 311,2\text{ cm}^2, \\ W_x = 9\,323\text{ cm}^3, \quad s_x = 72,6\text{ cm}, \quad G = 243,5\text{ kg/m}.$$

Bei einer zulässigen Durchbiegung: $f = \frac{1}{700} = \frac{2000}{700} = 2,857\text{ cm}$ kann der geschweißte Träger ein Größtmoment aufnehmen von:

$$\max M = \frac{f \cdot 48 \cdot EJ}{5 L^2} = \frac{2,857 \cdot 48 \cdot 2\,100 \cdot 372\,908}{5 \cdot 2\,000,0^2} = 5\,370\text{ tcm} = 53,70\text{ tm}.$$

Nach Hasse würde für diesen Träger eine Höhe errechnet werden von $h = 0,096 L = 0,096 \cdot 2000 = 192\text{ cm} = 1920\text{ mm}$.

Bei dieser Höhe erhält der geschweißte Träger Nasengurtplatten von 250 mm Breite und 10 mm Dicke, das Stegblech wird 8 mm dick. Geringere Breiten und Dicken können nicht eingesetzt werden.

Die Werte des Trägers sind:

$$J_x = 1\,006\,480\text{ cm}^4, \quad S_x = 6\,492\text{ cm}^3, \quad F = 212,4\text{ cm}^2, \\ W_x = 10\,484\text{ cm}^3, \quad s_x = 155\text{ cm}, \quad G = 167,7\text{ kg/m}.$$

Mit der zulässigen Durchbiegung $f = 2,857\text{ cm}$ wird $\max M = 14\,493\text{ tcm} = 144,99\text{ tm}$.

Die Untersuchung des Druckgurtes auf Ausknicken ergibt beim ersten Träger, bei einer Knicklänge von 4000 mm, eine Beanspruchung von 1,096 t/cm². Der Druckgurt ist genügend stark. Beim zweiten Träger wird die Beanspruchung des Druckgurtes bei gleicher Knicklänge 9,16 t/cm², und bei einer Knicklänge von 2000 mm 3,02 t/cm². Der Druckgurt ist viel zu schwach. Er muß so verstärkt werden, daß es fraglich wird, ob noch an Baustoff gespart wird.

Die Untersuchung der Stegbleche auf Beulsicherheit nach den vorläufigen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn, BE § 42 ergibt für den ersten Fall eine Sicherheit von 4,2, die weit über der verlangten liegt; für den zweiten Fall eine solche von 0,51, die weit unter der verlangten Sicherheit von 1,5 liegt. Im zweiten Falle müssen Aussteifungen angebracht werden, die mit der Verstärkung des Druckgurtes jede Stahlersparnis unmöglich machen. Es wird außerdem durch Mehraufwand an Arbeit das Ergebnis verteuert.

An den Beispielen ist zu ersehen, daß die Trägerhöhen nicht ohne weiteres nach der einfachen Formel von Hasse festgelegt werden können. Es ist deshalb verständlich, daß sie noch nicht in amtliche Vorschriften aufgenommen worden ist. Leider müssen immer noch Versuchsrechnungen vorgenommen werden, um die Abmessungen von Vollwandträgern zu ermitteln. Ing. Eckers, Castrop-Rauxel.

Erwiderung.

Der Hinweis des Herrn Eckers ist selbstverständlich zutreffend; die von ihm angezogenen Bestimmungen haben ohne weiteres den Vorrang, wo ihre Anwendung in Frage kommt.

Von meiner Seite liegt wohl insofern eine Unterlassung vor, als ich den Anwendungsbereich, auf dem meine Erfahrungen beruhen, nicht scharf genug abgegrenzt habe (Behelfsbrücken, Träger im Hochbau, insbesondere solche, die von Mauerwerk oder Beton umschlossen sind, ferner betonumschlossene Brückenträger ohne statische Mitwirkung des Betons).

Meine Anregung ist außerdem nicht als Ergänzung amtlicher Vorschriften, sondern nur als Rechenhilfe für ihre Benutzer gedacht, wie ich auch selbst hervorgehoben habe.

Ich nehme deshalb gern die Gelegenheit wahr, diese Abgrenzung des Benutzungsbereichs meines Vorschlages hiermit nachzutragen.

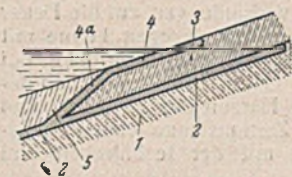
Dr.-Ing. Hasse.

Die Aussprache ist hiermit geschlossen. Die Schriftleitung.

Patentschau.

Böschungsschutz für Schiffahrtskanäle gegen Wellenschlag, Unterspülung od. dgl. (Kl. 84a, Nr. 671 936 vom 3. 4. 35; Ernst Meyer in Hamburg.) Um eine Unterspülung der Ufersicherung zu vermeiden und eine gute Verbindung der beiden Beläge zu erreichen, ist die Sohle mit einer Schutzschicht aus Kies, Sand od. dgl. überdeckt,

die sich in eine mit der Dichtungsschicht in Verbindung stehende Sicherungsschicht aus einer Bitumenmineralmischung fortsetzt. In den Damm 1 ist ein Dichtungsbelaag 2 aus einer dichten Heißbitumenmineralmischung eingebracht, der mit der Überdeckungsschicht 3 versehen wird. Auf letztere wird eine Sicherungsschicht 4 aus einer undurchlässigen Bitumendecke 4 aufgetragen, die nach unten eine Verlängerung 4a bis zur Dichtungsschicht 2 aufweist und auf diese aufstößt. Der Neigungswinkel der Verbindungsschicht 4a ist kleiner als der natürliche Böschungswinkel des Bodens in der Böschung. Der Rest der Böschung und die Kanalsole wird mit einer Schutzdecke 5 aus Kies abgedeckt.



INHALT: Fugendichtungen im Ingenieurbau mit Blechen aus Aluminium. — Grundbruch unter der Spundwand. — Ein seltener Fall von Setzungserscheinungen. — Vermischtes: Direktor Rademacher 80 Jahre. — Torstahl für Betonbauten. — Der Tunnel unter dem IJ in Amsterdam. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

²⁾ Bautechn. 1940, Heft 6/7, S. 57.