

Alle Rechte vorbehalten.

Die Regulierung der unteren Ems an der Knock.

Von Regierungsbaurath Hirsch, Stettin, früher Emden.

Die jüngste Entwicklung der Seewasserstraße Ems, die von See bis Papenburg hinaufreicht, hat Ministerialrat Rudolf Schmidt vor einigen Jahren kurz dargelegt. Diese Ausführungen werden als bekannt vorausgesetzt¹⁾. Zur Verbesserung des Fahrwassers unterhalb von Emden bis zum Nordausgang des Ostfriesischen Gatjes (Abb. 1) sind von der Reichswasserstraßenverwaltung seit 1930 drei Teilregulierungen durchgeführt worden: an der Knock, an der Geiseplate (Strecke Emden—Knock) und im Nordteil des Ostfriesischen Gatjes. Das Ziel der Regulierung war die Schaffung einer einheitlichen, bei M. Spr. Tnw. (Kartennull)²⁾ wenigstens 200 m breiten und 7 m tiefen, möglichst festliegenden Fahrrinne.

blieben aber in der Folgezeit trotz dauernder Nachhilfe durch Baggerung unbefriedigend. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß der Tiefgang der auf Emden fahrenden Seeschiffe sich ständig vergrößerte. Abb. 2 zeigt einige Tiefenpläne aus der Zeit nach der Jahrhundertwende. Der Tiefenplan vom Oktober 1907 läßt einen guten Zustand des Fahrwassers erkennen, trotz des Vorhandenseins zweier Flut-Einrisse und eines kleineren Ebbe-Einrisses östlich davon. In der Folgezeit bis zum Weltkriege änderte sich dieser Zustand nur insoweit, als das Fahrwasser sich stärker krümmte, im unteren Teil enger und im oberen noch wesentlich breiter wurde. Der östliche der 1907 vorhanden gewesenen Flut-Einrisse

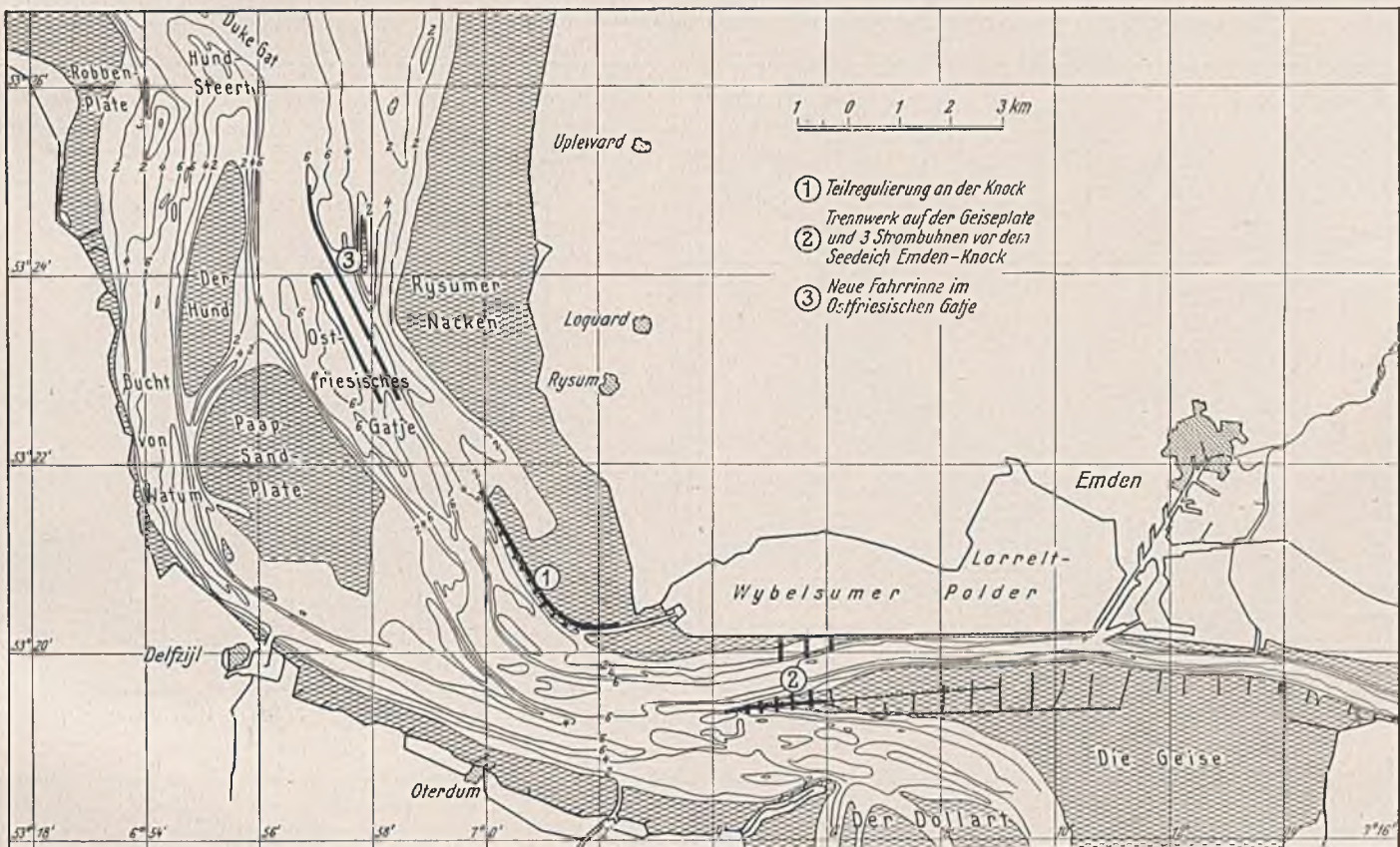


Abb. 1. Übersichtsplan.

Handelte es sich bei der letztgenannten Teilregulierung um eine reine Baggerarbeit, so an der Knock und an der Geiseplate um die Anlage von Strombauten. Die Regulierungsarbeiten im Nordteil des Ostfriesischen Gatjes und an der Geiseplate bedürfen noch weiterer Ergänzung. Ihre volle Wirkung kann erst dann eintreten. Über die Arbeiten in diesen Stromstrecken wird zu gegebener Zeit später berichtet werden. Im folgenden wird nur die inzwischen bis auf geringfügige Restarbeiten abgeschlossene Regulierung an der Knock behandelt.

1. Zustand des Fahrwassers an der Knock vor Inangriffnahme der grundlegenden Verbesserung.

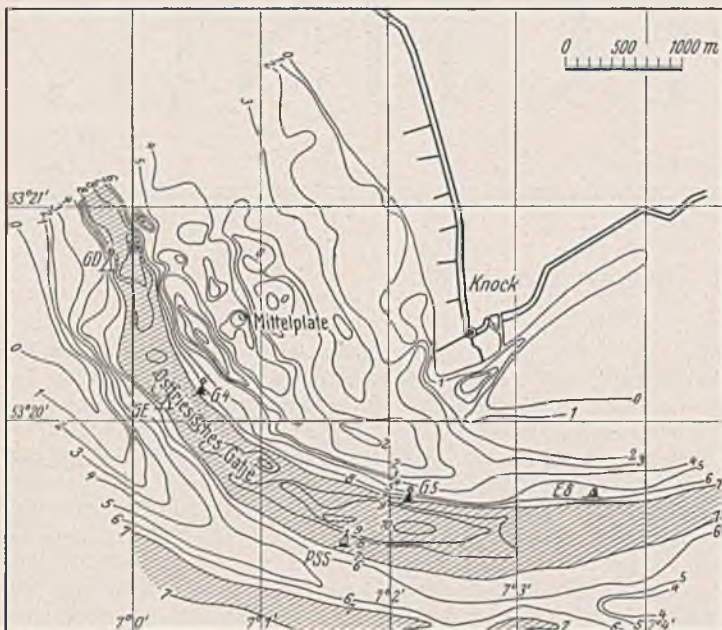
Das Ostfriesische Gatje besteht als Großschiffahrtsweg erst seit 1901. Zu dieser Zeit wurde eine Durchbaggerung des an der Knock vorbeiführenden Gatjebogens vorgenommen. Vorher ging die Fahrrinne an Delfzijl vorbei. Die Fahrwasserverhältnisse im Gatjebogen an der Knock

¹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1934, S. 761 ff. — Vgl. auch Gährs, Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1933. Bautechn. 1934, Heft 2, S. 30 u. 31.

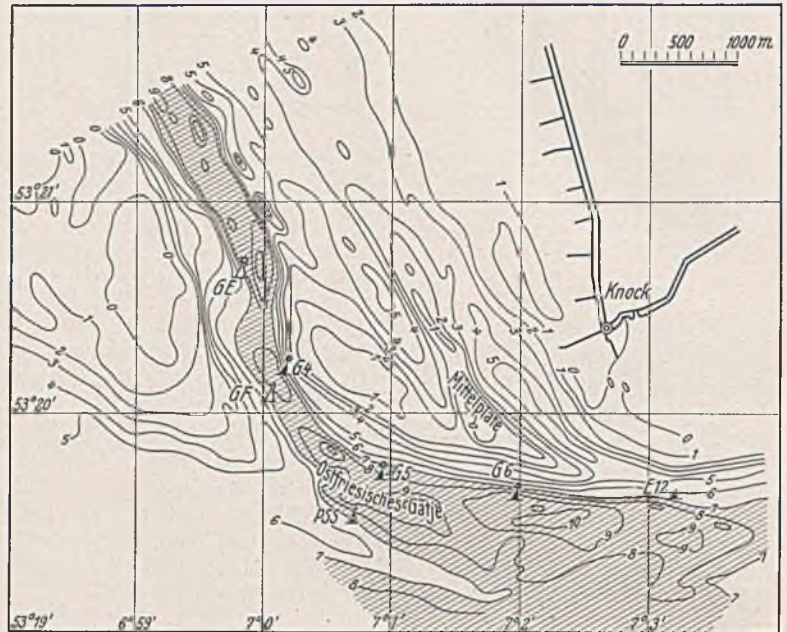
²⁾ Sämtliche Höhen- und Tiefenangaben in der Abhandlung sind, wenn nicht ausdrücklich etwas anderes vermerkt ist, auf diesen Wasserstand bezogen.

hatte sich inzwischen mit dem Ebbe-Einriß zu einer durchgehenden Rinne vereinigt und im oberen Teil vertieft. In der Kriegszeit verschlechterte sich das Fahrwasser infolge mangelnder Unterhaltung ständig. Der Tiefenplan vom Sommer 1920 zeigt recht ungünstige Verhältnisse. Im unteren Teil haben sich Untiefen gebildet, bei der Tonne G 5 wöhlen Flut- und Ebbestrom aneinander vorbei. Eine Gesetzmäßigkeit in der Fahrwasserentwicklung ist nicht zu erkennen. Ob und inwieweit die 1923 vollendete Eindelchung des oberhalb der Knock gelegenen Larrelt-Wybelsumer Polders vor und nach diesem Zeitpunkt Einwirkungen auf die Fahrwassergestaltung an der Knock gehabt hat, konnte nicht festgestellt werden.

Zu Beginn des Jahres 1926 waren die Fahrwasserverhältnisse besonders schlecht (Abb. 3). Einkommend bog das Fahrwasser bei der Tonne G E in scharfem Knick nach Süden um. In unregelmäßigem Linksbogen verlaufend, spaltete es sich in einen Arm, der die Verbindung mit dem Dollart und der Bucht von Watum herstellte, und in einen Arm, der über eine nur durch Baggerung auf — 6,0 m zu erhaltende Barre in die Strecke Emden—Knock hinübersetzte. Hümpel mit noch geringeren Tiefen bildeten eine ständige Gefahr für die Schifffahrt. Die stark gekrümmte und in ihrer Lage oft wechselnde Gatjefahrinne unterhalb der genannten Barre war für große Seedampfer, auch wegen der dort auftretenden, sehr starken Querströmungen, kaum noch befahrbar. Oft kamen



Oktober 1907.

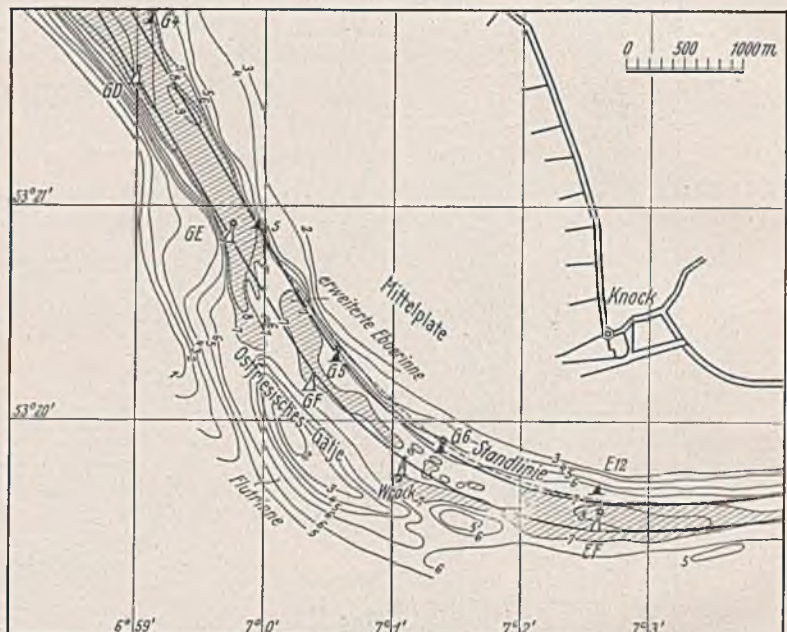


Februar 1914.

Abb. 2. Tiefenpläne des Fahrwassers an der Knock.



Januar 1926.



Februar 1927.

Abb. 3. Tiefenpläne des Fahrwassers an der Knock.

Schiffe fest oder hatten Grundberührung. Nördlich des derzeit als Schifffahrtsrinne dienenden Gatjebogens hatte sich eine kräftige Ebberinne ausgebildet, die den Hauptwassermassen als Abflußrinne diente. Wenn auch diese Ebberinne, östlich der Tonne G4 sich verflachend, nach Norden zu abbog, so war doch auch eine leichte Einsattelung nördlich der Tonne G4 im Zuge der Ebberinne unverkennbar. Es lag daher nahe, diese bereits stark ausgeprägte Ebberinne zu verbreitern und zu vertiefen, um wieder geregelte Fahrwasserverhältnisse zu erhalten. Auch im Jahre 1925 vorgenommene Schwimmermessungen ließen dies Vorhaben als zweckmäßig erscheinen. Die Baggerarbeiten wurden im Sommer 1926 ausgeführt. Dabei wurde eine 250 m breite Rinne geschaffen. Die Liniensführung ist aus Abb. 3 zu ersehen. Die erstmalige Ausbaggerung bis zur Solltiefe 7 m gelang gut. Ein großer Teil des feinen Sandbodens wurde gegen Ende der Arbeiten vom Strom selbst fortgeräumt.

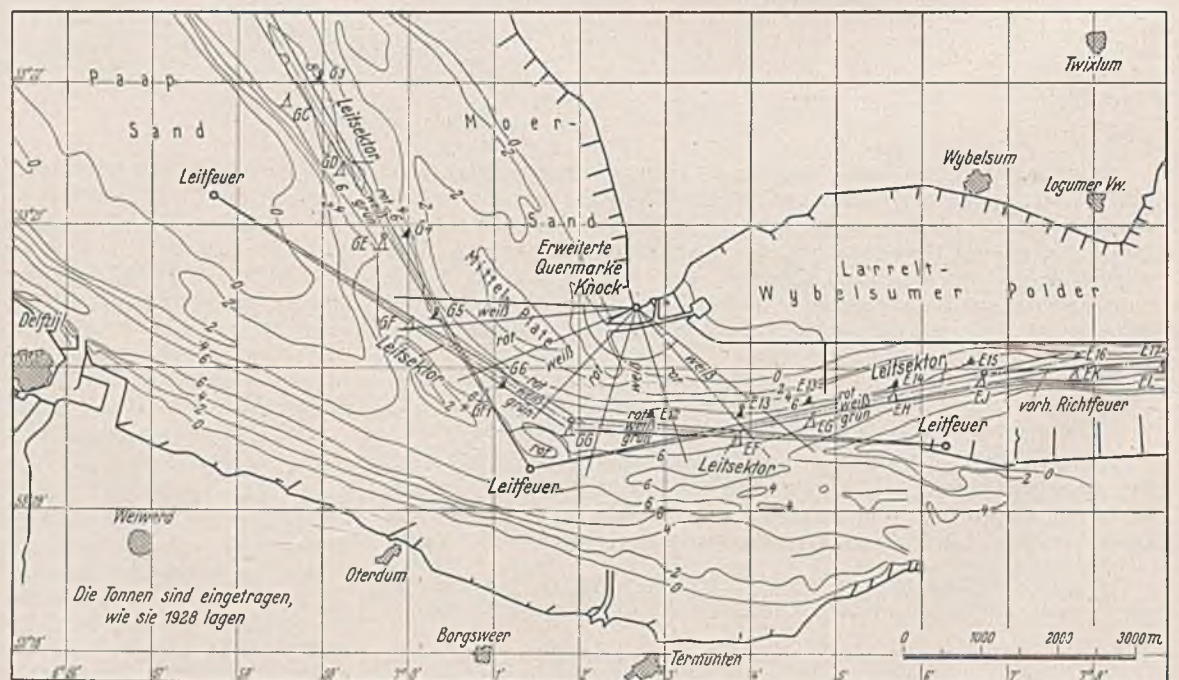
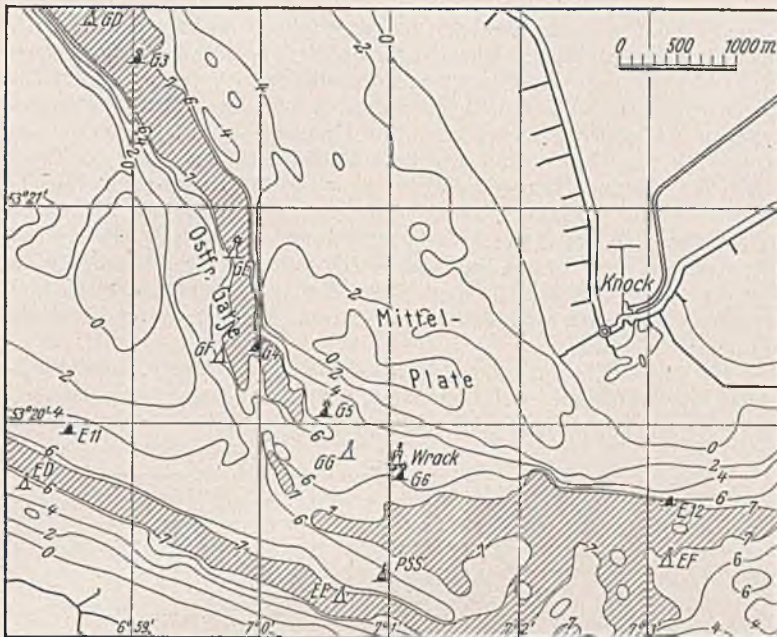
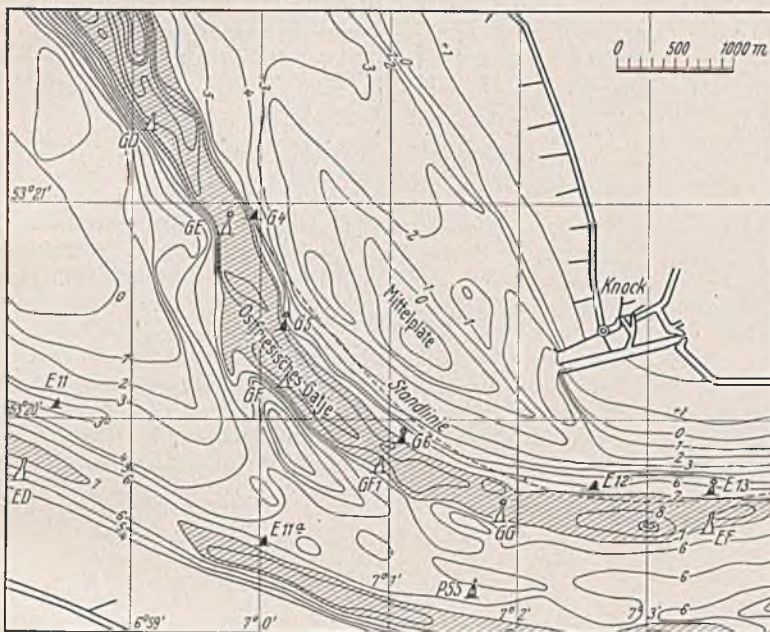


Abb. 4. Befeuungsplan des Gatjes.

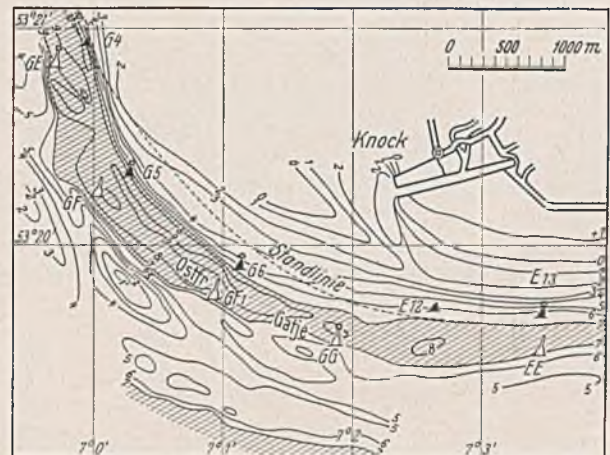


Zu Abb. 2. Tiefenplan Juni 1920.



November 1927,

Zu Abb. 3. Tiefenpläne.



April 1928.

Die Solltiefe von 7 m hielt sich in der Folge nicht allerwärts, so daß Nachbaggerungen erforderlich wurden. Anfang 1927 wurde außerdem festgestellt, daß die Nordostböschung der neuen Fahrrinne von der Mittel-plate her nach Südwesten vorwanderte (Abb. 3). Dieses Vorwandern der Nordostböschung wurde einmal, weil die weitere Fahrwasserentwicklung deswegen ungünstig beurteilt werden mußte, dann aber auch aus befeuerungstechnischen Gründen als nachteilig empfunden. Es bestand die Absicht, den bisher noch durch Leuchttonnen befeuerten Teil des Emsfahrwassers zwischen den Tonnen G 1 und E 13 (Abb. 4) mit Hilfe dreier Leitfeuer zu befeuern. Ein Herüberdrücken der neuen Fahrrinne nach Südwesten, wodurch an ihrem nördlichen Ende, wie der Tiefenplan vom November 1927 zeigt, wieder eine S-Kurve entstand, stand diesem Plan entgegen.

Hier mag gleich bemerkt werden, daß querab von der Tonne G E (Abb. 3) nach Westen zu eine Darg- und Kleibank ansteht, die eine nennenswerte Veränderung der Fahrwasserlage an dieser Stelle ausschließt. Eine wesentliche Abbaggerung der Bank an ihrer Ostseite ist unerwünscht, da befürchtet werden muß, daß das Fahrwasser dann durch den Paapsand nach der Bucht von Watum durchbricht. Das Vorwandern der Nordostböschung verstärkte sich in den folgenden Monaten. Nachdem die neue Fahrrinne 1926 in beschränkter Breite und Tiefe hergestellt worden war, trat eine Profilerweiterung ein, die offensichtlich dem größeren hydraulischen Vermögen des Stromes entsprach, sich aber zunächst nur in einem Zurückweichen der Südwestböschung äußerte. Als die Nordostböschung infolge der Eintreibungen von der Mittelplate dann vorrückte, wanderte auch die Südwestböschung entsprechend nach Westen. Es war dabei keineswegs anzunehmen, daß auf dem Südwestufer, weil es die Hohlseite war, ohne das Vorrücken der Nordostböschung dauernd ein

Abbruch stattfinden mußte. Die an der Nordostböschung des Fahrwassers Anfang 1927 eingetriebenen Sandmengen waren schon so groß, daß es mit den zur Verfügung stehenden Baggergeräten nicht mehr möglich erschien, die ursprüngliche Nordostböschungslinie (Standlinie, Abb. 3) zu halten. Man sah sich daher bereits bei Aufstellung des Baggerprogramms für 1927 veranlaßt, die Baggergrenze bis zu 80 m nach Südwesten vor die Standlinie vorzuschieben. Die erwünschte Festlegung des Fahrwassers war also nicht gelungen.

Im übrigen wurde vermutet, daß die querab der Tonne G 6 im Fahrwasser auftretenden Kolke und Hümpel auf die Störung des Stromes durch das dort liegende Wrack eines Schleusentores zurückzuführen seien. Die Tore der Neuen Emders Seeschleuse mußten bis zum Jahre 1923 noch nach Wilhelmshaven ins Dock geschleppt werden. Erst die Strandung des Schleusentores im Jahre 1920 gab Veranlassung zur Beschaffung eines entsprechenden Schwimmdocks für die Emders Staatswerft. Das Wrack wurde bis zum Herbst 1927 durch Sprengung beseitigt. Wie der Tiefenplan vom November 1927 (Abb. 3) zeigt, waren die Unregelmäßigkeiten hernach verschwunden.

Das an der Nordostseite des neuen Fahrwassers gewonnene Baggergut wurde in der alten Fahrrinne (Flutrinne) verklappt. Es traf sich günstig, daß in der neuen Fahrrinne auch Klei bzw. mit Klei durchsetzter Sandboden anstand, der nicht so leicht vertrieben werden konnte. Dieser wurde zum Teil mit verklappt. Wie ein Vergleich der Tiefenpläne vom Februar 1927 und vom November 1927 (Abb. 3) zeigt, hat die Tiefe der Flutrinne durch die künstlichen Bodenablagerungen bis zu 1,50 m abgenommen. Im Jahre 1931 war die Flutrinne bereits ganz verschwunden.

Der Tiefenplan vom April 1928 (Abb. 3) zeigt, daß sich die Wanderung der neuen Fahrrinne nach Südwesten trotz der umfangreichen Baggerungen — es waren zeitweise zwei Eimerbagger und zwei Pumpenbagger tätig — fortgesetzt hatte. Im Baggerprogramm für 1928 wich man der Gewalt des Stromes erneut und legte die Baggergrenze weitere 150 m vor die Standlinie. An der Nordostböschung der neuen Fahrrinne waren bis

dahin in 1½ Jahren 1 400 000 m³ Boden beseitigt worden. Trotzdem hatte sich die Böschung bis zu 300 m vor die Standlinie vorgeschoben. Es war anzunehmen, daß sich der unbefriedigende Zustand vom Januar 1926 (Abb. 3) nach nicht allzu langer Zeit wieder einstellen würde, wenn der Strom sich selbst überlassen blieb. Dabei mußte man befürchten, daß der aus dem Dollart heraussetzende Strom bei einer ständigen Verlagerung der neuen Fahrrinne nach Südwesten die bis dahin vorhandene Barre durchbrechen würde, womit das Delfzyler Fahrwasser wieder unmittelbaren Anschluß an die Gatjerinne erhielt. Der von der Ems oberhalb der Knock kommende Strom wäre somit abermals gezwungen worden, sich eine neue Rinne zu schaffen.

Da die Erfahrung gezeigt hatte, daß die gewünschte Festlegung des Stromes durch Baggerungen nicht zu erreichen war, wurde die Errichtung von Strombauwerken ins Auge gefaßt.

2. Die Vorarbeiten für die Errichtung der Strombauwerke.

Um über ihre Lage und Ausdehnung Klarheit zu schaffen, erschien es zweckmäßig und notwendig, die früheren Schwimmermessungen durch weitere Messungen zu ergänzen. Es traf sich günstig, daß Dr. Rauschelbach³⁾ um diese Zeit sein neues Strom-Meßgerät herausbrachte, mit dem genaue Aufzeichnungen über Größe und Richtung der Stromgeschwindigkeiten in verschiedenen Wassertiefen zu erhalten sind. Mit diesem Gerät wurden im Juli und August 1927 an 15 Stellen in der Nähe der neuen Rinne

³⁾ Vgl. H. Rauschelbach, Beschreibung eines bifilar aufgehängten, an Bord elektrisch registrierenden Strommessers. Beiheft zu den Annalen der Hydrographie 1929; s. auch Bautechn. 1930, Heft 35, S. 530, u. Ztrbl. d. Bauv. 1931, Heft 11, S. 171.

Strommessungen vom Dampfer aus ausgeführt (Abb. 5⁴⁾). Die Messungen wurden an jeder Meßstelle über 13 bis 14 Stunden ausgedehnt. Es wäre wünschenswert gewesen, noch an weiteren Punkten zu messen. Bei dem verwendeten Instrument handelte es sich aber noch um ein Versuchsgerät, das nur drei Wochen zur Verfügung stand; so mußte man sich mit wenigen Stellen begnügen. Im Hinblick auf den Schiffsverkehr glaubte man damals, im Fahrwasser selbst keine Messungen vornehmen zu können. Im Hinblick auf die notwendige fünffache Verankerung des Meßfahrzeuges erschien es nicht möglich, bei Annäherung eines größeren Schiffes schnell den Platz zu räumen. Bei späteren Messungen mit dem eigenen Rauschelbachschen Strommesser des Wasserbauamts Emden zeigte es sich, daß Messungen im Fahrwasser bei einiger Rücksichtnahme der Schifffahrt durchaus möglich waren.

Das Ergebnis der Strommessungen ist in 24 Lageplänen zusammengetragen worden, von denen Abb. 7 vier wiedergibt. Die Einzelpläne zeigen gleichzeitige Zustände. Jeder Plan gibt für ein bestimmtes Zwölftel der Steig- oder Falldauer am Pegel Knock Richtung und Geschwindigkeit der Strömung an. Eine Umrechnung der gemessenen Geschwindigkeit auf mittlere Tideverhältnisse ist in den Lageplänen der Abb. 7 nicht durchgeführt. Abb. 6 zeigt die mittlere Tidekurve am Pegel Knock.



Abb. 5. Lageplan der Meßpunkte 1927.

Bei Ebbe ergab sich ein verhältnismäßig einheitliches Strömungsbild. Die Stromrichtungen folgten der Fahrrinne recht gut. Die Geschwindigkeit wuchs allmählich bis zur halben Tide und nahm genau so allmählich wieder ab. Die Strömungsrichtungen wichen in den verschiedenen Tiefen allerdings teilweise voneinander ab. So floß mit wenigen Ausnahmen der Oberflächenstrom des südwestlichen Ufers mehr westlich als der Grundstrom. Während die Grundströmung mehr dem tieferen

⁴⁾ Vgl. H. Rauschelbach, Gezeitenbeobachtungen im ostfriesischen Gatje 1927. Annalen der Hydrographie und Maritimen Meteorologie 1931, Heft 1, S. 1.

Strombett folgen mußte, ließ sich die Oberflächenströmung offenbar durch die Fliehkraft beeinflussen. Etwas abgeschwächt war diese Erscheinung auch an der Nordostseite der Rinne erkennbar. Recht regelmäßig verlief der Strom auch am Nordende der Mittelplate und in der östlich von ihr gelegenen Knockster Nebenrinne. Die Geschwindigkeiten waren hier natürlich etwas kleiner. Es war danach kaum anzunehmen, daß der Ebbestrom für die Sandelntreibungen in die neue Fahrrinne verantwortlich gemacht werden konnte. Seiner Richtung nach folgte er der Rinne recht genau, seiner Geschwindigkeit nach war er so stark, daß ein Absetzen von feinem Sand ausgeschlossen erschien. Nach den an der Weser gemachten Erfahrungen konnte man annehmen, daß der hier vorkommende feine Sand sich bei Geschwindigkeiten > 40 bis 50 cm/sek nicht mehr absetzte.

Bei ¹²/₁₂ Ebbestrom war das Kentern voll im Gange. Am Nordsteert der Mittelplate, auf dem Watt und am Südsteert der Plate lief schon geringer Flutstrom. Am Nordostrand der Rinne lief noch etwas

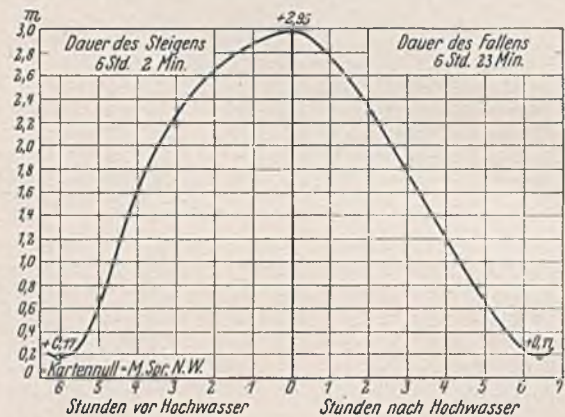
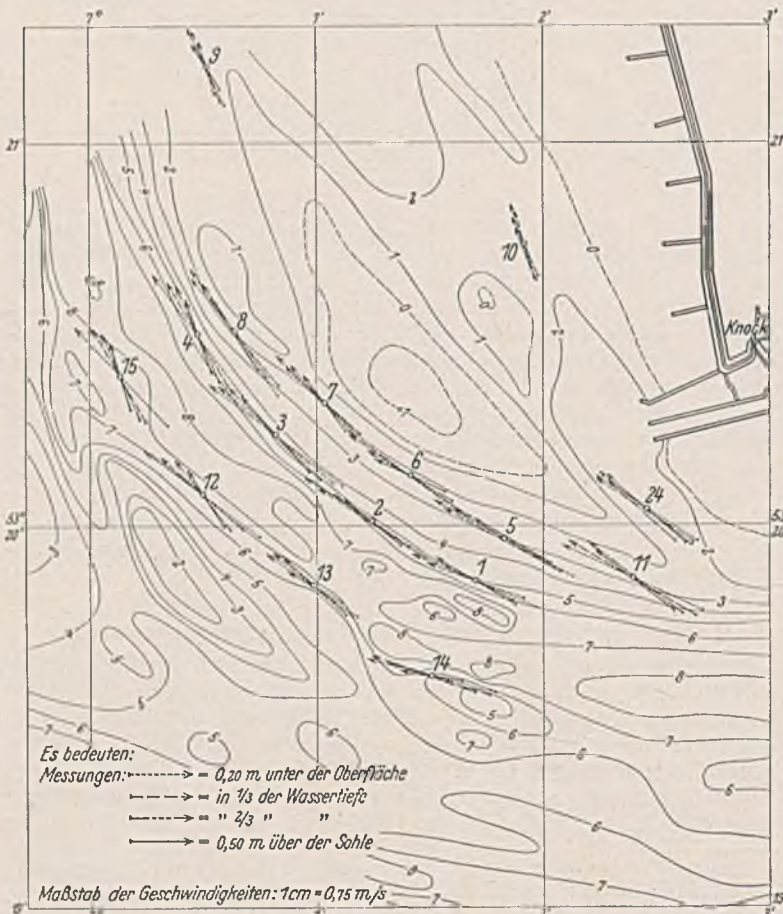


Abb. 6. Mittlere Tidekurve am Pegel Knock.

Ebbestrom oder das Kentern war im Gange. Am Südwestrande lief noch fast durchgehend Ebbestrom. Der über das Watt kommende Flutstrom traf danach südlich von Punkt 11 auf den dort noch laufenden Ebbestrom, verlor an der Treffstelle seine Schleppkraft und konnte Sinkstoffe absetzen.

Bei ²/₁₂ Flut hatte sich der Flutstrom bereits allerwärts durchgesetzt, bis auf den Punkt 7, an dem fast Stillwasser herrschte. Bei den Punkten 4 und 8 setzte der Strom bereits ziemlich scharf in das Fahrwasser hinein. Wenn man damit die Strömungsrichtungen an den Punkten 12 und 13 verglich, mußte man annehmen, daß der Strom hier, auch in den



⁵/₁₂ Ebbe.

Abb. 7. Lagepläne der Strommessungen bei Ebbe.

¹²/₁₂ Ebbe.

unteren Schichten, schräg durch die Fahrrinne lief. In dem Stillwasser bei Punkt 7 mußte sich auf jeden Fall reichlich Sand absetzen. Deutlich war auch wieder der Querstrom bei Punkt 11 zu erkennen. Der Strom auf dem Watt war verhältnismäßig sehr stark und mußte erhebliche Sandmengen mit sich führen, die sich sicherlich nach Zusammentreffen mit dem Fahrwasser irgendwie ablagerten.

Recht ungünstig lagen die Verhältnisse bei $\frac{1}{12}$ Flut. Fast an der ganzen Nordostkante des Fahrwassers traf der vom Watt kommende Strom in den oberen Schichten schräg auf die Fahrrinne. Besonders groß war der Winkel bei Punkt 7. Bei Punkt 6 lief teilweise Ebbestrom! Bei Punkt 5 war der Strom, der dort in die Fahrrinne setzte, gering. Bei Punkt 11 lief der nicht mehr starke Strom fast senkrecht auf die Rinne zu. Im übrigen Verlauf der Flut blieben die hier beschriebenen Verhältnisse im wesentlichen bestehen. Die Strömungsgeschwindigkeiten nahmen allmählich ab. Immer aber verlief die Strömung vom Watt in mehr oder weniger spitzem Winkel in die Rinne hinein. Bei $\frac{12}{12}$ Flut begannen fast an allen Punkten gleichzeitig die Kentererscheinungen, am merklichsten bei den Punkten 11, 5, 6, 7 und 8. Am spätesten (erst bei $\frac{1}{12}$ Ebbe) kenterte der Strom am Südwestrande des Fahrwassers.

Die Flutströmung ergab also, im ganzen genommen, ein recht uneinheitliches und unruhiges Bild. Sie dürfte zur Hauptsache für die Sandeintreibungen verantwortlich gewesen sein. Erschienen so die Eintreibungen am Nordostrande des Fahrwassers ohne weiteres erklärlich, so machten sich die durch den Wattstrom durch die Knockster Nebenrinne herangeführten Sinkstoffe in den Tiefenplänen (Abb. 3) deshalb nicht so bemerkbar, weil westlich der Tonne E 12 fast dauernd gebaggert wurde.

Die Tatsache, daß am südlichen Platensteert der Mittelplate bei $\frac{1}{12}$ Flut Ebbestrom lief, konnte auch durch Augenschein einwandfrei festgestellt werden. Ein vom Watt kommender Strom lief offenbar um diese Zeit um den Südsteert der Plate herum, um erst in Platenmitte, wenn er auf den von Norden kommenden Strom lief, wieder als Flutstrom mitgenommen zu werden. Es war anzunehmen, daß dieser Nehrstrom an der Platenbildung wesentlich beteiligt war.

Während des ersten Teiles der Flut wurde fernerhin beobachtet, daß bei flachem Wasser ein scharfer Strom über die nördliche Platenhälfte hinweg auf die Fahrrinne zu setzte. Man dürfte danach annehmen, daß dieser Strom eine Erhöhung der Plate verhinderte, vielmehr den mitgeführten Sand an den Fahrwasserrand warf, wodurch die Tatsache erklärt wurde, daß die Plate nicht an Höhe, aber ständig an Ausdehnung zunahm.

1928 wurden die Strommessungen noch teilweise ergänzt. Grundsätzlich Neues haben diese Ergänzungsmessungen nicht gebracht. Zur Vervollständigung des Bildes ist in die Lagepläne noch der Strömungsverlauf im Punkte 24 eingetragen worden.

Die Ergebnisse der Strommessungen ließen erkennen, daß das weitere Vorwandern der Nordostböschung der Fahrrinne mit den befürchteten unangenehmen Folgen wahrscheinlich dann aufhören würde, wenn es gelänge, weitere Sandeintreibungen von der Mittelplate her zu verhindern. Für diesen Zweck geeignet mußte ein Leitdamm erscheinen, der, an der Knock beginnend, in mäßig gekrümmter Linienführung zur Mittelplate

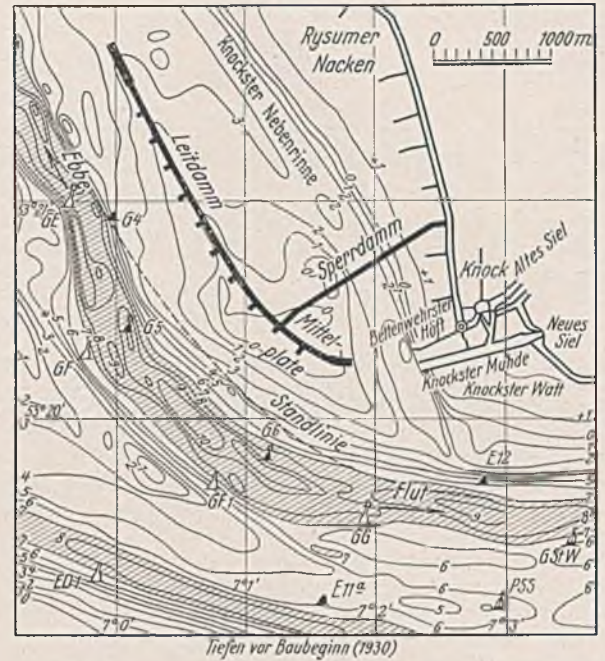
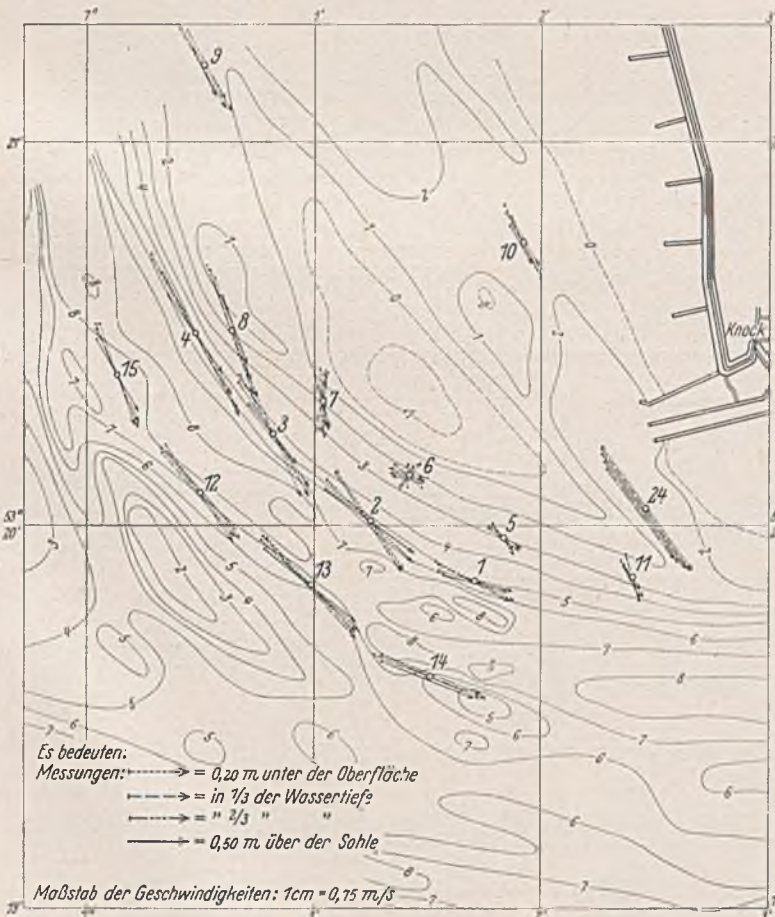


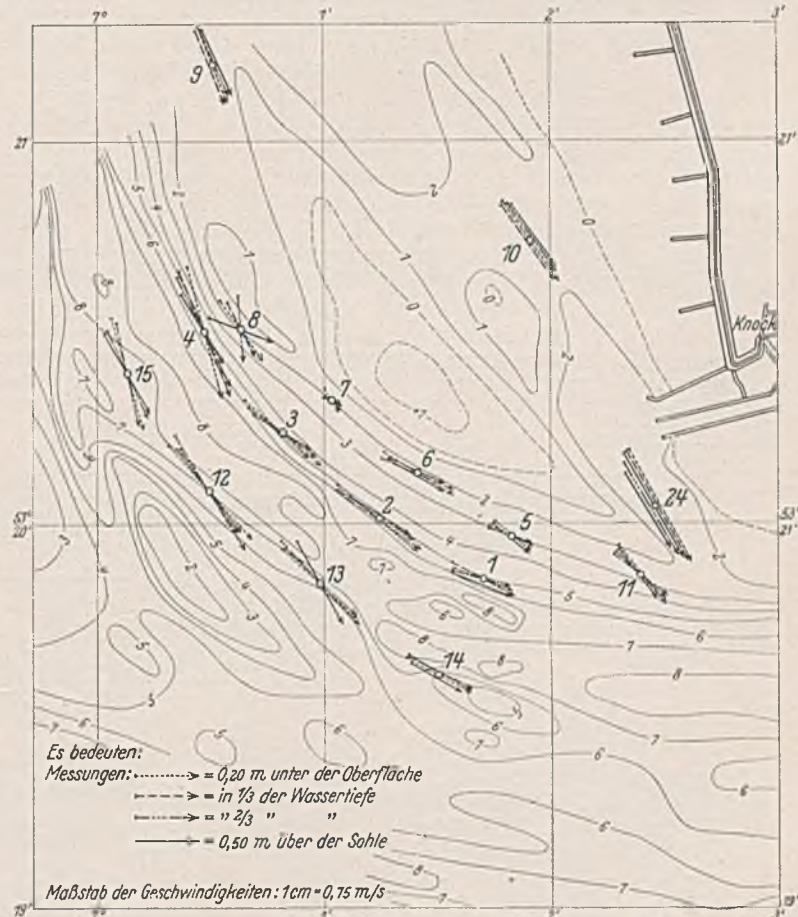
Abb. 8 Lageplan des Leit- und Sperrdammes an der Knock.

hinüberführte und von dort in nordwestlicher Richtung bis zum Nordsteert der Plate reichte (Abb. 8). Mit ihm konnte immerhin ein großer Teil des Wattflutstromes abgefangen werden. Ein derartiges Werk, mit seiner Krone etwa auf halber Tidehöhe liegend, bildete ein Becken, von dem man annehmen konnte, daß der Flutstrom den mitgeführten Sand in ihm zum größten Teil ablagern würde. Es konnte auch zum Unterbringen von Baggerboden benutzt werden.

Grundsätzlich muß im Tidegebiet darauf geachtet werden, daß die zu errichtenden Regulierwerke dem Flutstrom das Auflaufen nicht erschweren. Im vorliegenden Falle kam eine derartige Behinderung



$\frac{1}{12}$ Flut.



$\frac{1}{12}$ Flut.

Zu Abb. 7. Lagepläne der Strommessungen bei Flut.

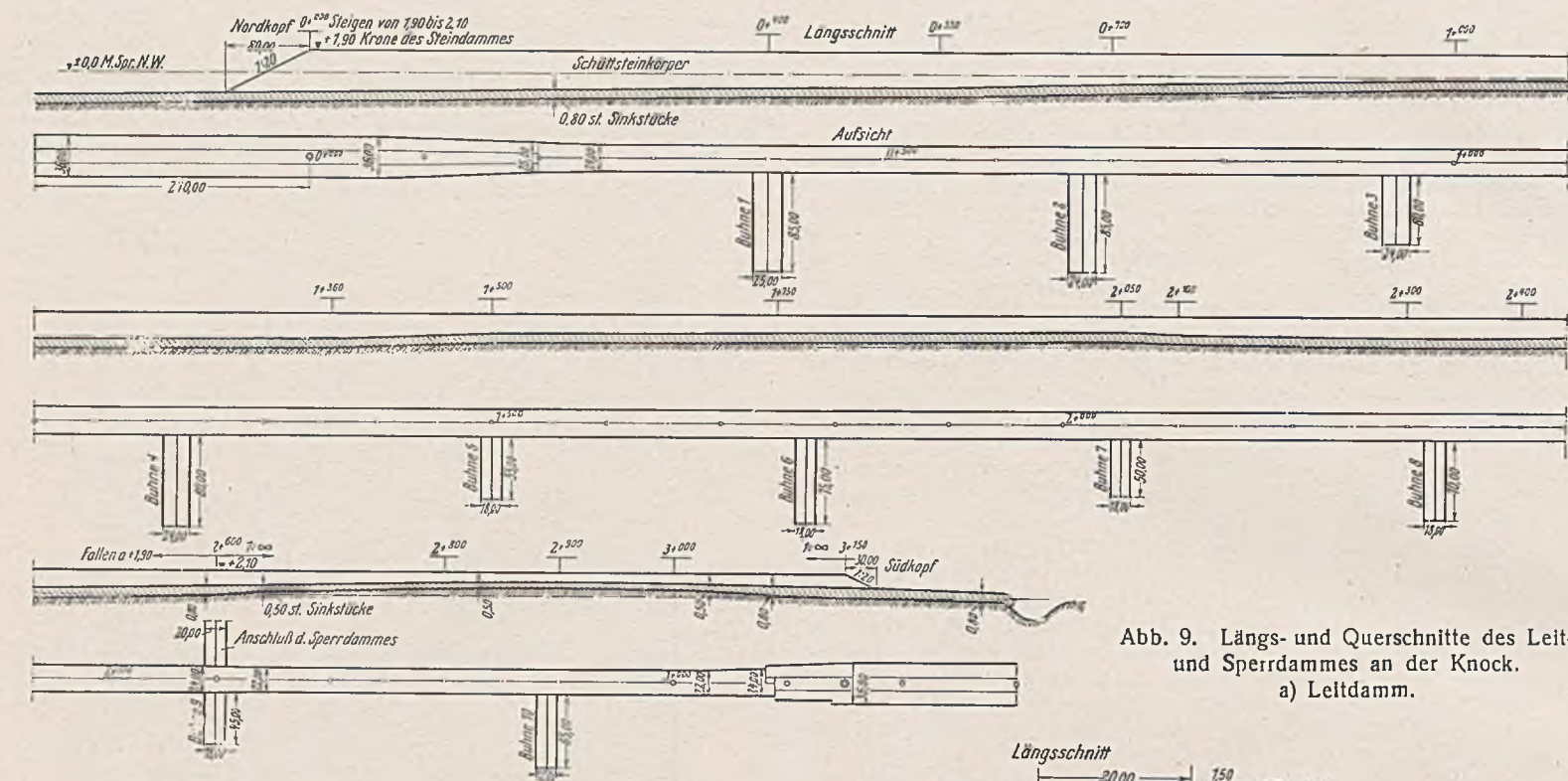
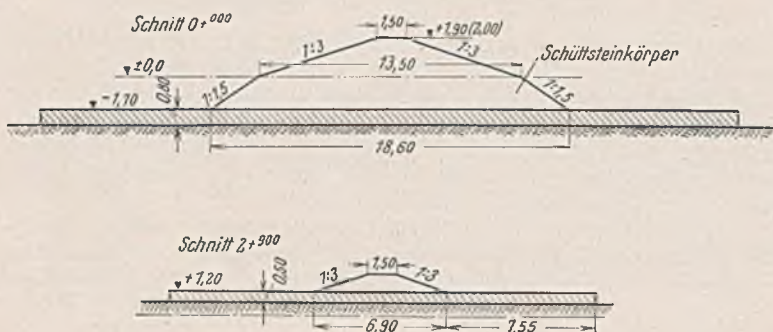
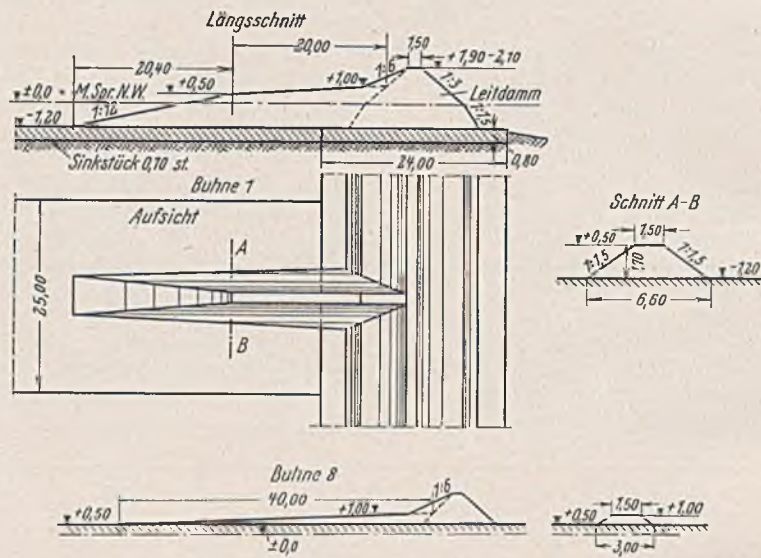


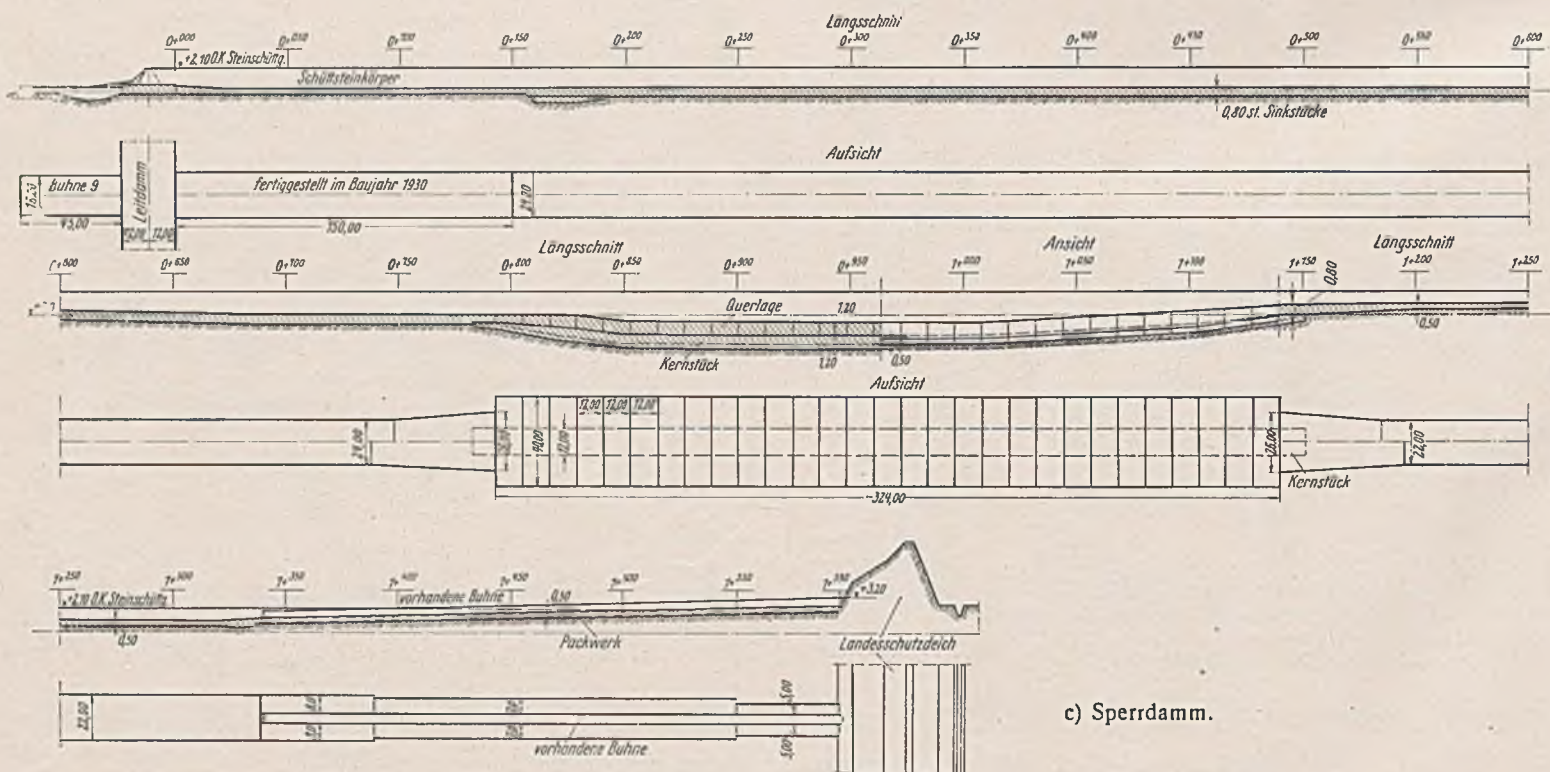
Abb. 9. Längs- und Querschnitte des Leit- und Sperrdammes an der Knock.
a) Leitdamm.



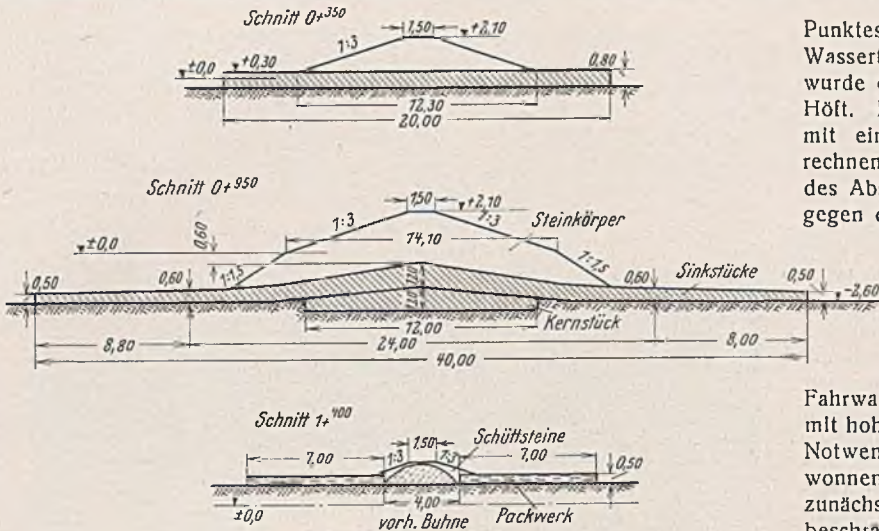
Zu Abb. 9. Leitdamm.



b) Bühnen vor dem Leitdamm.



c) Sperrdamm.



Zu Abb. 9. Sperrdamm.

Punktes zu errichten an einer Stelle, an der verhältnismäßig geringe Wassertiefen vorhanden waren. Die Rinne war hier zwar breiter, auch wurde die Länge des Abschlußbauwerks größer als am Bettenwehrster Höft. In Anbetracht der geringeren Stromgeschwindigkeiten war aber mit einer günstigeren und voraussichtlich billigeren Herstellung zu rechnen. Auch glaubte man, so die Gefahr einer ungünstigen Wirkung des Abschlusses auf die Muhde zu verringern. Um einen Stromanfall gegen den Leitdamm und den Fuß des Seedelches zu vermeiden, wurde der belderseitige Anschluß des Sperrdammes im Grundriß möglichst senkrecht vorgesehen, wodurch der Sperrdamm zwei Knickpunkte erhielt.

Schließlich wurde noch die Frage geprüft, ob es zweckmäßig sei, einem weiteren Ausweichen des Südwestufers des Fahrwassers durch ein besonderes Längswerk auf der linken Fahrwasserseite zu begegnen. Eine derartige Bauausführung ist zweifellos mit hohen einmaligen und laufenden Kosten verbunden. Eine zwingende Notwendigkeit hierzu lag aber nach den durch die Strommessungen gewonnenen Erkenntnissen nicht vor, so daß es zweckmäßig erschien, sich zunächst auf die Anlage des Leit- und Sperrdammes an der Knock zu beschränken.

3. Die Bauausführung.

I. Bauabschnitt.

Um eine Überströmung des Leit- und Sperrdammes möglichst zu verhindern, hielt man eine Höhenlage von rd. 2 m über M. Spr. Tnw. für ausreichend. Während der Sperrdamm durchgehend eine Kronenhöhe von + 2,1 m erhalten sollte, wurde es für richtig gehalten, dem Leitdamm ein schwaches Gefälle nach unterstrom zu geben, um eine stetige Stromteilung des auflaufenden Flutstromes zu erzielen, eine Maßnahme, die sich bei ähnlichen Bauausführungen bewährt hatte. Man hielt 20 cm Gefälle für ausreichend und legte die Leitdammkrone auf der ganzen Strecke südlich der Abzweigung des Sperrwerkes auf + 2,1, nördlich davon fiel die Krone des Leitdammes von + 2,1 bis zu seinem Nordende allmählich auf + 1,9 m herab.

Hinsichtlich der baulichen Gestaltung des Leit- und Sperrdammes war zu beachten, daß ein Stromangriff auf der Ostseite nach Abriegelung der Knockster Nebenrinne nicht mehr zu befürchten war. Auf der Westseite mußte das Werk gegen die erfahrungsgemäß bei allen Parallelwerken auftretende Neigung zur Prielbildung geschützt werden. Da eine Überströmung des Werkes nur bei höheren Wasserständen stattfinden konnte, wo bereits allerwärts größere Wassertiefen vorhanden waren, brauchte mit gefährlichen Sohlenangriffen nicht gerechnet zu werden. Was den Angriff durch den Seegang anbetraf, so war es als günstig zu betrachten, daß die Anlaufänge bei SW-Winden wegen der Nähe der holländischen Küste beschränkt war, und daß der Paapsand bei weiter nördlich drehenden Winden einen guten Schutz gewährte. Sturm aus Nordwest konnte dem Leitdamm aber auch deshalb nicht viel antun, weil die Achse des Leitdammes in die Richtung dieses Seeganges fiel.

Wenn somit mit einer besonders starken Beanspruchung der Werke auch kaum zu rechnen war, so wurden sie doch nicht zu sparsam bemessen. Sie wurden durchweg als Steinkörper auf Buschunterlage ausgebildet. Der Sanduntergrund, wie er beim Leitdamm fast durchgehend vorhanden war, war trotz seiner Feinheit erfahrungsgemäß ausreichend tragfähig. Die im Zuge des Sperrdammes vorgenommenen Bohrungen zeigten in der tiefen Rinne sandigen Kiesel, im übrigen auch feinen Sand. Die aus Busch bestehende Sohlendeckung sollte einmal ein Einsanden der Steine und damit Sackungen des Bauwerks verhindern, im übrigen aber auch so weit unter dem Dammkörper vorstehen, daß kein Sand unmittelbar

aber nicht in Frage, da die Ems sich unterhalb der Knock plötzlich stark verbreitert. Die Einschränkung dieser Überbreite bei stetig geschwungener Linienführung des Ufers mußte vielmehr wünschenswert erscheinen.

Bei dieser Lösung konnten zunächst Schwierigkeiten in dem Vorhandensein der beiden Knockster Sicle, die der Entwässerung eines ausgedehnten Hinterlandes dienen, erblickt werden. Man befürchtete, daß die Knockster Muhde, wenn sie dem neuen Leitdamm bis zur Fahrrinne folgen sollte, in kurzer Zeit versanden würde. Ihre Offenhaltung war schon damals mit bedeutenden Kosten verbunden. Ihre Verlegung kam der hohen Kosten wegen kaum in Frage. So glaubte man anfangs, daß man sich darauf beschränken müsse, den Querstrom über die Mittelplate in die Fahrrinne abzuschneiden, daß man dem eigentlichen Wattflutstrom dagegen nach wie vor den Durchfluß durch die Knockster Nebenrinne gestatten müsse.

Dieses Offenhalten einer Lücke im Leitdamm im Zuge der Knockster Nebenrinne konnte aber nicht befriedigen, zumal mit einer erheblichen Verstärkung des hier durchsetzenden Stromes deshalb gerechnet werden mußte, weil die Wassermengen, die sich bisher bei Flut von der Mittelplate her in die Fahrrinne ergossen, nunmehr ebenfals den Weg durch die Nebenrinne nehmen mußten. Mit verstärkten Versandungen im Fahrwasser an der Einmündungsstelle der Nebenrinne war daher zu rechnen. Zudem wäre man gezwungen gewesen, einer unerwünschten, weiteren Vertiefung der Nebenrinne durch Anlage einer kräftigen Sohlendeckung zu begegnen. Auch wäre ein Schutz des Leitdammes durch kurze Bühnen nicht nur auf der West(Fahrwasser-)seite, sondern auch auf seiner Ostseite erforderlich geworden.

Eine genauere Untersuchung ergab, daß der unter Kolkbildung scharf um das Bettenwehrster Höft herumfließende Wattflutstrom für die Ablagerungen innerhalb der Knockster Muhde vor ihrer Mündung hauptsächlich verantwortlich gemacht werden mußte. Man glaubte nach dieser Feststellung sogar erwarten zu können, daß die Versandungen in der Muhde sich bei einer Abriegelung der Nebenrinne verringern, wenn nicht ganz beseitigen ließen.

Eine unmittelbare Verbindung des Südendes des geplanten Leitdammes mit der Deicke an der Knock wurde im Hinblick auf die starke Strömung am Bettenwehrster Höft nicht für zweckmäßig gehalten. Man entschloß sich vielmehr, einen Sperrdamm 900 m unterhalb dieses

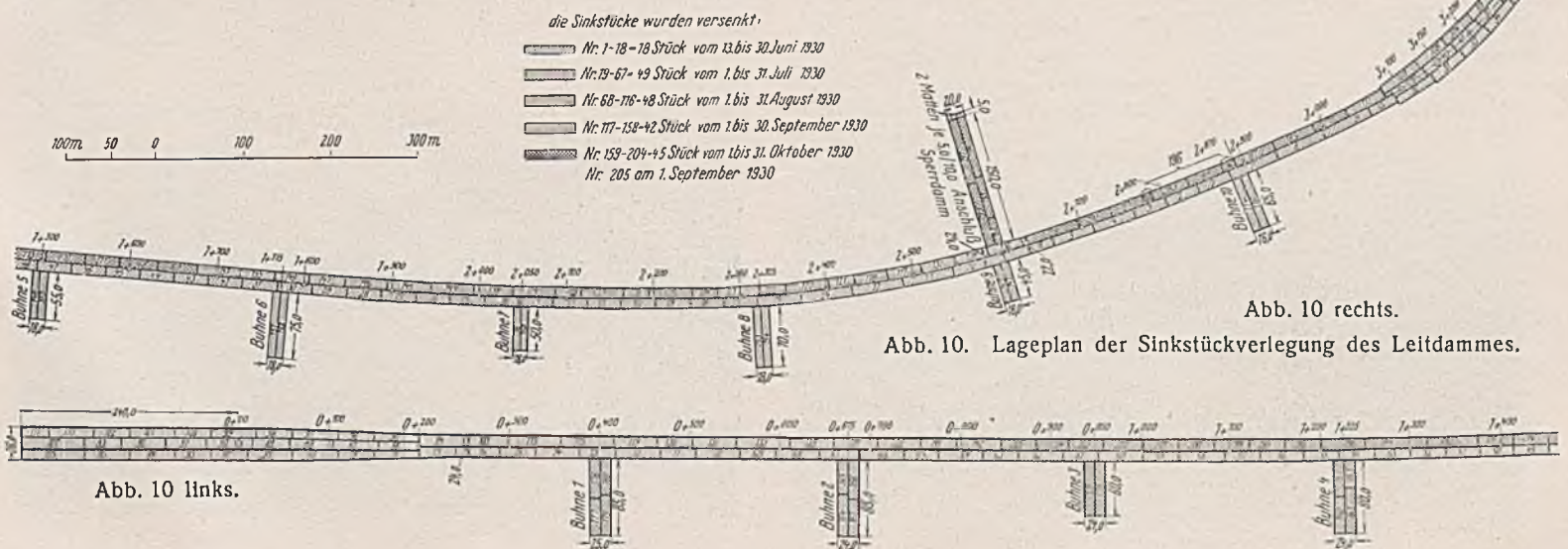


Abb. 10 rechts.

Abb. 10. Lageplan der Sinkstückverlegung des Leitdammes.

Abb. 10 links.

an seinem Fuße abgespült werden konnte. Vor den 1:20 geneigten Köpfen des Leitdamms wurde eine Sohlendeckung angeordnet, die bis 240 m vor den Nord- und bis 150 m vor den Südkopf reichte. Sie setzte sich in 36 m Breite unter dem Bauwerk noch fort, um allmählich auf die normale Breite von 24 bzw. 22 m überzugehen.

Abb. 9 zeigt im einzelnen die zunächst vorgesehenen Abmessungen. Bei einer Kronenbreite von 1,5 m schließen beiderseitig Böschungen 1:3 bis Kartennull an, weiter unterhalb setzen sie sich in Böschungen 1:1,5 fort.

Bei der Bauausführung entschloß man sich, beim Leitdamm statt der beiderseitigen Böschungen 1:3 seeseitig eine Neigung 1:4, landseitig eine solche von 1:2 auszubilden.

Auf der Westseite des Leitdamms wurden zum Schutze gegen den Längsstrom Buhnen angeordnet. Es wurde für zweckmäßig gehalten, die Köpfe der Buhnen so in einer Streichlinie anzuordnen, daß vor den Leitdamm, im Grundriß gesehen, eine schmale Sichel zu liegen kam. Die Buhnen waren also in der Mitte des Leitdamms etwas länger als an seinen Enden, man glaubte damit Unregelmäßigkeiten in der Stromführung vermeiden zu können. In Abständen von 550 m wurden Hauptbuhnen angeordnet, auf die Hälfte dieses Abstandes wurden noch kurze Zwischenbuhnen gelegt. Auf der Ostseite des Leitdamms brauchten, da mit keiner nennenswerten Strömung zu rechnen war, keine Buhnen angelegt zu werden. Die Krone der Buhnenkörper fällt von der Dammkrone in 1:6 zunächst auf +1,0 m herunter, von hier ab geschieht die Verbindung mit den allerwärts auf +0,5 m angeordneten Buhnenköpfen in unterschiedlichen Neigungen. Der Buhnenkopf hat in Längsrichtung eine Neigung 1:12. Die Kronenbreite der Buhnenkörper ist 1,5 m bei 1,5fachen Böschungen. Die Sohlendeckungen reichen mindestens 30 m über den Fuß der Buhnenköpfe hinaus und sind je nach der Wassertiefe 18 bis 30 m breit.

Die Sohlendeckungen des Leit- und Sperrdamms bestanden durchweg aus Sinkstücken, die auf dem höheren Teil der Plate nächst dem Südkopf 50 cm, im übrigen 80 cm stark waren. In der Regel hatten sie die Abmessungen 40×11 oder 50×12 m, die größte Länge betrug bei Buhne 6 75 m bei 9 m Breite.

Beim Sperrdamm wurde dieselbe Anordnung getroffen wie beim Leitdamm, bei den seitlichen Anschlüssen betrug die Sinkstückstärke 50 cm, sonst 80 cm. Eine besondere Anordnung erwies sich bei der Durchbauung der eigentlichen Knockster Nebenrinne als erforderlich. Hier mußten zwei Sinkstücklagen übereinander angeordnet werden. Man mußte befürchten, daß die zweite Lage einer Schicht hier nicht genau genug versenkt werden, über die erste Lage zum Teil überragen, vom Strom erfaßt und umgeklappt werden könnte, wodurch Kolkgefahren hervorgerufen wurden. Man sah daher vor, die 350 m breite Rinne bei geogener Tide in der unteren Schicht nur durch eine Lage (Kernstück) von 12 m breiten Sinkstücken zu schließen. Dieses Kernstück konnte dann in Ruhe mit einer zweiten Schicht 40 m langer, längs im Strom liegender Sinkstücke überdeckt werden. Die beiden Schichten waren in Sperrdammmitteln je 1,2 m hoch und liefen nach den Enden, quer zum Sperrdamm gemessen, auf 0,6 bzw. auf 0,5 m aus.

Der Steinkörper der Werke wurde aus Schüttsteinen (Hartsandsteinen) hergestellt. Es war beabsichtigt, den Leitdamm und die Buhnen über ± 0 mit einer 15 cm hohen Schicht Bleischlacken abzudecken. Beim Sperrdamm war nur auf 200 m Länge, vom Leitdamm gerechnet, eine 15 cm hohe Basaltschüttsteinabdeckung vorgesehen. Diese Art der Abdeckung war auch für sämtliche Sinkstückvorlagen zunächst in Aussicht genommen. Von der Abdeckung mit Bleischlacken und Basaltschüttsteinen wurde später abgesehen, da sich einmal der Schüttsteinkörper aus Hartsand-



Abb. 11. Sinkstückbindestelle.

steinen auch ohnedem als widerstandsfähig genug erwies, zudem konnte dieser Plan wegen der anschließenden Höherführung der Werke nicht zur Ausführung kommen.

Es erwies sich als zweckmäßig, die Buscharbeiten an einen Unternehmer zu vergeben, da die Bauverwaltung für Arbeiten so großen Umfangs nicht über das geeignete Personal und die entsprechenden Geräte verfügte. Dies galt auch hinsichtlich der Pilasterarbeiten. Das Verstärken der Schüttsteine wurde dagegen zum Teil im Eigenbetriebe durchgeführt, der sich hier vielfach als anpassungsfähiger erwies.

Mit den Bauarbeiten wurde nach Bereitstellung der Geldmittel Mitte Juni 1930 begonnen. Bis Anfang November waren, durch die Witterung begünstigt, sämtliche Sinkstückunterlagen des Leitdamms, der Buhnen und des Sperrdamms auf 150 m Erstreckung, vom Leitdamm gerechnet, verlegt. Mit dem Versenken wurde an der höchsten Stelle der Plate bei Buhne 10 begonnen. Teilweise konnte die Buschunterlage an Ort und Stelle bei Niedrigwasser im Trockenem hergestellt werden. Der monatliche Baufortschritt der Sinkstückverlegung des Leitdamms ist aus Abb. 10 zu erkennen.

Die Sinkstücke wurden im allgemeinen auf dem Watt vor dem See- deich Emden—Knock in Höhe der Tonne E 13 gebaut. Anfangs wurden sie nur auf dem Watt, später, um von der Tide unabhängiger zu sein, auf einer besonderen Sinkstückbank gebunden. Die Buschkähne legten hier unmittelbar vor. Die Steine wurden in 750-t-Kähnen im Emdr Außen- hafen angeliefert, wo sie in der Regel gleich in die Versenkkähne um- geschlagen wurden.

Zunächst wurde die westliche Sinkstücklage geworfen, dann die östliche, zwischendurch verlegte man die Sinkstücke der Buhnen und des Sperrdammschlusses. Im südlichen Teil des Leitdamms wurde bei Hochwasser versenkt, da man die Baustelle noch kurz vorher gegen den dann nur schwachen Flutstrom erreichen konnte. Im nördlichen Leit- dammteil wurde bei halber Ebbe versenkt. Zu einer Versenkung bei Hochwasser blieb hier bei der längeren Förderstrecke keine Zeit mehr, die Sinkstücke wurden daher zunächst am Rysumer Nacken verankert.

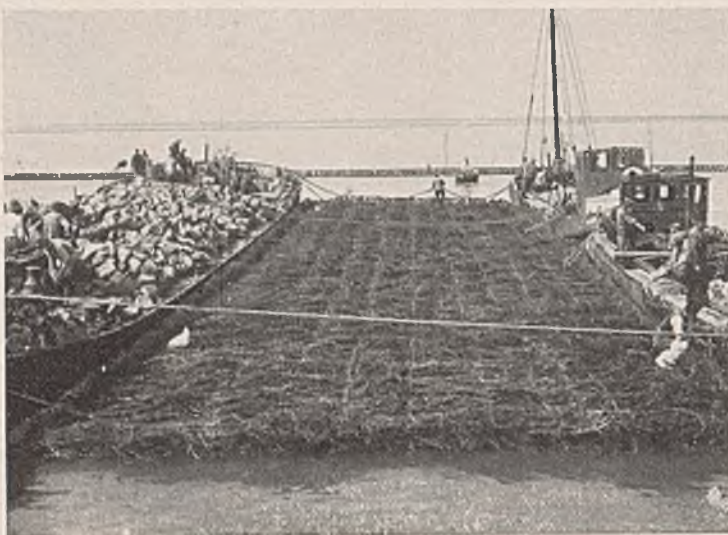


Abb. 12. Sinkstück zum Versenken fertig.

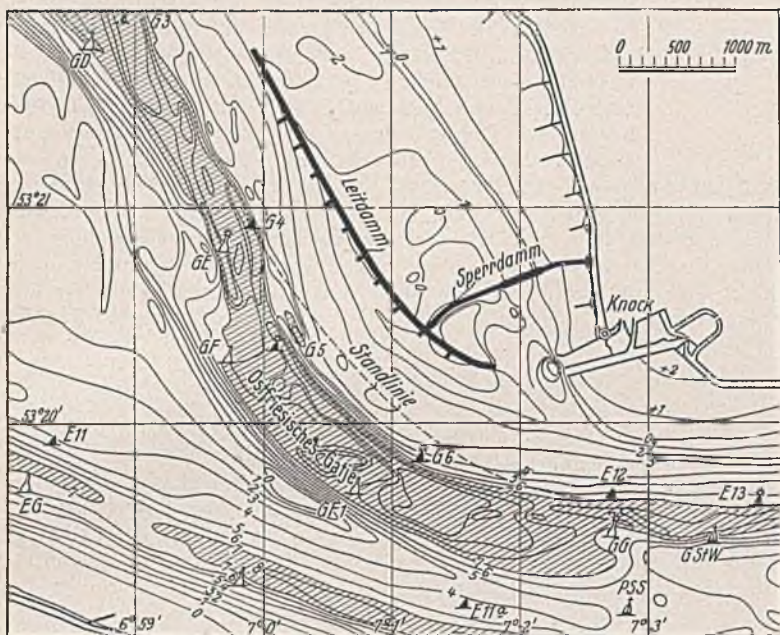


Abb. 13. Versenken des Sinkstückes.

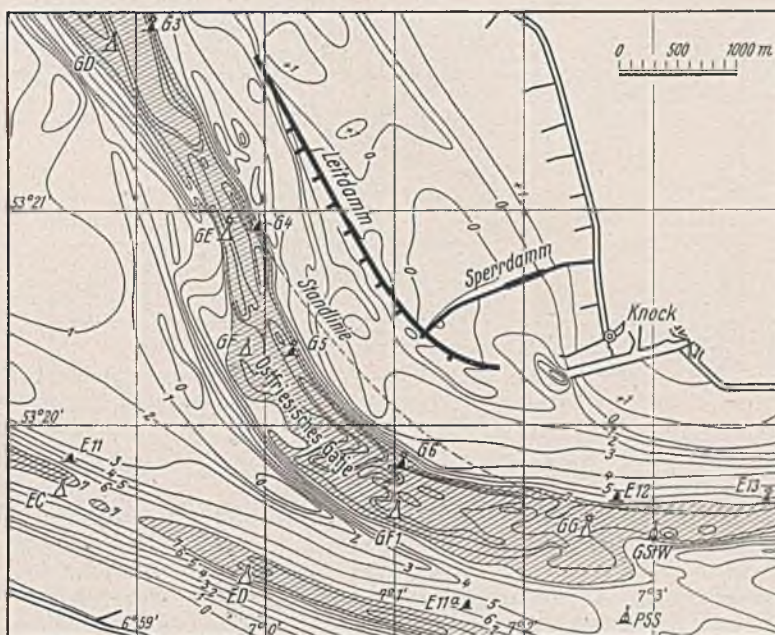
Bei halber Ebbe war hier nur noch geringer Strom vorhanden, der zu dem in Richtung des Leitdammes verlief.

Nur vereinzelt trat stärkere Kolkbildung vor Kopf der Sinkstücke auf. Die Löcher konnten aber immer rechtzeitig von den planmäßig anschließenden, teilweise verstärkten Sinkstücken überdeckt werden. Die von der trocken fallenden Wattfläche aus zugänglichen Kolke wurden

Gleichzeitig wurden die Packwerkarbeiten beiderseits der vorhandenen Steinbühne vor dem Landesschutzdeich in Angriff genommen, die der Verbreiterung dieses Landanschlusses dienten (Abb. 9). Das Packwerk wurde bis zum östlichen Knickpunkt des Sperrdammes vorgetrieben. Im Zuge der Sinkstücklagen bildeten sich gelegentlich größere Kolke, von denen zwei durch quer zur Längsachse des Dammes verlegte Sinkstücke



Juni 1932.



Juli 1933.

Abb. 14. Tiefenpläne des Fahrwassers an der Knock.

durch Packwerkvorbau geschlossen. So verfuhr man auch bei den verbleibenden Fugen. Die Sinkstücke versandeten schnell. Soweit Längsgräben auftraten, erwiesen sie sich als ungefährlich. Sturm und Seegang verursachten nur verhältnismäßig geringe Schäden. Die Busch- und Steinfahrzeuge konnten in solchen Fällen rechtzeitig den bis zu 10 km entfernten Emden Außenhafen aufsuchen. Schwierigkeiten in der Baustoffbeschaffung traten nur ganz zu Anfang bei dem Busch (Laubholz) ein.

In der aus Abb. 10 ersichtlichen Ausdehnung betrug die Gesamtleistung an Sinkstücken im Jahre 1930 an 141 Arbeitstagen 84 000 m³, d. h. im Durchschnitt arbeitstäglich 600 m³.

Die Steinschüttung des eigentlichen Dammkörpers wurde im Baujahre 1930 nur in dem zur Sicherung des Unterbaues notwendigen Umfang aufgebracht. Die Steine wurden mittels Kippschute versenkt oder von Hand ausgeworfen. Bei der Kippschute wurde das Steinmaterial auf flachem Deck nächst einer Bordseite aufgestapelt. Durch Füllen eines unter Deck eingebauten Wassertanks wurde die Deckneigung verstärkt, bis die Steine von selbst abrutschten. Dieses Verfahren erforderte besondere Aufmerksamkeit, leider ereignete sich dabei ein tödlicher Unfall.

Beschädigungen der bisherigen Bauten traten im folgenden Winter nicht ein. Anfang Mai 1931 wurde die zu Ende der vorjährigen Bauperiode beseitigte Sinkstückbank auf dem Knockster Watt wieder errichtet (Abb. 11 bis 13). Ende dieses Monats wurde mit dem weiteren Vorstrecken von Sinkstücklagen am vorläufigen Sperrdammende wieder begonnen.

ausgefüllt wurden. Im übrigen half man sich wieder durch Auspacken der Löcher mit Busch und Steinen bei Niedrigwasser. Die Sinkstücke westlich der tiefen Rinne wurden alle bei Hochwasser, die in der Rinne meist bei Hochwasser, zum Teil aber auch, wenn der Strom nicht zu hart war, bei Niedrigwasser versenkt.

Beim Versenken der Kernstücke in der tiefen Rinne stellte man fest, daß der Boden ziemlich hart war und daß Kolke kaum auftreten konnten. Als man mit den Kernsinkstücken den Fuß der Ostböschung der Rinne erreicht hatte, trieb nur der dort angetroffene weiche Schlick ab, der Anschluß an den Packwerkbauteil gelang ohne Schwierigkeiten. Beim Versenken eines Quersinkstückes in der tiefen Rinne setzte bei Springtide ein ziemlich harter Flutstrom ein, dabei lösten sich in der Mitte der Rinne Dargstücke von 30 bis 50 cm Dicke und 8 bis 9 m² Fläche, überschlugen sich einige Male und blieben 30 bis 40 m oberstrom des Sperrdammes liegen. Die eingetretenen Auskolkungen erwiesen sich als unerheblich.

Obwohl oft wegen starken Windes nicht gearbeitet werden konnte, konnte das letzte Sinkstück am 30. Juli versenkt werden.

Für den Sperrdamm waren im Jahre 1931 30 000 m³ Sinkstücke verlegt worden. Die arbeitstägliche Leistung betrug hier bei 63 Arbeitstagen im Durchschnitt 500 m³. Zum Abgleichen der in den Sinkstücken vorhandenen Einrisse und Vertiefungen sowie der Fugen mußten auch weiterhin noch viel Busch und viele Steine bei Niedrigwasser verbaut werden.

Durch den Wasserüberfall — der größte Wasserstandsunterschied wurde im Spätherbst 1931 am Sperrdamm 1 1/4 Stunde nach Eintritt des Niedrigwassers am Pegel Knock zu 25 bis 30 cm festgestellt — hatte sich nur hinter einem Sinkstück westlich der Rinne ein 2,5 m tiefer Kolk gebildet, der aber bei Niedrigwasser mit Packwerk schnell ausgefüllt werden konnte.

Anfang August wurde mit der Schüttung des Steinkörpers des Leitdammes 50 m südlich des Sperrdammanschlusses begonnen. Bis zum Spätherbst 1931 war der Steinkörper des Leitdammes auf der halben (südlichen) Strecke in seinem vollen Querschnitt fertiggestellt. Der Sperrdamm hatte eine Höhe von + 1,2 m, lag also noch 90 cm tiefer als vorgesehen. Im Bereich der Knockster Nebenrinne war erst eine Höhe von + 0,6 m erreicht. Auch war der volle Querschnitt beim Sperrdamm noch nicht vorhanden. Da in diesem Zustande ein nennenswerter Einfluß des Gesamtwerks auf die Fahrwassergestaltung noch nicht zu erwarten war, im Gegenteil nachteilige Wirkungen durch den unfertigen Zustand befürchtet werden mußten, wurde die nördliche Leitdammstrecke im Winter 1931/32 durch Verklappen von Schüttsteinen in dem Maße aufgehöhht, daß der ganze Bauwerkskörper unter Niedrigwasser in vollem, über Niedrigwasser in einem kleineren Querschnitt im wesentlichen auf die planmäßige Höhe fertiggestellt wurde. Auf 25 %



Abb. 15.

Der Leitdamm am Ende des I. Bauabschnitts bei Niedrigwasser.

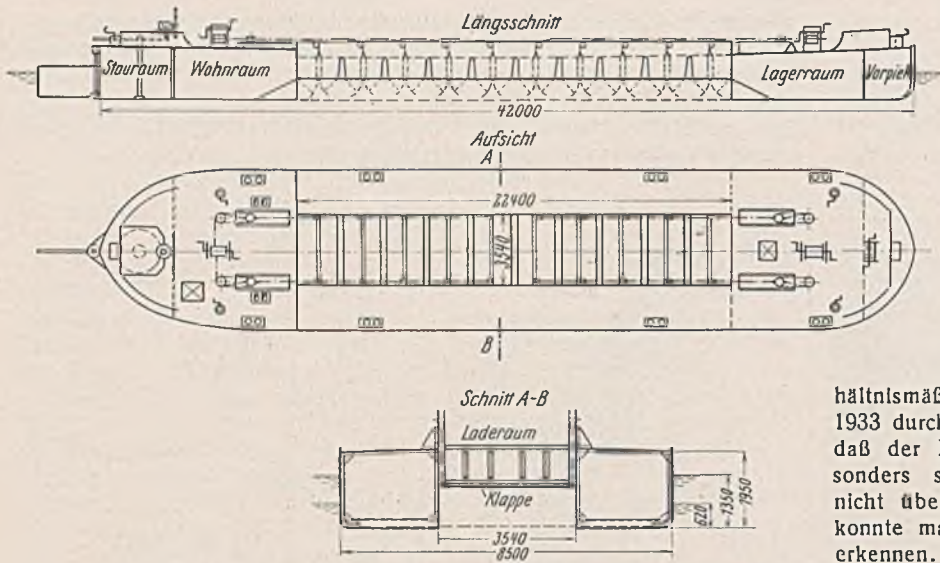


Abb. 16. Längs- und Querschnitt sowie Aufsicht einer Steinklappschute des Wasserbauamts Emden.

der nördlichen Strecke blieben über Niedrigwasser allerdings noch Lücken bestehen.

Der Tiefenplan vom Juni 1932 (Abb. 14) ließ erkennen, daß sich der vorjährige Baggerschnitt am Nordostrande der Mittelplate besser als früher offen gehalten, und daß sich hier durchgehend eine tiefe Rinne gebildet hatte. Außerdem stellte man fest, daß die vorerst noch tiefe Lage der Sperrdammkrone zu Verflachungen zwischen den Tonnen E 12 und G 6 nicht geführt hatte. Es wurde daher für unbedenklich gehalten, den Sperrdamm zunächst nur bis zur Höhe + 1,6 m, jedoch mit dem planmäßigen Querschnitt, hochzuführen. Seine spätere Höherführung machte man auch von dem Maße der Anlandung unterhalb dieses Werkes abhängig. So wurde dann im Jahre 1932 der Leitdamm mit den Bühnen auf die planmäßige Höhe, der Sperrdamm durchgehend nur auf + 1,6 m hochgeführt (Abb. 15). Für das meist im Eigenbetriebe durchgeführte Verstärken der Schüttsteine hatte die Bauverwaltung zwei Steinklappschuten von 200 t Tragfähigkeit bauen lassen, die seit Ende 1931 zur Verfügung standen. Die Schuten (Abb. 16) haben auch bei späteren Ausbesserungsarbeiten an den Strombau- und Strandschutzwerken im Bezirk des Wasserbauamts Emden gute Dienste geleistet.

Nachdem man bereits im Mai 1932 den Strömungsverlauf an der Nordostböschung des Fahrwassers durch einige Messungen nachgeprüft hatte, wobei sich bei Ebbe und Flut noch z. T. wesentliche Abweichungen in der Stromrichtung in den verschiedenen Wassertiefen einer Meßstelle ergaben, fand eine umfangreiche Nachprüfung der Stromverhältnisse zwischen Fahrwasser und Leitdamm an 21 Stellen im Juni und Juli 1933 statt (Abb. 17). Alle Messungen wurden wieder mit dem Rauschelbachschen Strommesser in der gleichen Weise wie 1927 vorgenommen. Die inzwischen eingetretenen Veränderungen im Fahrwasser ließen es nicht zweckmäßig erscheinen, dieselben Meßpunkte wie 1927 zu wählen. Da es bei einem Vergleich der 1927 und 1933 durchgeführten Strommessungen hauptsächlich auf einen Vergleich der Strömungsrichtungen ankam, wurden die gemessenen Geschwindigkeiten auf mittlere Tideverhältnisse (Abb. 6) nur stichprobenartig umgerechnet. Die Lagepläne der Abb. 18 zeigen wieder wie bei Abb. 7 die gemessenen Geschwindigkeiten. Abb. 18 gibt vier charakteristische Schaubilder wieder, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Überflutung der Leitdammkrone zwischen $\frac{4}{12}$ und $\frac{7}{12}$ Flut eintrat, und daß die Krone zwischen $\frac{5}{12}$ und $\frac{9}{12}$ Ebbe wieder frel kam.

Der Strom folgte den Tiefenlinien an der Nordostböschung im allgemeinen gut. Die Stromrichtungen liefen, mit Ausnahme des nördlichen Teiles, in den verschiedenen Tiefen der einzelnen Meßstellen ziemlich parallel zueinander. Auf der Plate zwischen Fahrwasser und Leitdamm waren erhebliche Umbildungen im Gange. Im nördlichen Teil zeigten sich Vertiefungen, in der Mitte, mehr nach Süden zu, Verflachungen. Bei $\frac{3}{12}$ Ebbe waren die größten Stromgeschwindigkeiten auf der Plate

festzustellen. Bei $\frac{7}{12}$ Ebbe erkennt man den Einfluß der Verflachung bei Punkt 14. Durchweg hat man bei der Ebbe den Eindruck, daß der Größenunterschied zwischen den tieferen Strömungen und der Oberflächenströmung gegenüber dem Zustande von 1927 geringer geworden war. Bei $\frac{11}{12}$ Ebbe kenterte die Strömung im nördlichen Teile des Beobachtungsbereichs bereits, bei $\frac{12}{12}$ Ebbe lief schon über das Watt Flutstrom, also früher, als 1927 beobachtet.

Bei $\frac{2}{12}$ Flut hatte sich bereits ein kräftiger Flutstrom ausgebildet; 1927 war er um diese Zeit noch sehr schwach. Besonders aufschlußreich ist ein Vergleich der Strömungsverhältnisse von 1927 und 1933 bei $\frac{4}{12}$ Flut. Wo 1927 Schräg- und Querströmungen am Fahrwasserrand und mehr nach der Plate hin zu erkennen waren, lief 1933 ein verhältnismäßig geschlossener Flutstrom. Die Geschwindigkeiten erschienen 1933 durchweg größer als 1927. An den Punkten 8 und 4 erkennt man, daß der Beckenteil oberhalb des Sperrwerks, dessen Verlandung besonders schnell vor sich ging, nunmehr, wo das Sperrwerk noch nicht überflutet war, von oben her aufgefüllt wurde. Bei $\frac{5}{12}$ Flut konnte man die beginnende Überflutung des Sperrdamms bei Punkt 5 erkennen.

Da Ebbe- und Flutstrom während des größten Teiles der Tide einen den Tiefenlinien an der Nordostböschung im allgemeinen angepaßten Verlauf zeigten und die Strömung bei Flut sich zweifellos verstärkt hatte, besonders auch nach dem Grunde zu, durfte man hoffen, daß die Eintreibungen am Fahrwasserrand allmählich aufhören würden. Es war allerdings damit zu rechnen, daß nach Erhöhung des Sperrdamms auf die Höhe des Leitdamms bei Flut wieder ein Querstrom über den Leitdamm nach dem Fahrwasser zu einsetzen würde, besonders dann, wenn die Versandung in dem Beckenteil nördlich des Sperrdamms in Bestätigung des Regulierungsgedankens weiter so schnell fortschritt wie bisher (Abb. 21). Man mußte befürchten, daß dieser Querstrom dann wieder

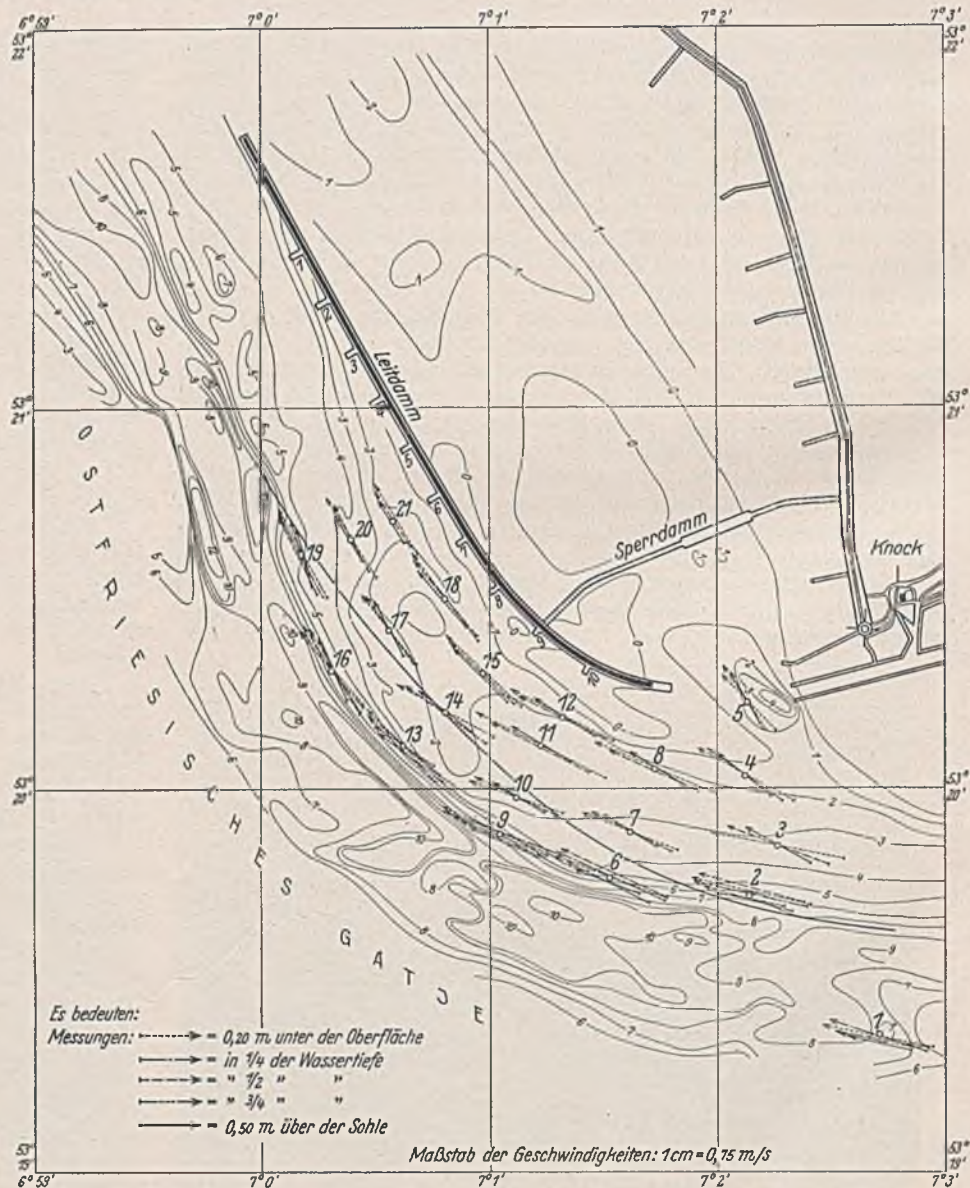


Abb. 18. Lageplan der Strommessungen bei $\frac{3}{12}$ Ebbe.

Sand in das Fahrwasser treiben würde, eine Gefahr, der am besten durch eine Höherführung des Leitdammes begegnet wurde. Man durfte auch annehmen, daß eine solche Höherführung des Leitdammes die Herbeiführung eines Beharrungszustandes vor dem Leitdamm beschleunigen würde.

Immerhin hielt man Ende 1933 den Zeitpunkt für gekommen, den Sperrdamm auf die entwürfsmäßige Höhe (+ 2,1 m) zu bringen, nachdem sich gezeigt hatte, daß bereits starke Verlandungen beiderseits von ihm eingetreten waren (Abb. 14). Am Ende des I. Bauabschnitts betrug die Länge des Leitdammes, in der Sinkstücklage gemessen, 3540 m, das Sperrwerk war 1590 m lang.

II. Bauabschnitt.

Ende 1933 hatte man sich auf Grund der vorgenannten Erwägungen entschlossen, den Leit- und Sperrdamm auf MThw (rd. + 3,0 m) aufzuheben. Mitbestimmend für diesen Entschluß war damals auch der Gedanke, daß man bei einer Erhöhung des Leit- und Sperrdammes eine ideal gelegene Spülfläche zum Unterbringen von Baggergut schaffen würde, die auf Jahre hinaus ausreichen würde. Das Verklappen von Baggergut in mehr oder weniger großer Nähe des Fahrwassers, bei dem immer wieder mit einem teilweisen Eintreiben des Baggergutes in das Fahrwasser gerechnet werden mußte, konnte dann wesentlich eingeschränkt werden. Die alsbaldige Höherführung der Werke mußte zudem im Hinblick auf die Arbeitslosigkeit erwünscht erscheinen. Das Fahrwasser hatte sich inzwischen gegenüber dem Zustande von 1928 verbreitert und vertieft, auch hatte es den Anschein, als ob ein Beharrungszustand bereits erreicht sei. Dies haben die Beobachtungen der folgenden Jahre bestätigt.

Die Sohlendeckung unter dem Leitdammkörper erwies sich als breit genug, um eine Verstärkung des Steinkörpers an der Rückseite vornehmen zu können, wie sie sich bei der Erhöhung und möglichst flachem Verlauf der Außenböschung über Niedrigwasser ergab. Bei dem geringer beanspruchten Sperrdamm konnte man die Erhöhung ohne Verbreiterung

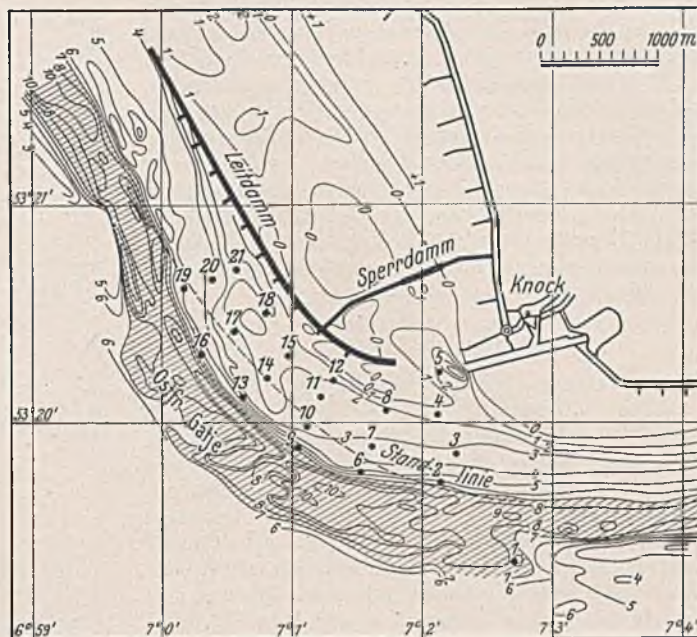


Abb. 17.
Lageplan der Meßpunkte 1933.

des Steinkörperfußes unter Ausbildung entsprechend steilerer Böschungen vornehmen.

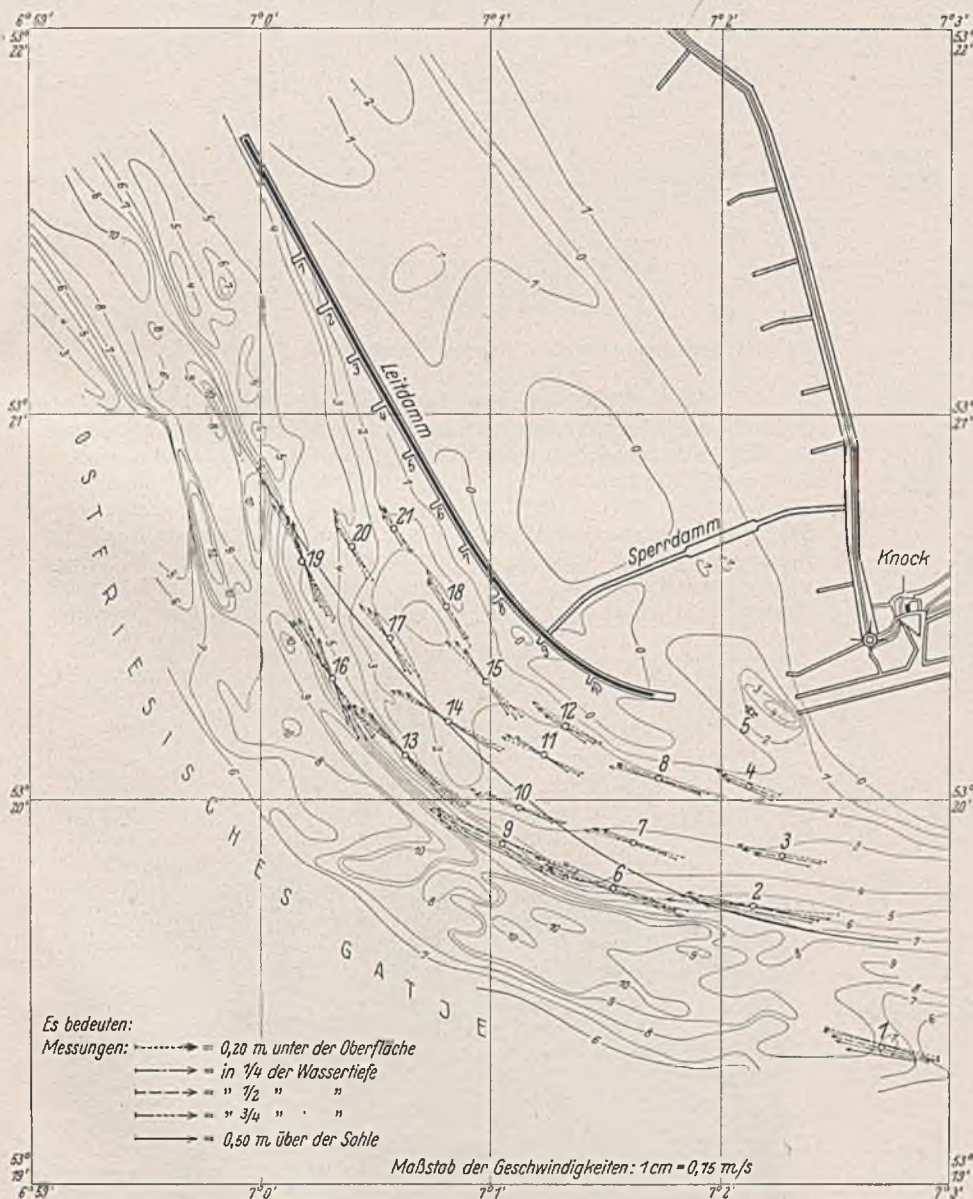
Die der Erhöhung der Werke zugrunde gelegten Querschnitte sind aus Abb. 19 zu ersehen. Die Sperrdammerhöhung bestand nur in einer Höherführung des Schüttsteinkörpers. Beim Leitdamm kam zur Sicherung gegen Sturmflutschäden noch eine Abpflasterung über + 2,2 m hinzu, die auf der stärker beanspruchten Westseite und der Krone aus 30 cm dicken Basaltsteinen, auf der Ostseite aus gleich dicken Hartsandsteinquadern mit einer Deckfläche von 35 x 35 cm auf 20 cm Schotterunterlage bestand.

Diese Arbeiten wurden im Laufe des Jahres 1934 ausgeführt (Abb. 20). Man hatte den Sperrdamm nicht ganz gleichmäßig hochgeführt. Dies erwies sich vorübergehend als nachteilig, da sich beiderseits des Werkes Kolke und z. T. durchgehende Priele von bis zu 3 bis 4 m Tiefe unter Niedrigwasser bildeten, wodurch auch die Sinkstückunterlagen in Mitleidenschaft gezogen wurden. Nachdem die gleichmäßige Höherführung gewährleistet war, verschlickten diese Vertiefungen bald. Überraschend war die Feststellung, daß der beim Packwerkbau an der Ostseite des Sperrdammes verwendete, 4,2 mm dicke, verzinkte Eisendraht in der Nähe der Befestigungskrampen nach drei Jahren meist völlig durchgerostet war. Hier wurden Nacharbeiten erforderlich.

Die Buhne 1 wurde als Pegelbuhne zur Aufnahme eines selbstschreibenden Pegels ausgebildet. Hierzu waren noch zusätzliche Sinkstückvorlagen sowie eine Erhöhung und Abpflasterung der Buhne notwendig.

Die natürliche Verlandung des Beckens schritt ständig weiter fort (Abb. 21). Unverkennbar ist, daß der Fortschritt der Verlandung in der Zeit der jeweiligen Hoch- oder Höherführung der Strombauwerke am stärksten war. Verhältnismäßig am höchsten lagerte sich der Boden nördlich des Sperrdammes ab, hier besteht er meistens aus sandigem Schlick, unterhalb des Sperrdammes aus schlickigem Sand, noch weiter nördlich aus Sand. Das Becken wurde in der Folgezeit zum Unterbringen von Baggerboden aus dem Nordteil des Ostfriesischen Gattjes benutzt. Hierbei wurde hinter dem Leitdamm nördlich des Sperrdammes eine 100 m breite Berme bis + 3,0 m aufgespült, gleichzeitig zur Sicherung der östlichen Leitdamböschung. Diese breite Berme hat sich in der Folgezeit gut gehalten.

Die Baggerungen im Fahrwasser an der Knock hatte man bereits Ende 1932, nachdem man sich überzeugt hatte, daß mit einem weiteren, für die Fahrwassergestaltung ungünstigen Vorrücken der Nordostböschung nicht zu rechnen war, einstellen können. Inzwischen hatte sich hinter der Südwestböschung eine langgestreckte, der Böschung parallel laufende Plate entwickelt, von der man



Zu Abb. 18. Lageplan der Strommessungen bei 7/12 Ebbe.

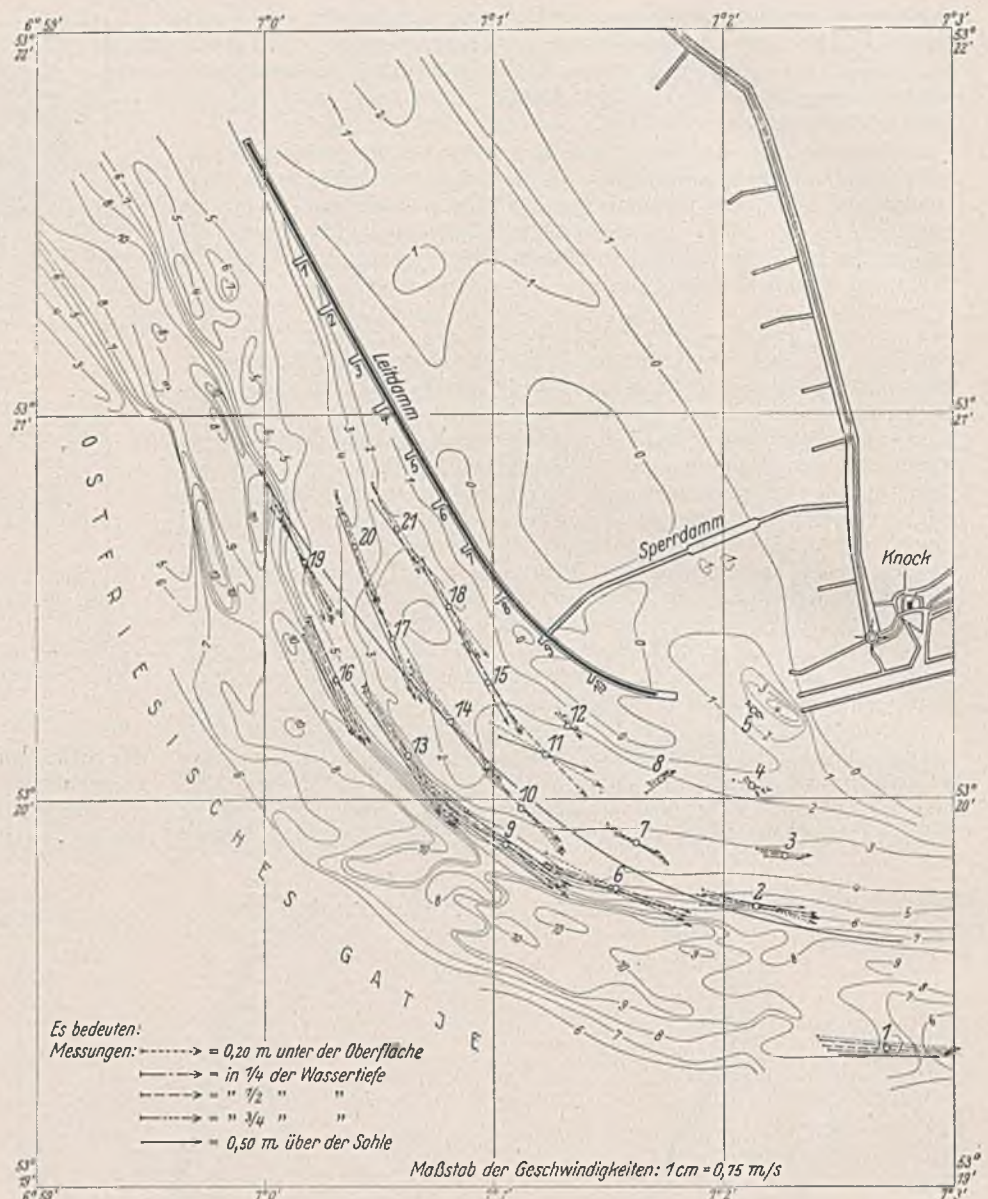
annehmen konnte, daß sie auch ihrerseits dazu beitragen würde, ein weiteres Vorrücken der Südwestböschung auf die Dauer zu verhindern. Im Jahresdurchschnitt 1930 bis 1932 waren noch fast 2 Mill. m³ gebaggert worden. Durch den Wegfall dieser Baggerungen ergab sich eine jährliche Kostenersparnis von 800 000 RM. Baggerungen von nennenswertem Umfange brauchten im Fahrwasser an der Knock bis heute nicht mehr ausgeführt zu werden. Die Werke hielten sich bei den Sturmfluten im Frühjahr und Sommer 1935 gut. Ihre Haltbarkeit wurde durch starken Muschel- und Seetangbewuchs erhöht (Abb. 22).

III. Bauabschnitt.

Immerhin erwiesen sich noch einige Restarbeiten als erforderlich. Seit 1932 hatte sich westlich der südlichen Leitdamböschung eine Nebenrinne ausgebildet, die erhebliche Zerstörungen an den Bühnen 8, 9 und 10 verursacht und auch die Sinkstückunterlage des Leitdammes an zwei Stellen unterspült hatte. Besondere Aufmerksamkeit erforderte ein über 8 m bei Niedrigwasser tiefer Kolk unmittelbar südlich des Südkopfes, der durch den von der Wattfläche südlich des Sperrdammes ablaufenden Ebbestrom entstanden war (Abb. 23). Die Bühnen 1 bis 7 waren dagegen gut eingesandet.

Um die Nebenrinne vom Leitdamm abzuhalten, wurden die genannten Bühnen 1935 instand gesetzt und dabei jede auf eine Länge von 100 m gebracht. Zum Schutze des Südkopfes wurde noch eine Buhne 11 angelegt, die um 20 m kürzer gehalten wurde, um der Nebenrinne die Möglichkeit zu geben, in Richtung der Ausmündung der Knockster Muhde zu verlaufen und so die vor der Muhde ständig drohende Verflachung zu verhindern. Die Bauausführung bot keine besonderen Schwierigkeiten, der Steinkörper wurde wieder auf Sinkstücke verlegt. Den Bühnen wurde eine Kronenbreite von 4 m gegeben, da sie erfahrungsgemäß bei Nordweststürmen starker Brandung ausgesetzt waren. Die Bühnenköpfe legte man mit ± 0 um 50 cm tiefer als bei den bisherigen Bühnen, da man festgestellt hatte, daß die Köpfe bei höherer Kronenlage leichter Zerstörungen ausgesetzt waren.

Inzwischen stellte man Zerstörungen der Sinkstückvorlage am Südkopf des Leitdammes durch den erwähnten tiefen Kolk fest. Es erwies sich als notwendig, den Kopf durch Verlängerung der Sinkstückvorlage in Achse des Leitdammes zu schützen, wodurch der Kolk beseitigt wurde.



Zu Abb. 18. Lageplan der Strommessungen bei 4/12 Flut.

Schließlich blieb noch eine Lücke von 240 m zwischen dem Ostende dieser Sinkstückvorlage und dem Kopfe des nördlichen Leitdammes der Knockster Muhde bestehen, die sich insoweit als nachteilig erwies, als sie die Entwässerung der Muhde erheblich störte.

Wie Abb. 23 erkennen läßt, hatte sich in dieser Lücke eine Sandbank abgelagert, die durch das Zusammentreffen des aus dem Beckenteil südlich des Sperrdammes bei Flut ein- und bei Ebbe wieder austretenden Wassers mit dem aus der Muhde abfließenden Wasser entstanden war. Man erkennt, daß der Entwässerungsstrom

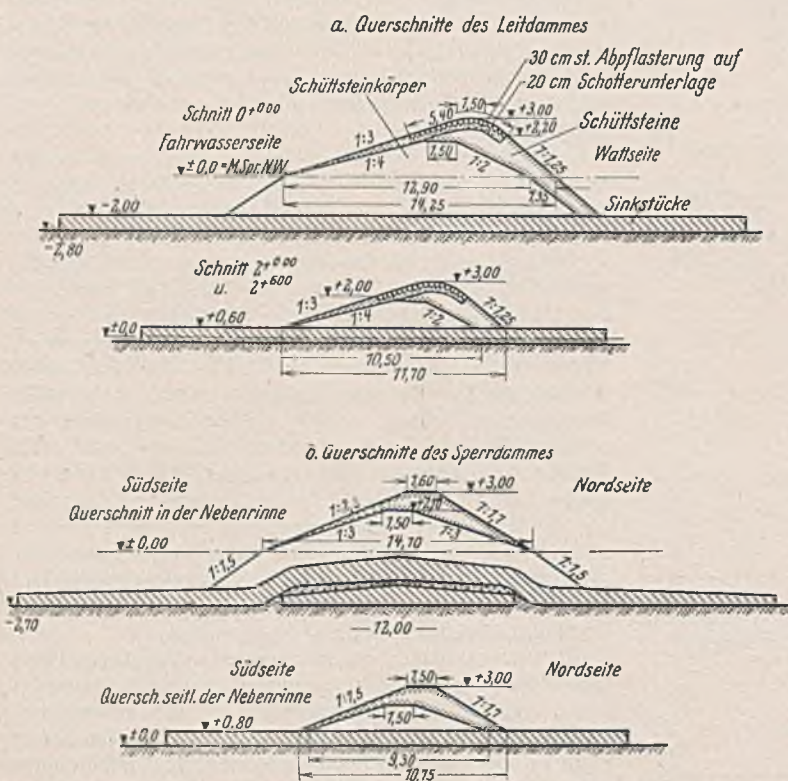
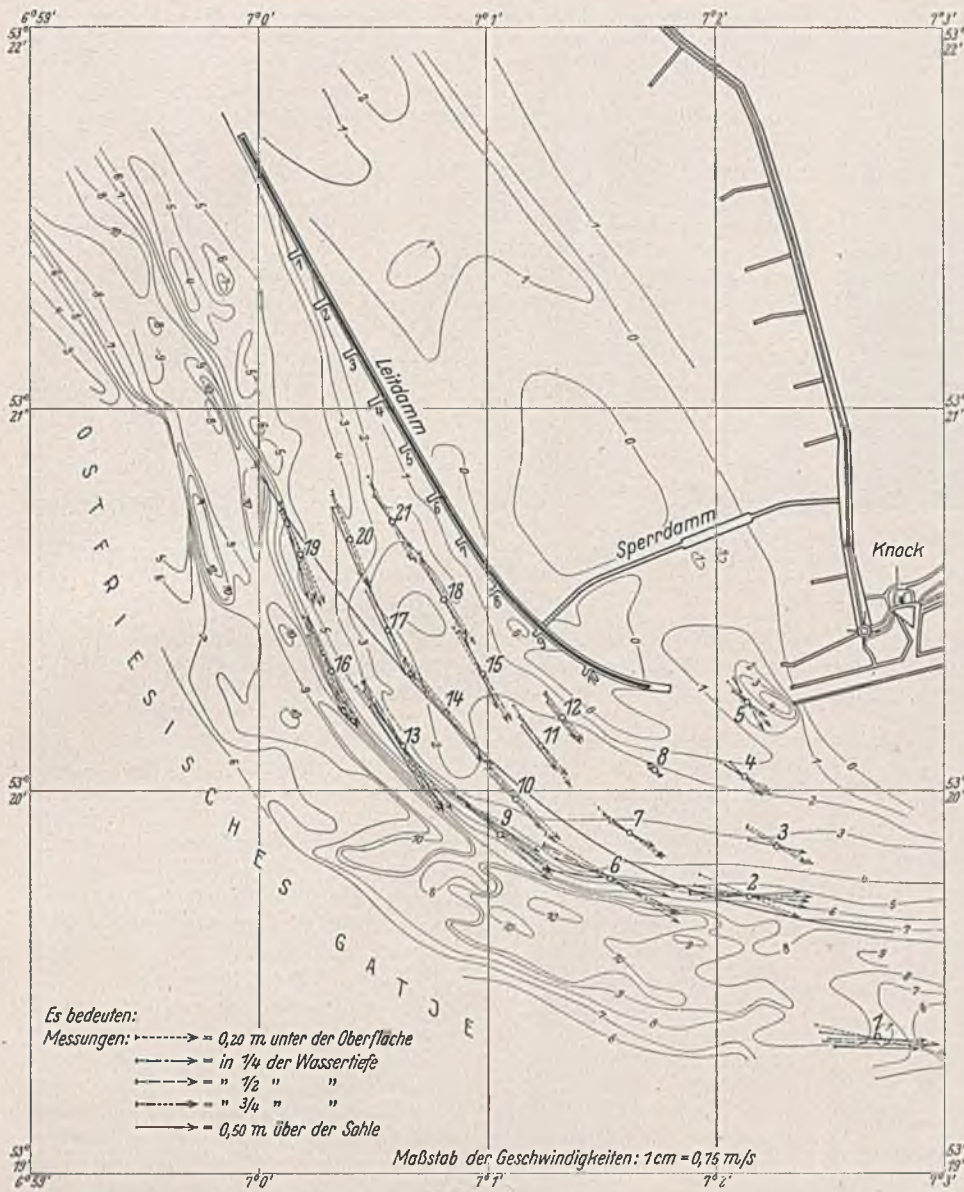


Abb. 19. Querschnitte der Leit- und Sperrdammerhöhung.



Abb. 20. Pflasterarbeiten auf dem Leitdamm.



Zu Abb. 18. Lageplan der Strommessungen bei $\frac{5}{12}$ Flut.

wiederholtes Muddern⁵⁾ aufrechterhalten werden. Im Herbst 1936 stellte man fest, daß das Verbindungsstück bis zu 70 cm versackt war. Es wurde 1937 wieder auf die Sollhöhe von + 1,5 m heraufgezogen, und zwar z. T. bereits in solcher Breite, daß seine Aufhöhung auf + 3,0 m ohne Schwierigkeiten möglich wird. Diese Aufhöhung wird im Jahre 1938 vorgenommen, das Verbindungsstück erhält dann die gleiche Ausbildung wie der Leitdamm. Die entsprechende Aufhöhung und Ausbildung des noch etwas tiefer liegenden nördlichen Leitdammes der Knockster Muhde bis zum Queranschluß an der Deichecke ist in diese Bauausführung einbezogen. Der Leitdamm hat damit eine Länge von 4085 m.

Da die Verlandung im Bereich des Sperrdammes 1937 bereits die durchschnittliche Höhe von + 1,0 m erreicht hatte, konnten die noch freiliegenden Schüttsteine des Sperrdammes unbedenklich für die Ausbildung des Schüttsteinkörpers des Verbindungsstücks wieder verwendet werden. Dabei wurden 1937 zunächst Steine von der Südböschung des Sperrdammes entfernt, 1938 wird die Krone des Sperrdammes gleichmäßig abgetragen und das Verbindungsstück entsprechend aufgehöhrt. Der Einbau unter Verwendung der Steine vom Sperrdamm kann zur Hälfte des Preises geschehen, der sich bei Beschaffung neuer Steine ergeben hätte. Durch die Höherführung der Verbindungsstücke wird der Gefahr eines Abtreibens der zwischen Verbindungsstück und Sperrdamm in erheblichem Umfang abgelagerten Schlickmengen in die Muhde vorgebeugt. Eine Verbesserung der Abflußverhältnisse der Muhde wird auch schon im Hinblick auf die Vermeidung aller Querströmungen bis MThw erwartet.

4. Schlußbetrachtungen.

Der Tiefenplan vom August/September 1937 (Abb. 24) zeigt den derzeitigen Zustand des Fahrwassers. Er hat sich in den letzten Jahren nicht mehr wesentlich geändert. Das Fahrwasser ist zwar noch langsam etwas weiter nach Südwesten vorgewandert — die Nordostböschung liegt mit ihrem Fuß jetzt bis zu 500 m vor der Standlinie —, es ist aber nicht zu befürchten, daß der im wesentlichen eingetretene Beharrungszustand sich in absehbarer Zeit ändert.

Die Wattfläche zwischen Leitdamm und Fahrwasser hat sich seit Beginn der Bauausführung insoweit verändert, als sie sich im nördlichen Teile vertieft hat, während der

der Muhde zunächst nach Süden abgedrängt wurde und im Bogen nach dem Leitdamm wieder zurückkehrte, wobei er die südlich der Muhde gelegene Sandbank anfraß.

Um die Ausbildung einer sich offen haltenden Abflußrinne zu ermöglichen, wurde die obenerwähnte Lücke, in der nunmehr nur noch geringe Tiefen vorhanden waren, durch weitere Sinkstücklagen geschlossen, auf die ein niedriger Schüttsteinkörper bis + 1,5 m aufgebracht wurde. Dazu kam noch die Beseitigung einiger Sturmflutschäden am Leitdamm nördlich und südlich der Buhne 11.

Alle diese Arbeiten wurden 1935 durchgeführt. Die Gesamtausgaben für den Bau des Leit- und Sperrdammes bis zum Ende dieses Jahres betragen rd. 4,2 Mill. RM. Der Bau war ursprünglich zu 5 Mill. RM. veranschlagt worden. Die nicht unwesentliche Unterschreitung der veranschlagten Baukosten hing einmal mit den verschiedenen Änderungen in der Bauausführung zusammen; im übrigen erzielte man bei der Verdingung z. T. wesentlich geringere Preise.

Bis Ende 1935 waren in den Leit- und Sperrdamm eingebaut:

- 303 000 m³ Busch,
- 223 000 t Schüttsteine,
- 14 300 t Pflastersteine,
- 8 300 t Schotter.

Durch den Anschluß des Leitdammes Knock an den nördlichen Leitdamm der Knockster Muhde (Verbindungsstück) wurde die Ausbildung einer einheitlichen Rinne vor der Muhde zwar erreicht, immerhin konnte die Vorflut bei der starken Schlick- und Sandablagerung nur durch

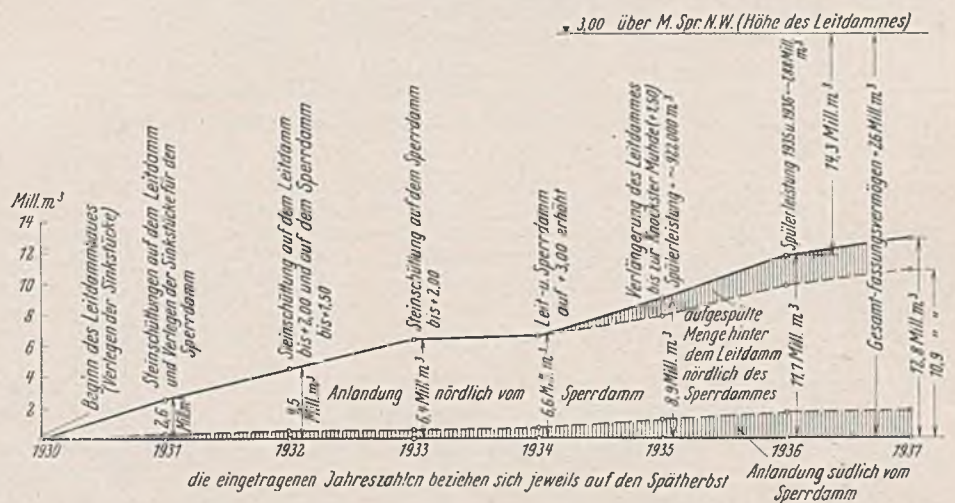


Abb. 21.

Verlandung hinter dem Leitdamm Knock—Summenlinie.

Teil südlich der Knockster Muhde erheblich verflachte (Knockster Watt). Seit vier Jahren ist im nördlichen Wattell vor dem Leitdamm ein 3,5 bis 4 m tiefer, 400 m breiter Flut-Einriß zu erkennen, der aber für un-

⁵⁾ Ostfriesischer Ausdruck für das Beseitigen von lose gelagerten Sinkstoffen in den Außentiefs der Siele. Man läßt die Schiffschraube(n) arbeiten, gleichzeitig wird durch Ablassen von im Binnentief aufgestautem Wasser eine Strömung erzeugt, die die aufgewühlten Sinkstoffe wegführt.



Abb. 22. Der fertige Leiddamm im Winter 1937/38 bei Niedrigwasser.

bedenklich gehalten wird (vgl. auch Abschnitt 1, Abs. 1) und den Tiefenplan vom Oktober 1907 in Abb. 2.

Wie Abb. 21 zeigt, faßte das Becken hinter dem Leiddamm bis MThw im Jahre 1930 26 Mill. m³. Bis Ende 1937 hatten sich hier 10,9 Mill. m³ auf natürlichem Wege abgelagert, rd. 2 Mill. m³ wurden aufgespült. Wenn

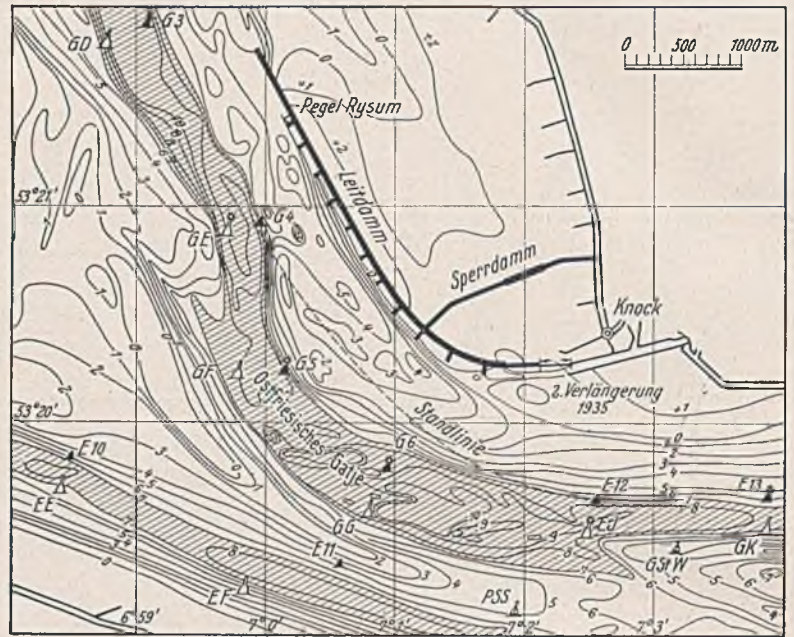


Abb. 24. Tiefenplan des Fahrwassers an der Knock vom August/September 1937.

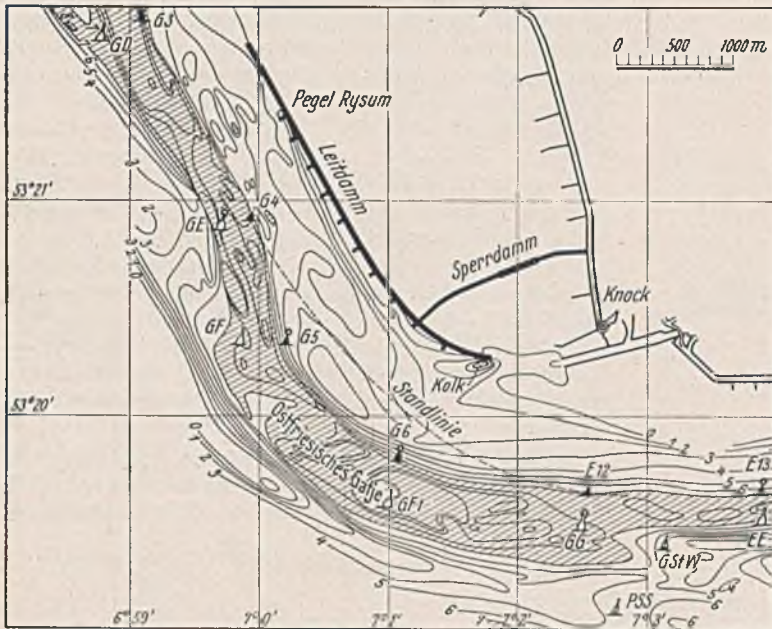
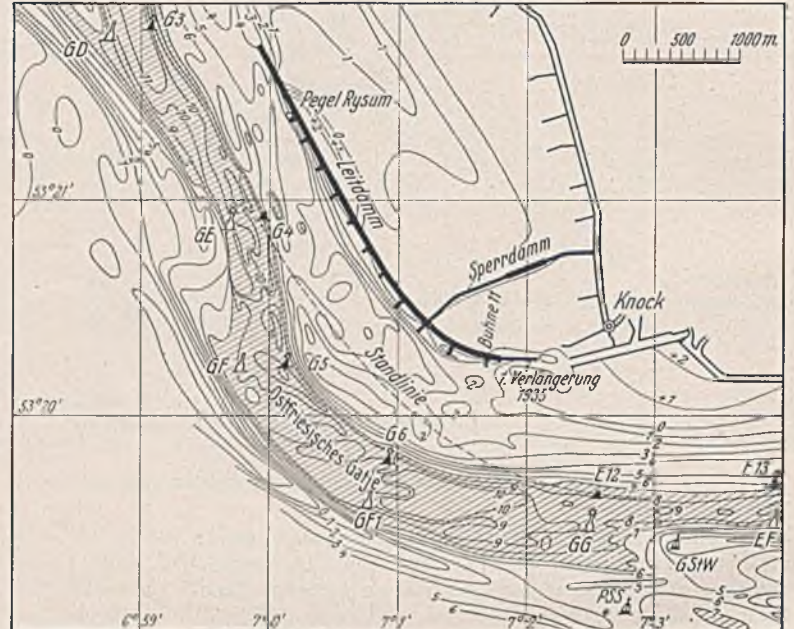


Abb. 23. Bauausführungen im südlichen Leiddammteil, Kolk am Südkopf, Tiefenpläne des Fahrwassers an der Knock vom April 1935,



vom August/September 1935.

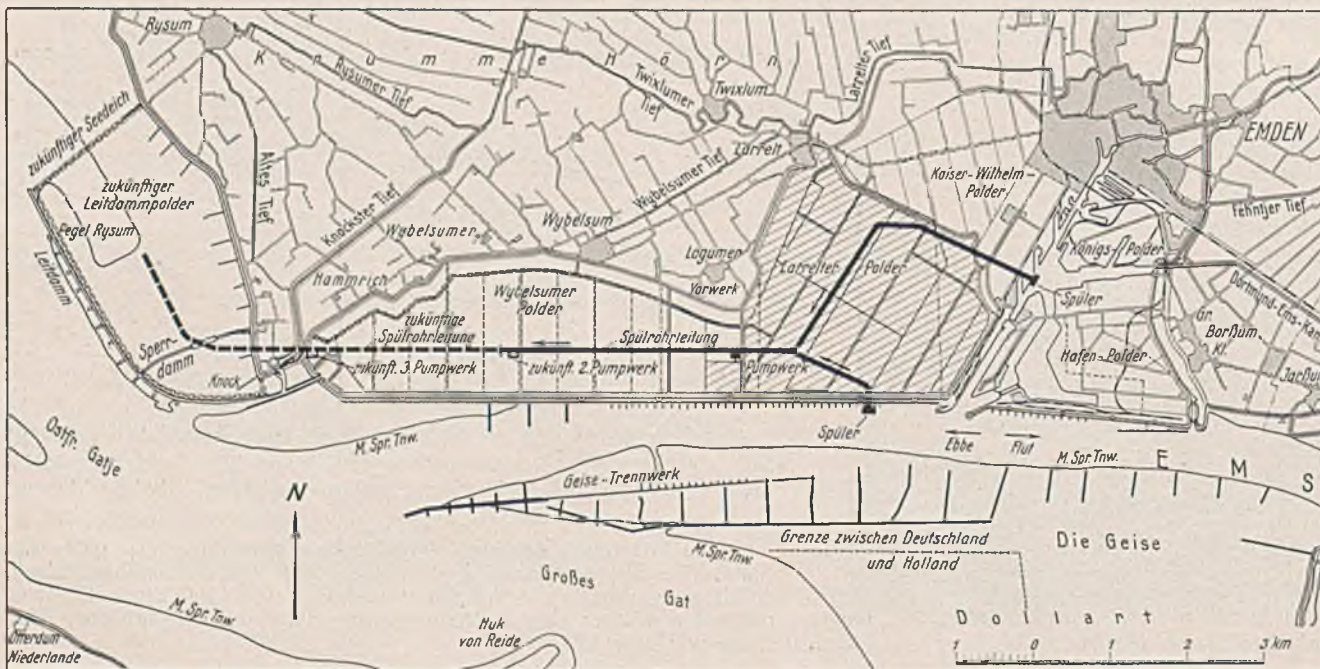


Abb. 25. Lageplan des Larreit-Wybelsumer Polders und eines zukünftigen Leiddampolders mit Spülrohrleitung und Zwischenpumpstationen.

Der bereits in Kultur genommene Teil des Larreit-Wybelsumer Polders ist schraffiert.

der Fortschritt in der Verlandung, die man auch weiterhin hauptsächlich der Natur überlassen wird, in Zukunft auch kaum mehr so schnell vor sich gehen wird wie bisher, so kann man doch, wenn die Aufnahmefähigkeit des Beckens einmal nachlassen sollte, durch Verlängerung des Leitdammes nach Norden wieder neuen Beckenraum schaffen.

Wenn der in der Aufspülung begriffene Larrelt-Wybelsumer Polder zwischen Emden und der Knock (Abb. 25), der in seiner oberen Schicht die umfangreichen Schlickmengen des Emders aufnimmt, in etwa zehn Jahren fertig aufgespült ist, wird man vielleicht dazu übergehen, das z. Z. 700 ha große Gebiet hinter dem Leitdamm Knock mit Hilfe eines hochwasserfrei gelegenen Seedeiches einzupoldern. Lage, Anordnung und Ausbildung des nördlichen Abschlußdeiches muß dabei, auch im Hinblick auf die vielleicht erforderlich werdende Verlängerung des Leitdammes, noch vorbehalten bleiben. Der Schlick der Emders Häfen kann dann unter Verlängerung der vorhandenen Spülrohrleitung bei Einschaltung

von einer oder zwei weiteren Zwischenpumpstationen hier auf dem vorhandenen oder gegebenenfalls durch Aufspülung von Emssand noch aufzuhöhenen Untergrund abgelagert werden, wodurch wertvolles Neuland geschaffen wird.

Der Bau des Leitdammes Knock ist zweifellos ein Erfolg gewesen. Wird davon abgesehen, daß das Fahrwasser nicht die erstrebte Lage im Zuge der Standlinie (Abb. 4) erhalten hat, so ist doch seine Festlegung gelungen. Es sind ausreichende Tiefen und Breiten vorhanden. Neben der erheblichen Ersparnis an laufenden Baggerkosten ist der Grund für künftiges Neuland geschaffen.

Die beim Bau beteiligten Unternehmerfirmen waren die Firma Hanken & von Essen, Oldenburg, die den größten Teil der Sinkstückunterlagen und einen Teil des Schüttsteinkörpers ausführte, und die Firma Jürgens & Gerke, Emden, der die Aufhöhung des Leit- und Sperrdammes, die Abpflasterung des Leitdammes und die Restarbeiten bis Ende 1935 übertragen waren.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Tragfähigkeit von Rammpfählen^{*)}.

Von Dipl.-Ing. Wolfram Schenck, Wilhelmshaven.

I. Druckverteilung im Boden.

A. Einleitung.

Eine Pfahlgründung ist dadurch gekennzeichnet, daß die Übertragung der Kräfte zwischen Bauwerk und Baugrund durch eine bestimmte Anzahl von Pfählen vermittelt wird. Die Grundbaukörper sind also Pfähle, und hier im besonderen „Rammpfähle“. Dabei kann die Kraft vom Pfahl zum Erdkörper sowohl am Pfahlmantel als auch am Pfahlfuß übertragen werden. Man hat demgemäß bei der Bestimmung der Tragkraft eines Pfahles zwischen zwei verschiedenen Kraftwirkungen zu unterscheiden, und zwar Mantelreibung und Spitzenwiderstand. Zwischen einem Pfahl und dem ihn umgebenden Boden findet also an Sohle und Umfang ein Austausch an Spannungen statt, die sich im konsolidierten Zustande von Bauwerk und Baugrund gegenseitig im Gleichgewicht halten, wobei natürlich die Formänderungen des Pfahles mit den Formänderungen der Grenzschicht des Erdkörpers im engsten Zusammenhang stehen.

Im Gegensatz zu den festen Pfahlbaustoffen, die unter mäßigen Beanspruchungen annähernd dem Hooke'schen Gesetze folgen, sind erdartige Körper nicht als raumbeständige, elastisch-isotrope Stoffe anzusehen. Mit der Veränderlichkeit der Poissonzahl m entfällt damit die wichtigste Eigenschaft des Spannungsbildes elastisch-isotroper Körper, nämlich die geradlinige Kraftausbreitung über den Halbraum. Es ist klar, daß damit jede exakte Spannungsermittlung im Boden auf unüberwindliche Schwierigkeiten stößt und man in erster Linie auf brauchbare Näherungsverfahren angewiesen ist, um überhaupt über die Druckverteilung im Erdkörpern einigermaßen Aufschluß zu erhalten. Als nächsten Schritt kann man dann versuchen, an Hand dieser angenäherten Ergebnisse Schlußfolgerungen über die zu erwartenden Formänderungen des Bodens zu ziehen, wobei die Formänderungen des Pfahlkörpers mit zu berücksichtigen sind.

Eine nicht zu entbehrende Ergänzung finden solche theoretischen Erwägungen durch Versuche. Leider bestehen irgendwelche Versuchsergebnisse über die allgemeinen Spannungsverhältnisse des Bodens in der Umgebung eines geramnten und belasteten Pfahles, die man als Grundlage für rechnerische Betrachtungen benutzen konnte, nicht. Dagegen sind bereits seit 1879 (Steiner-Kick, Prag) eine ganze Reihe Versuche durchgeführt worden, die über die wirkliche Druckverteilung im Baugrunde unter Oberflächenbelastungen (Einzellasten oder endlich ausgedehnte Gründungskörper) Aufschluß geben sollten, sowie die Messung der elastischen und bleibenden Setzungen in der Umgebung von Lastflächen sowie der Lastflächen selbst zum Ziele hatten. Eine Zusammenstellung und Besprechung dieser Versuche bringen sowohl Kögler u. Scheidig¹⁾ wie auch Fröhlich²⁾. Hier sollen vor allem die umfangreichen neueren Versuche von Kögler u. Scheidig sowie von Preß genannt werden³⁾. Die Versuche von Kögler u. Scheidig wurden mit Sandschüttungen durchgeführt. Frühere Versuche an der Hochschule in Pennsylvania (1913 und 1914) wurden nicht nur mit Sand, sondern auch mit Lehm und mit einer Tonmischung (85% Ton, 10% Sand und 5% Lehm) durchgeführt. Preß machte seine Versuche sowohl mit erdfeuchtem Sand wie auch mit trockenem Lehm (21% Sand) sowie Lehm mit gespanntem Porenwasser (21% Sand, 32% Wassergehalt). Die Druckverteilungskurven zeigten für alle untersuchten Bodenarten dieselben allgemeinen Eigenschaften.

Noch bis nach Veröffentlichung der erstgenannten Versuche galt allgemein die von Strohschneider vertretene Ansicht, daß sich unter dem

Einfluß einer Auflast im Boden ein Tragkörper bildet, der durch die Grenzkurve der Druckverteilung (Nulldruckfläche) begrenzt ist und dessen Breite sich schon in verhältnismäßig geringer Tiefe bis ins Unendliche erstreckt. Der Ausgangswinkel φ_0 dieser Grenzkurve gegen die Lotrechte, Grenzwinkel genannt, wurde von Strohschneider mit 50 bis 60° angegeben. Dieser Winkel hat sich als unabhängig von der Belastungsfläche und Belastungsgröße ergeben, wächst jedoch mit zunehmender Gründungstiefe und relativen Dichte des Bodens und erreicht beim festen Körper seinen größten Wert mit $\varphi_0 = 90^\circ$, d. h. beim festen Körper wirkt sich eine örtliche Belastung auch in geringer Tiefe theoretisch stets auf eine unendlich große Breite aus⁴⁾.

Die Schwierigkeit der Messung sehr kleiner Spannungen hat wohl dazu geführt, daß über die Begrenzung des Tragkörpers im Boden unter einer Last noch keine allseitig übereinstimmende Ansicht herrscht, so daß z. B. spätere Versuche von Gerber (1928) und Bernatzik (1932²⁾) gezeigt haben sollen, daß die Annahme eines Grenzwinkels der Druckverteilung nicht gerechtfertigt sei. Auch Fröhlich²⁾ kommt auf Grund seiner mathematisch-theoretischen Überlegungen zu dieser Überzeugung, indem er ganz allgemein die Gültigkeit des Gesetzes der geradlinigen Kraftausbreitung auch für die Druckverteilung im Baugrunde aufstellt. Dabei führt die tatsächliche Übereinstimmung der Ergebnisse der darauf aufgebauten Berechnungen mit den zahlreichen, einwandfrei festgestellten Beobachtungen von Spannungen innerhalb der billigerweise zu erwartenden Genauigkeit zu einer vorläufigen Bestätigung seiner Ansicht. Trotzdem spricht Preß noch im Jahre 1934³⁾, also nach Veröffentlichung der Fröhlich'schen Abhandlung, auf Grund seiner eigenen Versuchserfahrungen davon, „daß bei ein und derselben Bodenart die Grenzkurven der Druckverteilung von Lastflächengröße und Belastung unabhängig sind bzw. gegebenenfalls nur sehr gering beeinflußt werden, dagegen von der Gründungstiefe und von der Dichte bei sonst gleicher Beschaffenheit des Bodens wesentlich abhängen“.

Da die beiden Theorien praktisch zu denselben Ergebnissen führen, ist eine Entscheidung für die hier anzustellenden Überlegungen von untergeordneter Bedeutung (vgl. auch B 2, 3 und 4).

Wenngleich sich die oben angeführten Versuche durchweg mit Oberflächenbelastungen des Baugrundes befassen, so lassen sich aus ihren Ergebnissen doch auch ganz allgemein Schlüsse auf die Verhältnisse bei Tiefgründungen, wie es eine Pfahlgründung darstellt, ziehen, sofern man dabei nur sinngemäß vorgeht. Soweit erforderlich, soll im folgenden hiervon Gebrauch gemacht werden.

B. Allgemeine Berechnungsverfahren für den elementaren Spannungszustand.

1. Die lotrechten Normalspannungen unter einer Punktlast im elastisch-isotropen Halbraum.

Die während der letzten 25 Jahre entwickelten Formeln zur Bestimmung der Spannungsverhältnisse in erdartigen Körpern gehen durchweg von den Ergebnissen aus, die die mathematische Elastizitätstheorie für den einfachsten Belastungsfall des elastisch-isotropen Halbraumes, nämlich die in einem Punkte der Oberfläche angreifende, lotrechte Einzellast, liefert. Die hierfür maßgebenden Gleichungen wurden erstmalig von Boussinesq mit Hilfe der Potentialfunktion aufgestellt. Ihre Ab-

^{*)} Als Dissertation der Technischen Hochschule Berlin eingereicht; als Sonderdruck im Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 9, erhältlich.

¹⁾ Kögler u. Scheidig, Druckverteilung im Baugrund, I. Die Ergebnisse neuerer Versuche. Bautechn. 1927, Heft 29 u. 31.

²⁾ Fröhlich, Druckverteilung im Baugrunde. Wien 1934, Julius Springer.

³⁾ Bautechn. 1927, Heft 29 u. 31; 1934, Heft 43.

⁴⁾ Kögler u. Scheidig, Druckverteilung im Baugrund, II. Rechnerische Verfahren zu ihrer Ermittlung auf Grund neuerer Versuchsergebnisse. Bautechn. 1928, Heft 15 u. 17.

⁵⁾ Preß, Druckverteilung unter starren und elastischen Lastflächen verschiedener Größe bei verschiedenartiger Belastung im Sand und Lehm. Bautechn. 1934, Heft 43.

leitung findet sich z. B. in Föppls Vorlesungen⁶⁾ wiedergegeben. Be-
deuten r und φ die Polarkoordinaten eines Punktes des Halbraumes,
wobei der Pol identisch mit dem Lastangriffspunkt sei, so betragen hier-
nach die lotrechten Normalspannungen:

$$(1) \quad \sigma_z = \frac{3P}{2\pi r^2} \cdot \cos^3 \varphi.$$

2. Die lotrechten Normalspannungen im Boden unter einer
Punktlast bei Berücksichtigung des Grenzwinkels der Druck-
verteilung.

Der Eigenart des Bodens, daß nämlich der Druckverteilungsbereich
auf einen bestimmten „Tragkörper“ beschränkt bleibt, hat Strohschneider
in besonderer Weise Rechnung getragen. Er führt in die Gleichung von
Boussinesq (1) den Grenzwinkel der Druckverteilung φ_0 ein, so daß die
Hauptdrücke bereits bei einer Fahrstrahlrichtung $\varphi = \varphi_0$ zu Null werden.
Die Gleichung für die lotrechten Druckkomponenten in der Tiefe z unter
der Oberfläche lautet dann:

$$(2) \quad \sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{z^3} \cdot \frac{(\cos \varphi - \operatorname{ctg} \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cdot \cos^4 \varphi}{1 - \cos \varphi_0}.$$

Diese Gleichung geht natürlich für $\varphi_0 = 90^\circ$ wieder in die
Boussinesqsche Form Gl. (1) über. Sie gilt lediglich für den Störungs-
bereich unter einer punktförmigen Last.

3. Die lotrechten Normalspannungen im Halbraum unter einer
Punktlast unter Berücksichtigung des Prinzips der gerad-
linigen Kraftausbreitung.

Raubbeständige, elastisch-isotrope Stoffe ($m=2$) sind durch eine
geradlinige Ausbreitung der Kraft gekennzeichnet. Auch für Werte von m
zwischen 2 und 4 ist dieselbe Spannungsverteilung näherungsweise brauch-
bar. Dies läßt sich darauf zurückführen, daß in Wirklichkeit die Ab-
weichungen der Hauptspannungen von den Fahrstrahlrichtungen für
höhere Werte von m nur sehr gering sind. Fröhlich setzt nun bei Be-
trachtung der Druckverhältnisse in erdartigen Körpern für den elastisch-
isotropen Halbraum den „Halbraum“ schlechtweg und stellt die allgemeine
Gültigkeit des Gesetzes der geradlinigen Kraftausbreitung auch für den
Baugrund auf. Die lotrechte Normalspannung infolge einer lotrechten
Einzellast P bestimmt er dabei wie folgt:

$$(3) \quad \sigma_z = \frac{\nu P}{2\pi r^2} \cdot \cos^3 \varphi,$$

wobei der Parameter ν eine statisch unbestimmte Größe ist und die
„Ordnungszahl der Spannungsverteilung“ oder „Konzentrationsfaktor“
genannt wird. Für $\nu=3$ geht obige Gl. (3) in die Boussinesqsche
Gleichung für $m=2$ über. Während demnach für elastisch-isotrope Körper
die Normalspannungen der Spannungsverteilung $\nu=3$ folgen, wird der
Faktor ν für die Druckverteilung im Boden durch das elastische Ver-
halten des Bodens, durch das Auftreten plastischer Erscheinungen in der
Nähe der belasteten Stelle sowie damit im Zusammenhang, durch die
Gründungstiefe beeinflußt. Fröhlich konnte durch Nachrechnung aller
verfügbaren Ergebnisse von an der Oberfläche von Schüttungen durch-
geführten Belastungsversuchen feststellen, daß sie sämtlich dem Spannungs-
verteilungsgesetz für den Konzentrationsfaktor $\nu=6$ folgen. Es handelte
sich hierbei durchweg um verhältnismäßig kleine Lastplatten. Mit
wachsender Größe der Lastplatten wird der Einfluß der Randbedingungen
kleiner, und die Zahl ν sinkt bis gegen 4. Mit wachsender Gründungs-
tiefe wird die seitliche Ausdehnung geringer und die Konzentrationsziffer
sinkt ebenfalls bis auf Werte zwischen 3 und 4; d. h. mit wachsender
Gründungstiefe nähert sich die Spannungsverteilung im Boden
den durch die Gleichung von Boussinesq bestimmten Ver-
hältnissen. Andererseits erhöht der mit der Tiefe zunehmende Elastizitäts-
modul der körnigen Böden den Konzentrationsfaktor ν wiederum von 3 auf 4.

Was also für Strohschneider der „Grenzwinkel der Druckverteilung“
bedeutet, findet sich bei Fröhlich in Form der „Ordnungszahl der
Spannungsverteilung“ wieder. Vergleicht man Gl. (2) u. (3) miteinander,
so kann man für die Lastachse (also $\varphi=0$) die Beziehung aufstellen:

$$(4) \quad \nu = \frac{3}{1 - \cos \varphi_0},$$

d. h. also: für $\varphi_0 = 90^\circ$ wird $\nu=3$, für $\varphi_0 = 60^\circ$ wird $\nu=6$. In der
Tat hat die Nachrechnung der Strohschneiderschen Versuche durch Fröhlich
mit der Ordnungszahl $\nu=6$ eine außerordentlich gute Überein-
stimmung ergeben, nachdem Strohschneider selbst den Grenzwinkel φ_0
mit 50 bis 60° angibt.

4. Näherungsverfahren zur Bestimmung der lotrechten
Normalspannungen im Boden unter einer Punktlast — Drei-
ecksregel.

Die unüberwindlichen mathematischen Schwierigkeiten, die sich sofort
dann einstellen, wenn man sich von den allereinfachsten Gleichgewichts-
betrachtungen des Bodens entfernt, legen es nahe, nach Ersatzverfahren

⁶⁾ Föppl, Vorlesungen über Technische Mechanik, Bd. V, S. 229 bis 235.
Leipzig 1907, B. G. Teubner.

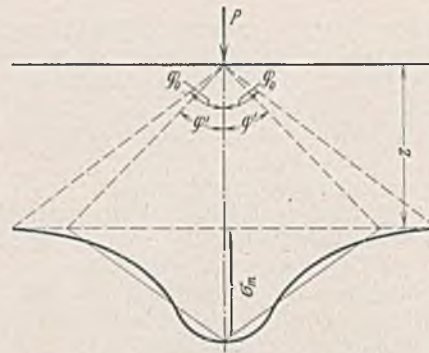


Abb. 1. Ersatz der Druckverteilungskurve
unter einer Punktlast durch eine
dreieckförmige Druckverteilung.

Strohschneiderschen Formel Gl. (2) ergibt und kommen so zu folgenden
Ergebnissen⁷⁾:

Einem wirklichen Grenzwinkel der Druckverteilung . . .	$\varphi^0 = 40^\circ$	50°	60°	75°	90°
entspricht ein praktischer Grenz- winkel der Dreiecksdruck- verteilung	$\varphi' \approx 35^\circ$	40°	45°	50°	55° ,

dazu gehört ein Mittendruck $\sigma_m = 2,04$ 1,34 0,96 0,65 0,48 $\cdot \frac{P}{z^2}$.

Singgemäß kann man auch die Druckverteilungskurve, die sich nach
dem Prinzip der geradlinigen Kraftausbreitung ergibt, durch ein Dreieck
ersetzen. Aus der allgemeinen Gl. (3) folgt ein Mittendruck in der
Tiefe z von

$$(5) \quad \sigma_m = \frac{\nu P}{2\pi z^2}.$$

Auf Grund der Voraussetzung, daß die Mittenordinate für die Drei-
ecksregel ebenso groß zu wählen ist, wie sie sich nach Gl. (5) ergibt,
läßt sich nunmehr der praktische Grenzwinkel φ' berechnen. Der Inhalt
des Spannungskegels muß gleich P sein. Damit ergibt sich:

$$P = \frac{1}{3} \cdot \pi z^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi' \cdot \sigma_m.$$

Setzt man hierin den obigen Wert für σ_m ein, so wird:

$$(6) \quad \operatorname{tg}^2 \varphi' = \frac{6}{\nu},$$

woraus sich ergibt:

Dem Konzentrationsfaktor . .	$\nu = 3$	4	5	6
entspricht ein praktischer Grenz- winkel der Dreiecksdruck- verteilung	$\varphi' \approx 55^\circ$	51°	48°	45° ,

dazu gehört ein Mittendruck $\sigma_m = 0,478$ 0,637 0,796 0,962 $\cdot \frac{P}{z^2}$.

Ein Vergleich der beiden Zahlentafeln ergibt eine genaue Überein-
stimmung im Sinne der Gl. (4).

An Stelle der glockenförmigen Druckverteilungsfigur unter einer
Punktlast tritt also ein Spannungskegel, dessen Höhe gleich σ_m ist und
dessen Grundfläche durch die Grundfläche des Tragkörpers in der Tiefe z
unter der Oberfläche begrenzt ist. Der Tragkörper im Boden ist selbst
ein Kegel, dessen Öffnungswinkel gleich dem doppelten praktischen
Grenzwinkel der Dreiecksdruckverteilung φ' ist.

Von dieser Näherungsregel soll im folgenden bei der Bestimmung
der Bodenspannungen infolge der Mantelreibung weitgehend Gebrauch
gemacht werden.

C. Die Spannungsverhältnisse im Boden infolge Mantelreibung.

1. Aufstellung einer allgemeinen Gleichung für die lotrechten
Normalspannungen im Boden.

Im Gegensatz zu den elementaren Spannungsverhältnissen unter
einer Punkt- oder Linienlast stellt die Kraftübertragung zwischen einem
Rammpfahl und dem Rammgrund an der Mantelfläche des Pfahles eine
der kompliziertesten Belastungsformen dar. Ihre Erfassung ist um so
schwieriger, als die Kenntnis der Mantelreibung je Flächeneinheit bei
zunehmender Tiefe unter der Bodenoberfläche heute noch vollkommen
ungenügend ist, um so mehr, als gerade die Mantelreibung rückläufig
wieder durch denselben Spannungszustand im Boden beeinflußt wird,
den sie selbst auslöst. Es ist dies eine Kette ohne Ende. Im folgenden
soll mit Hilfe des Näherungsverfahrens unter B 4 (Dreiecksregel) versucht
werden, in die allgemeinen Spannungsverhältnisse des Rammgrundes im
Umkreis eines Pfahles etwas Klarheit zu bringen, wobei für die Verteilung

⁷⁾ Kögler u. Scheidig, Druckverteilung im Baugrund. III. Folge-
rungen aus den neueren Versuchen, Regeln für die Praxis. Bautechn. 1929,
Heft 18.

der Mantelreibung über die Pfahllänge verschiedene Annahmen getroffen werden. Da nun in Wirklichkeit auch der Untergrund niemals vollkommen gleichartig ist und in einer gewissen Tiefe stets eine praktisch starre Unterlage vorhanden sein wird, können diese Untersuchungen nur eine ganz rohe Annäherung an die wirklichen Verhältnisse geben, jedoch ist der allgemeine Charakter des Spannungsverlaufes immer vorhanden.

Den Übergang von einer Punkt- zur Flächenlast, wie sie die Mantelreibung darstellt, findet man mit Hilfe der Superposition.

Dieses von Föppl⁶⁾ angegebene Verfahren gilt streng genommen nur für elastische Körper, die dem Hookeschen Gesetze folgen, wird aber heute auch in der Bodenmechanik allgemein angewendet^{2) 4)}. Es beruht auf dem Gedankengang der Zerlegung der Flächenlast (hier Mantelreibung) in eine Anzahl von Punktlasten, Ermittlung der Spannungen infolge dieser und Summation der Spannungen unter der Annahme, daß sie sich superponieren, d. h. algebraisch addieren (Abb. 2).

Im folgenden bedeute:

R_z = Mantelreibung je Flächeneinheit in einer beliebigen Höhe z über der Bezugsebene,

R_m = die über die gesamte, im Boden befindliche Pfahllänge gemittelte Mantelreibung je Flächeneinheit.

(R_z und R_m groß geschrieben, im Gegensatz zu r = Fahrstrahlänge — Gl. (1) u. (3) — sowie r_0 = Halbmesser des Pfahlquerschnitts!)

Denkt man sich aus dem Mantel eines kreisrunden Pfahles mit dem Halbmesser r_0 in der Höhe z über der Bezugsebene einen Kreisring von der beliebig kleinen Höhe dz herausgeschnitten und teilt die daran wirkende Mantelreibungskraft dQ_{rz} in lauter beliebig kleine Einzelkräfte, die dann als punktförmige Einzelkräfte angesehen werden können, auf, so erhält man dQ_{rz} als Summe dieser Punktlasten wie folgt:

$$dQ_{rz} = R_z dz \int_{\alpha=0}^{\alpha=2\pi} d\alpha$$

$$dQ_{rz} = 2\pi r_0 R_z dz.$$

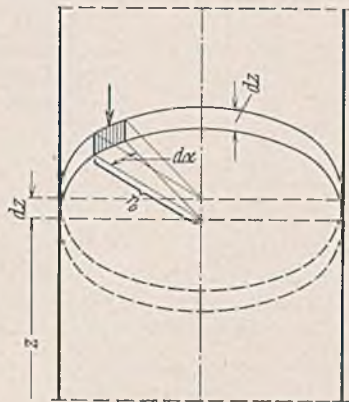


Abb. 2. Zerlegung der Mantelreibungskraft in beliebig kleine Einzelkräfte.

Wendet man auf jede der einzelnen Punktlasten die Dreiecksregel an und berücksichtigt dabei, daß eine Druckverteilung nach dem Innenraum des Ringes zu infolge des Pfahlmantels nicht möglich ist, so ergibt sich als resultierende Druckfigur in der Bezugsebene (Tiefe z unterhalb Mantelring) ein Kegel mit kreiszylindrischer, axialer Bohrung (in Abb. 4 schraffiert), dessen Inhalt gleich der Mantelreibungskraft dQ_{rz} sein muß. Die vollständige Spannungsfigur in einer Tiefe t unterhalb Bodenoberfläche erhält man dann durch Summierung aller einzelnen Druckfiguren von $z=0$ bis $z=t$. Abb. 3 zeigt in schematischer Weise die Anwendung dieses Verfahrens zur Ermittlung der Druckverteilungskurven unter der Wirkung der Mantelreibung bei Pfählen.

(In den nachfolgenden Ableitungen sowie Abbildungen wird für den praktischen Grenzwinkel der Druckverteilung φ' der Abb. 1 durchweg φ gesetzt.)

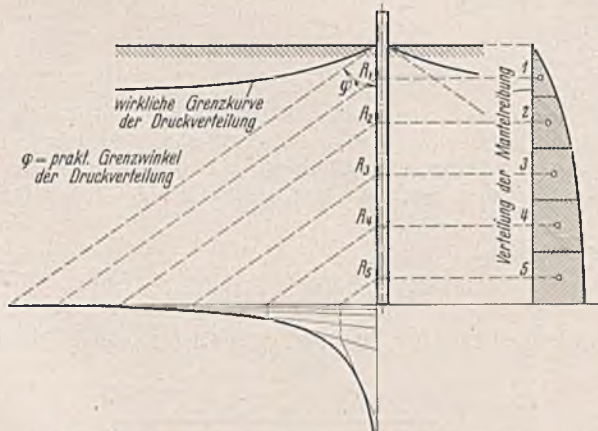


Abb. 3 Schematische Anwendung der Dreiecksregel zur Ermittlung der Druckverteilungskurven unter der Wirkung der Mantelreibung bei Pfählen.

Daß hierbei die Kraftübertragung durch Schub geschieht, an Stelle des den Ausgangsbetrachtungen durchweg zugrunde liegenden Druckes, ist für den Rechnungsgang belanglos. Hierfür möge der Hinweis genügen,

daß auch bei reiner Druckbelastung des Baugrundes die seitliche Ausbreitung des Druckes in der Hauptsache auf Schub zurückzuführen ist.

Auch der Unterschied, daß die Last nicht mehr nur an der Bodenoberfläche, sondern auch in verschiedenen Tiefen darunter angreift, beeinträchtigt die Anwendbarkeit des Rechnungsverfahrens in keiner Weise, da ja die oberhalb des Bodentragkörpers liegenden Teile nicht mittragen. Dagegen darf der Einfluß der Gründungstiefe auf den Grenzwinkel der Druckverteilung bzw. die Ordnungszahl der Spannungsverteilung keinesfalls vernachlässigt werden (s. u. B 3). Auch Fröhlich hält für den Fall, daß sich die Last in einer Tiefe t unterhalb der Oberfläche befindet, stillschweigend an dem Prinzip der geradlinigen Kraftausbreitung fest.

Der Einfluß der Gründungstiefe macht sich natürlich im Eigengewichtsfeld bemerkbar, dessen Trajektorien aus senkrechten und waagerechten Geraden bestehen. Die senkrechten Eigengewichtsspannungen sind bekanntlich durch die Beziehung $\sigma_{tg} = \gamma t$, die waagerechten durch die Beziehung $\sigma_{hr} = \lambda \gamma t$ gekennzeichnet, worin λ die Ruhedruckziffer bedeutet. Wenn im folgenden lediglich die Spannungsverteilung im Boden infolge der Mantelreibung oder des Spitzenwiderstandes betrachtet wird, so darf doch niemals vergessen werden, daß sich im Endzustande die beiden Spannungsfelder aus Bodeneigengewicht und Pfahlbelastung zu einem einzigen resultierenden Feld zusammensetzen.

Im folgenden sollen nun die Spannungslinien des Bodens infolge Mantelreibung rechnerisch ermittelt werden, unter der vereinfachenden Annahme zylindrischer starrer Pfähle.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 4 ist gemäß den Überlegungen auf S. 733 der Inhalt des schraffierten Kegels mit kreiszylindrischer, axialer Bohrung gleich $2\pi r_0 R_z dz$. Also (gemäß Formel für den Inhalt eines abgestumpften Kreiskegels):

$$2\pi r_0 R_z dz = \frac{1}{3} \cdot \pi d\sigma_t [(r_0 + z \cdot \text{tg } \varphi)^2 + (r_0 + z \cdot \text{tg } \varphi) r_0 + r_0^2] - \pi r_0^2 d\sigma_t$$

$$= \pi d\sigma_t \left[r_0 z \cdot \text{tg } \varphi + \frac{z^2 \cdot \text{tg}^2 \varphi}{3} \right].$$

Für die Lage der Bezugsebene, die in der beliebigen Tiefe t unterhalb der Bodenoberfläche liegt, und auf die sich z in obiger Gleichung bezieht, kommen zwei getrennte Bereiche in Betracht: Einmal kann die Bezugsebene im Bereich der Rammtiefe des Pfahles liegen (Bezugsebene 0—0, also $t \leq t_0$), oder aber sie liegt unterhalb der Rammtiefe des Pfahles (Bezugsebene 0'—0', also $t > t_0$). Im ersten Falle schneidet der Pfahl die Bezugsebene und gibt an der Durchdringung unmittelbar seine Mantelreibungskraft ab, während im zweiten Falle die Bezugsebene unterhalb des Pfahlfußes liegt und damit die Reibungsspannungen in der Mantellinie nie nur mittelbar erreichen. Beide Möglichkeiten sind in Abb. 4 dargestellt. Solange also die Bodenspannungen infolge Mantel-

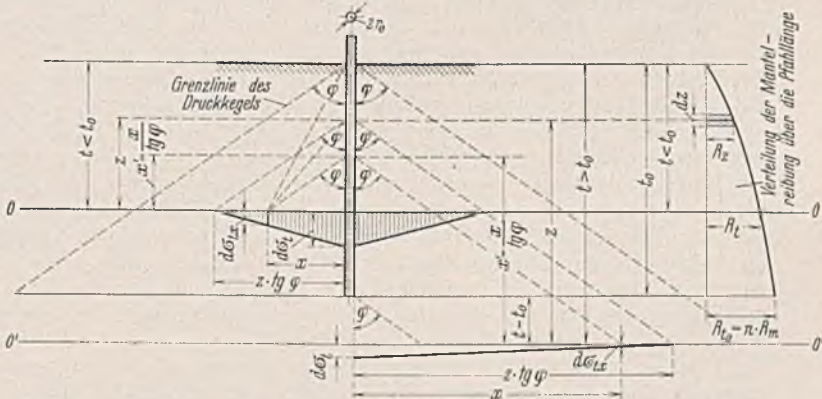


Abb. 4. Bestimmung der lotrechten Normalspannungen im Boden infolge Mantelreibung unter Anwendung der Dreiecksregel.

reibung innerhalb des Bereichs der Rammtiefe untersucht werden, gilt Bezugsebene 0—0, werden dagegen die Spannungen im Boden unterhalb des Pfahlfußes untersucht, so gilt Bezugsebene 0'—0'. Die +- Ordinaten sind hierbei für die z -Werte in Richtung Bodenoberfläche, für die x -Werte vom Pfahlmantel nach außen gewählt, so daß also der 0- bzw. 0'-Punkt des Koordinatensystems jeweils im Pfahlmantel für Bezugsebene 0—0 bzw. in der Verlängerung des Pfahlmantels für die Bezugsebene 0'—0' liegt.

Die lotrechte Spannungskomponente dicht am Pfahlmantel oder in der Verlängerung des Pfahlmantels wird damit:

$$d\sigma_t = \frac{6 r_0}{\text{tg}^2 \varphi} \cdot \frac{R_z dz}{z \left(\frac{3 r_0}{\text{tg } \varphi} + z \right)}$$

Setzt man

$$\frac{3 r_0}{\text{tg } \varphi} = r',$$

so wird:

$$(1) \quad d\sigma_t = \frac{2r'}{\operatorname{tg} \varphi} \cdot \frac{R_z dz}{z(r'+z)}$$

Innerhalb des Spannungsdreiecks verhält sich (vgl. Abb. 4):

$$\frac{d\sigma_t}{d\sigma_{tx}} = \frac{z \operatorname{tg} \varphi}{z \operatorname{tg} \varphi - x}$$

oder

$$(2) \quad d\sigma_{tx} = d\sigma_t \cdot \frac{z-x'}{z}$$

worin

$$x' = \frac{x}{\operatorname{tg} \varphi}$$

Vereinigt man Gl. (1) und (2), so ergibt sich:

$$(3) \quad d\sigma_{tx} = \frac{2r'}{\operatorname{tg} \varphi} \cdot R_z \cdot \frac{z-x'}{z^2(r'+z)} \cdot dz$$

Die lotrechte Normalspannung des Bodens σ_{tx} in der Tiefe t unterhalb der Bodenoberfläche und im Abstände x vom Pfahlmantel aus gemessen, erhält man nun durch Integration der Gl. (3), wobei die obere Grenze durch $z=t$ gegeben ist, die untere durch $z=x'$. Für den Fall $t > t_0$ ist hierbei zu beachten, daß x' im Minimum nur gleich $(t-t_0)$ werden kann, da ja von der Tiefe t_0 ab die Einwirkung der Mantelreibung aufhört (Abb. 4).

2. Verteilung der Mantelreibung je Flächeneinheit (R_z) über die Pfahllänge.

Voraussetzung für die Weiterführung der Rechnung ist die Kenntnis der Verteilung der Mantelreibung je Flächeneinheit R_z über die Pfahllänge. Wie eingangs schon erwähnt, bestehen hierüber heute noch keine eindeutigen Erkenntnisse. Für die den Formeln von Dörr⁸⁾ und Krey⁹⁾ zugrunde liegende Annahme, die Größe der Mantelreibung in körnigen Böden entspreche dem vorhandenen waagerechten Erddruck aus der Erddrucktheorie, nehme also proportional der Tiefe unter der Oberfläche zu, konnte bisher noch kein feststehender Beweis gebracht werden. v. Terzaghi¹⁰⁾ hat aus teils praktischen, teils theoretischen Überlegungen heraus nachgewiesen, daß die auf die Flächeneinheit des Pfahlmantels bezogene Reibung bei tonigen Böden mit gleichmäßig gespanntem Porenwasser vom Verdrängungswiderstand und damit von der Porenziffer und der Konsistenzform abhängig ist. Dies würde allerdings eine gewisse Unabhängigkeit von der Eindringungstiefe bedingen, so daß man sich für solche Fälle wohl mehr der Wirklichkeit nähert, wenn man gleichmäßige Verteilung der Mantelreibung voraussetzt, was bei einer homogenen Beschaffenheit eines Tonlagers sowieso zutreffend ist. In seiner letzten Veröffentlichung spricht v. Terzaghi¹¹⁾ davon, „daß die einschlägigen theoretischen Untersuchungen ausnahmslos zu der Schlußfolgerung führen, die Mantelreibung je Flächeneinheit nehme mit zunehmender Tiefe unter der Bodenoberfläche zu. Im Gegensatz dazu geht aus den Ergebnissen der vielen bereits durchgeführten Zugversuche hervor, daß dieser Reibungswert sogar bei Pfählen im Sandboden von der Tiefenlage des Pfahlabschnittes beinahe unabhängig ist¹²⁾. Bei Tonböden nimmt er sogar in vielen Fällen mit zunehmender Tiefe ab“. Gleichzeitig teilt v. Terzaghi über Modellversuche mit Einzelpfählen in einem trockenen Sand-Glimmer-Gemenge mit, „daß die Schubspannungen nahezu gleichmäßig über den Pfahlmantel verteilt sind und nur im untersten Teil des Pfahles dem Höchstwert zustreben. Im Augenblick der Überschreitung des Höchstwertes der Belastung bei ausgeschaltetem Spitzenwiderstand ist die Mantelreibung beinahe gleichmäßig über den Pfahlmantel verteilt“. Ein solches Gemenge von feinem Sand und pulverisiertem Glimmer hat die wichtige Eigenschaft, daß die Beziehungen zwischen Spannung und Formänderung nahezu mit jenen für weiche Tone übereinstimmen. Aus all dem ergibt sich, daß bei bindigen Böden die Annahme einer gleichförmigen Verteilung der Mantelreibung berechtigt sein dürfte. Bei körnigen Böden wird man wohl zwischen gleichförmiger und dreieckförmiger Verteilung der Mantelreibung über die Pfahllänge zu wählen haben.

Diese Überlegungen haben jedoch nur Gültigkeit für den Fall, daß der Boden über die gesamte Rammtiefe annähernd die gleiche Beschaffenheit behält, so daß also auch der Reibungsbeiwert zwischen Pfahlbaustoff und Boden derselbe bleibt. Abgesehen von der gewaltigen Strukturänderung des Bodens in der Nachbarschaft der Pfähle durch den Rammvorgang, wird der Rammgrund jedoch zumeist aus verschiedenen Bodenschichten zusammengesetzt sein, wobei also der Reibungsbeiwert mit der Tiefe veränderlich ist. Dabei trifft sich die Bodenschichtenfolge sehr

häufig so, daß der Reibungsbeiwert mit wachsender Tiefe unterhalb der Bodenoberfläche anwächst, so daß z. B. unter einer Schicht mit weichem Klei eine solche mit sandigem Klei und darunter wieder feiner kleiger Sand und später reiner Sand und Kies angetroffen werden. Für einen solchen Fall dürfte eine parabelförmige Verteilung der Mantelreibung etwa zutreffend sein. Die Ordnungszahl der Parabel wird dabei um so höher liegen, je mehr sich der Kraftflächenschwerpunkt gegen die Pfahlspitze zu verschiebt.

Von den äußerst verwickelten Verhältnissen beim Auftreten negativer Mantelreibung infolge noch in Konsolidation befindlicher Tonschichten soll im Rahmen dieser Arbeit abgesehen werden (s. auch unter Abschnitt III).

Die vorstehenden Überlegungen zeigen sinnfällig, daß man mit einer Annahme allein über die Verteilung der Mantelreibung nicht auskommt. Die Weiterentwicklung der Gl. (3) wird daher im folgenden für drei verschiedene Fälle durchgeführt:

- a) Verteilung der Reibung rechteckförmig,
- b) Verteilung der Reibung dreieckförmig,
- c) Verteilung der Reibung parabelförmig.

Die Bezeichnungen a, b und c werden zur Kennzeichnung der einzelnen Fälle innerhalb dieser Abhandlung beibehalten.

3. Die lotrechten Normalspannungen im Boden bei rechteckförmiger Verteilung der Mantelreibung.

Gemäß Abb. 5 ist: $R_z = R_m = \text{konst.}$

In Gl. (3) eingesetzt, wird für den Bereich $t \leq t_0$:

$$\sigma_{tx} = \frac{2r'R_m}{\operatorname{tg} \varphi} \int_{z=x'}^{z=t} \frac{z-x'}{z^2(r'+z)} \cdot dz$$



Abb. 5.

Rechteckförmige Verteilung der Mantelreibung.

Lösung des Integrals mit Hilfe der Integraltafel von Naske; damit wird:

$$(4) \quad \sigma_{tx} = \frac{2r'R_m}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{x'}{r'} \cdot \frac{1}{z} + \frac{r'+x'}{r'^2} \cdot \ln z - \frac{r'+x'}{r'^2} \cdot \ln(r'+z) \right]_{z=x'}^{z=t}$$

$$(5) \quad \sigma_{tx} = \frac{2R_m}{\operatorname{tg} \varphi} \left[x' \left(\frac{1}{t} - \frac{1}{x'} \right) + \frac{r'+x'}{r'} \left(\ln \frac{t}{x'} - \ln \frac{r'+t}{r'+x'} \right) \right]$$

Gl. (1) ist auf der Vorstellung aufgebaut, daß sich die Flächenlast der Mantelreibung aus unendlich vielen, beliebig kleinen Einzelkräften, die als punktförmige Einzellasten angesehen werden können, zusammensetzt (vgl. Abb. 2). Die Voraussetzung solcher Einzellasten ist freilich nur eine mathematische Vereinfachung, die jedoch dazu führt, daß auf die nähere Untersuchung der Spannungs- und Formänderungszustände in der aller-nächsten Nachbarschaft der Last verzichtet werden muß. Am besten denkt man sich um den Pfahl in einem bestimmten Abstände vom Pfahlmantel eine Hülle gelegt, die dann die Grenzfläche für die Bestimmung der Bodenpressungen bildet. Dieser Mindestabstand werde im folgenden mit $x=t_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi$ bezeichnet, so daß also x' und damit z im Minimum nur $=t_1$ für den Bereich $t \leq t_0$, bzw. nur $=t-t_0+t_1$ für den Bereich $t > t_0$ werden können.

Die Gleichung für die Bodenpressungen in der Grenzfläche lautet dann wie folgt:

Bereich $t \leq t_0$:

$$(6) \quad \sigma_{t,x=t_1} \operatorname{tg} \varphi = \frac{2R_m}{\operatorname{tg} \varphi} \left[t_1 \left(\frac{1}{t} - \frac{1}{t_1} \right) + \frac{r'+t_1}{r'} \left(\ln \frac{t}{t_1} - \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right) \right]$$

Andererseits kann man durch Integration von Gl. (1) die Bodenpressungen in der Mantellinie unmittelbar bestimmen, bzw. man kann in Gl. (4) durchweg x und damit $x'=0$ werden lassen, und die untere Grenze von z mit $z=t_1$ ($t \leq t_0$) bzw. $z=t-t_0+t_1$ ($t > t_0$) einsetzen. Man erhält dann:

Bereich $t \leq t_0$:

$$(6a) \quad \sigma_t = \frac{2R_m}{\operatorname{tg} \varphi} \left(\ln \frac{t}{t_1} - \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right)^{13)}$$

Für $t \rightarrow \infty$ nähert sich der Wert von σ_t in Gl. (6a) einem Grenzwert:

$$(7) \quad \max \sigma_t = \frac{2R_m}{\operatorname{tg} \varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1}$$

Bereich $t > t_0$: entsprechend Gl. (6a):

$$(8) \quad \sigma_t = \frac{2R_m}{\operatorname{tg} \varphi} \ln \frac{t(r'+t-t_0+t_1)}{(t-t_0+t_1)(r'+t)}$$

¹³⁾ In dem nachfolgenden Beispiel auf S. 735/36 wurde für t_1 aus praktischen Gründen = 1 cm gesetzt, wobei zu beachten ist, daß sämtliche anderen vorkommenden Dimensionen ebenfalls auf cm abgestellt sein müssen.

⁸⁾ Dörr, Die Tragfähigkeit der Pfähle, Berlin 1922, Wilh. Ernst & Sohn.

⁹⁾ Krey-Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 5. Auflage, Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

¹⁰⁾ v. Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Leipzig und Wien 1925, Fr. Deuticke.

¹¹⁾ v. Terzaghi, Die Setzung der Fundierungen und ihre Wirkung auf den Oberbau. De Ingen. 1935, Heft Nr. 50 u. 51.

¹²⁾ Silowirkung, Gewölbewirkung um die Pfähle!

4. Die lotrechten Normalspannungen im Boden bei dreieckförmiger Verteilung der Mantelreibung.

Gemäß Abb. 6 ist:

$$R_z = 2 R_m \cdot \frac{t-z}{t_0}$$

In Gl. (3) eingesetzt, ergibt sich für den Bereich $t \leq t_0$:

$$\sigma_{tx} = \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{r'}{t_0} \int_{z=x'}^z (t-z)(z-x') \cdot dz$$

Lösung des Integrals wie vor:

$$(9a) \left\{ \begin{aligned} \sigma_{tx} &= \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{r'}{t_0} \left[\frac{t x'}{r'} \cdot \frac{1}{z} + \frac{1}{r'} \left(t + x' + \frac{t x'}{r'} \right) \ln z \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{r'} \left(t + x' + \frac{t x'}{r'} + r' \right) \ln (r' + z) \right]_{z=x'}^{z=t} \end{aligned} \right.$$

$$(9) \left\{ \begin{aligned} \sigma_{tx} &= \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \left[x' \left(\frac{1}{t} - \frac{1}{x'} \right) \right. \\ &\quad \left. + \left(1 + \frac{x'}{t} + \frac{x'}{r'} \right) \left(\ln \frac{t}{x'} - \ln \frac{r'+t}{r'+x'} \right) - \frac{r'}{t} \cdot \ln \frac{r'+t}{r'+x'} \right] \end{aligned} \right.$$

Die Bodenpressungen in der Grenzfläche ergeben sich entsprechend den Überlegungen unter C3 wie folgt:

Bereich $t \leq t_0$:

$$(10) \left\{ \begin{aligned} \sigma_{t, x=t_1} \cdot \text{tg } \varphi &= \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \left[\frac{t_1}{t} - 1 \right. \\ &\quad \left. + \left(1 + \frac{t_1}{t} + \frac{t_1}{r'} \right) \left(\ln \frac{t}{t_1} - \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right) - \frac{r'}{t} \cdot \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right] \end{aligned} \right.$$

Bodenpressungen in der Mantellinie:

$$\begin{aligned} x &= x' = 0 \\ z_{\min} &= t_1 \quad (t \leq t_0) \\ &= t - t_0 + t_1 \quad (t > t_0) \end{aligned}$$

Dann ergibt sich aus Gl. (9a):

Bereich $t \leq t_0$:

$$(10a) \quad \sigma_t = \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \left[\ln \frac{t}{t_1} - \frac{t+r'}{t} \cdot \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right]^{14)}$$

Die dieser Gleichung zugeordnete logarithmische Linie hat die Asymptote ($t \rightarrow \infty$):

$$(11) \quad (\max) \sigma_t = \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} = m t^{14)}$$

Bereich $t > t_0$:

$$(12) \left\{ \begin{aligned} \sigma_t &= \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \left[\ln \frac{t}{t-t_0+t_1} \right. \\ &\quad \left. - \frac{t+r'}{t} \cdot \ln \frac{r'+t}{r'+t-t_0+t_1} \right]^{14)} \end{aligned} \right.$$

5. Die lotrechten Normalspannungen im Boden bei parabelförmiger Verteilung der Mantelreibung.

Gemäß Abb. 7 ist:

$$R_z = 3 R_m \cdot \frac{(t-z)^2}{t_0^2}$$

In Gl. (3) eingesetzt, ergibt sich für den Bereich $t \leq t_0$:

$$\sigma_{tx} = \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{r'}{t_0^2} \int_{z=x'}^z (t-z)^2 (z-x') \cdot dz$$

Lösung des Integrals wie vor:

$$(13a) \left\{ \begin{aligned} \sigma_{tx} &= \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{r'}{t_0^2} \left[z + \frac{t^2 x'}{r'} \cdot \frac{1}{z} + \frac{t^2}{r'} \left(1 + \frac{2 x'}{t} + \frac{x'}{r'} \right) \right. \\ &\quad \left. \cdot (\ln z - \ln (r' + z)) - (2 t + x' + r') \ln (r' + z) \right]_{z=x'}^{z=t} \end{aligned} \right.$$

$$(13) \left\{ \begin{aligned} \sigma_{tx} &= \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \left[\frac{r'}{t^2} (t-x') + x' \left(\frac{1}{t} - \frac{1}{x'} \right) \right. \\ &\quad \left. + \left(1 + \frac{2 x'}{t} + \frac{x'}{r'} \right) \left(\ln \frac{t}{x'} - \ln \frac{r'+t}{r'+x'} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{r'}{t^2} (2 t + x' + r') \ln \frac{r'+t}{r'+x'} \right] \end{aligned} \right.$$



Abb. 6. Dreieckförmige Verteilung der Mantelreibung.

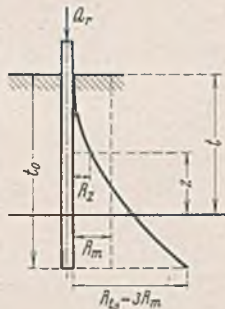


Abb. 7. Parabelförmige Verteilung der Mantelreibung.

Bodenpressungen in der Grenzfläche im Bereich $t \leq t_0$:

$$(14) \left\{ \begin{aligned} \sigma_{t, x=t_1} \cdot \text{tg } \varphi &= \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \left[\frac{r'}{t^2} (t-t_1) + \frac{t_1}{t} - 1 \right. \\ &\quad \left. + \left(1 + \frac{2 t_1}{t} + \frac{t_1}{r'} \right) \left(\ln \frac{t}{t_1} - \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{r'}{t^2} (2 t + t_1 + r') \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right] \end{aligned} \right.$$

Bodenpressungen in der Mantellinie:

Man setze in (Gl. 13a):

$$\begin{aligned} x &= x' = 0 \\ \text{und } z_{\min} &= t_1 \quad (t \leq t_0) \\ &= t - t_0 + t_1 \quad (t > t_0) \end{aligned}$$

Dann ergibt sich:

Bereich $t \leq t_0$:

$$(14a) \left\{ \begin{aligned} \sigma_t &= \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \left[\frac{r'}{t^2} (t-t_1) + \ln \frac{t}{t_1} \right. \\ &\quad \left. - \frac{(t+r')^2}{t^2} \cdot \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right]^{14)} \end{aligned} \right.$$

Auch die dieser Gleichung zugeordnete logarithmische Linie hat eine asymptotische Kurve, der sie sich für $t \rightarrow \infty$ unbegrenzt nähert. Es ist eine quadratische Parabel von der Form:

$$(15) \quad (\max) \sigma_t = \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} = m' \cdot t^{14)}$$

Bereich $t > t_0$:

$$(16) \left\{ \begin{aligned} \sigma_t &= \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \left[\frac{r'}{t^2} (t_0-t_1) + \ln \frac{t}{t-t_0+t_1} \right. \\ &\quad \left. - \frac{(t+r')^2}{t^2} \cdot \ln \frac{r'+t}{r'+t-t_0+t_1} \right]^{14)} \end{aligned} \right.$$

6. Veranschaulichung der entwickelten Gleichungen an Hand eines Beispiels.

Ein Rammpfahl mit einem Mantelumfang von $U = 138$ cm und einer Rammtiefe von $t_0 = 1000$ cm werde durch eine ruhende Auflast beansprucht. Den Spitzenwiderstand denken wir uns zunächst ausgeschaltet, so daß die Übertragung der Auflast in den Untergrund lediglich durch Mantelreibung geschieht. In Betracht kommt ein Pfahl mit einem mittleren Halbmesser von $r_0 = 22$ cm. Die Größe der mittleren Mantelreibung je Flächeneinheit R_m ist zunächst von untergeordneter Bedeutung, da die Gleichungen für den Quotienten $\frac{\sigma_{tx}}{R_m}$ ausgewertet werden sollen.

Einige Schwierigkeiten macht noch die richtige Wahl des praktischen Grenzwinkels der Druckverteilung.

In Abschnitt B3 wurde nachgewiesen, daß sich mit wachsender Gründungstiefe die Spannungsverteilungen im Boden den Verhältnissen im elastisch-isotropen Halbraum nähern, d. h. der Konzentrationsfaktor ν bis zu Werten zwischen 3 und 4 sinkt. In Anbetracht der unverhältnismäßig großen Gründungstiefe, die eine Pfahlgründung darstellt, soll deshalb dem vorliegenden Beispiel eine Spannungsverteilung mit der Ordnungszahl $\nu = 3$ zugrunde gelegt werden, was nach Strohschneider bedeutet, daß der Ausgangswinkel des Tragkörpers $\varphi_0 = 90^\circ$ wird. Diese Annahme trifft sicher zu für stark bindige Böden, die neben ihrer Druckfestigkeit auch über eine gewisse Schub- und Zugfestigkeit verfügen und damit den Eigenschaften fester Körper am nächsten kommen. Aber auch für körnige Böden dürfte man mit dieser Annahme der Wirklichkeit am nächsten kommen, wenn man die folgenden Überlegungen berücksichtigt:

Im Einflußgebiet eines Rammpfahles müssen zwei Bereiche streng unterschieden werden, der gestörte und der ungestörte Bereich. Durch das Einrammen des Pfahles treten Verschiebungen ein, die eine örtliche Verdichtung des Rammgrundes zur Folge haben. Die Bodenkörner werden ineinandergeschoben, labil aufgebaute Korngruppen stürzen zusammen, die Dichte der Lagerung nimmt zu. Die Verdichtung erreicht ihren Höchstwert dicht am Pfahlmantel und unter dem Pfahlfuß und nimmt nach den Seiten und nach der Tiefe zu ab. Jenseits der Störungsgrenze liegt der ungestörte Bereich; hier bleibt das ursprüngliche Gefüge erhalten und treten auch während der Rammung nur elastische Formänderungen auf¹⁵⁾.

Nun ist in der Praxis die statische Pfahlbeanspruchung (aus Bauwerkslast) stets um ein Vielfaches geringer als die dynamische (während des Rammvorganges), so daß ohne weiteres angenommen werden kann, daß auf Grund der Vorverdichtung des Bodens während des Rammens nunmehr die Auflast den für das elastische Verhalten des Bodens maßgebenden Grenzwert nicht mehr überschreitet. Es würde damit die Störungsgrenze dicht an den Pfahlmantel rücken, d. h. der Störungsbereich verschwinden. In

¹⁵⁾ Bei sehr dichter Pfahlstellung kann sich allerdings die Störung des Bodengefüges während des Rammvorganges auf den gesamten Rammgrund erstrecken, so daß von einer ungestörten Zone nichts mehr übrigbleibt.

¹⁴⁾ Vgl. Fußnote 13.

diesem Zusammenhang sei auch auf die theoretischen Untersuchungen von Fröhlich über den Einfluß der Gründungstiefe auf die Größe des plastischen Gebiets verwiesen, die in Abb. 11 ausgewertet sind¹⁰⁾.

Abb. 11 zeigt anschaulich, wie bereits bei einer Gründungstiefe von $t = 1,0$ m die Grenze des Fließbereiches sehr nahe an den Kraftangriffspunkt herangerückt ist.

Es wird deshalb im folgenden der praktische Grenzwinkel des Druckkegels gemäß Abschnitt B 4 mit $\varphi = 55^\circ$ in Rechnung gesetzt ($\text{tg } \varphi \approx 1,43$; $r' \approx 46$ cm).

In Abb. 8, 9 und 10 geschah die Auswertung der Gleichungen bei rechteckiger, dreieckförmiger und parabolischer Verteilung der Mantelreibung, wobei die Größe t_1 aus praktischen Überlegungen heraus mit $t_1 = 1$ cm eingesetzt wurde, d. h. die Bodenpressungen im umgebenden Erdreich werden nur bis zu einer Grenzfläche bestimmt, die im Abstände von $x = 1 \cdot \text{tg } \varphi = 1,43$ cm vom Pfahlmantel entfernt um den Pfahl herumführt, bzw. bei der Bestimmung der Bodenpressungen in der Mantelfuge wird der Einfluß der Mantelreibung auf 1 cm Pfahllänge direkt oberhalb der Bestimmungsebene vernachlässigt. Dabei ist zu beachten, daß auch sämtliche anderen Größen auf Zentimeter zurückgeführt werden. Aus den Kurven für die Bodenpressungen lassen sich ohne weiteres die Kurven gleichen Druckes entwickeln, die zu der „Isobaren“-Darstellung der Druckverteilung auf der rechten Seite der Abbildungen führt. Diese wurden allerdings im verzerrten Maßstab 1:10 (Abstand vom Pfahlmantel zur Rammtiefe) aufgezeichnet, um auch ein klares Bild in nächster Nähe des Pfahlmantels zu erhalten.

Eine vergleichende Isobaren-Darstellung für alle drei Fälle zeigt Abb. 12 in unverzerrtem Maßstabe.

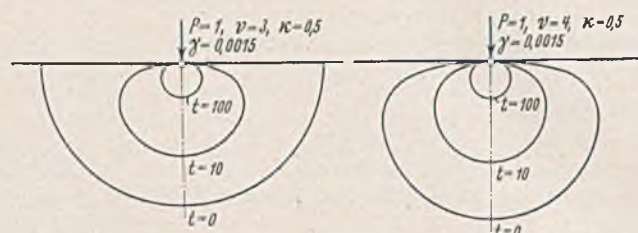


Abb. 11. Einfluß der Gründungstiefe auf die Größe des Fließbereiches für $\nu = 3$ und $\nu = 4$.

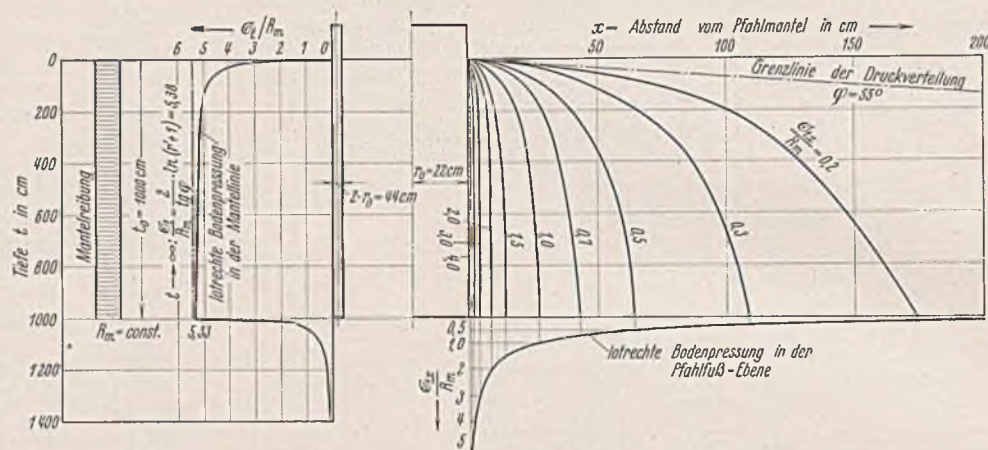


Abb. 8. Darstellung der lotrechten Bodenpressungen, hervorgerufen durch rechteckförmig verteilte Mantelreibung.

7. Folgerungen aus der theoretischen Bestimmung der Spannungsverteilung im Umkreise eines Pfahles infolge Mantelreibung.

Aus vorstehenden Untersuchungen lassen sich allgemein folgende Schlüsse ziehen:

a) Die Mantelreibung erzeugt dicht um den Pfahl herum eine schmale Zone erhöhten Bodendruckes, der jedoch sehr rasch abfällt und in kurzer Entfernung vom Pfahl nur noch geringe Werte annimmt.

b) Die lotrechten Bodenpressungen infolge Mantelreibung bei ruhender Auflast überschreiten für gewöhnlich die für den betreffenden Boden zulässige Höchstgrenze nicht (Größe von R_m s. S. 744), so daß also das Abgehen einer Pfahlgründung, deren Tragfähigkeit in der Hauptsache auf dem Reibungswiderstand zwischen Pfählen und dem umgebenden Boden beruht, in den seltensten Fällen auf Überbeanspruchung des Bodens zurückgeführt werden kann, sondern in der Überschreitung der hierfür maßgebenden Reibungswerte zu suchen ist. Im anderen Falle müßten ja sonst bedeutende Gefügeänderungen im Boden eintreten, was in der Praxis zumeist nur während der dynamischen Rammbeanspruchungen beobachtet werden kann. Eine Ausnahme hiervon bildet vielleicht das den Stahlpfählen eigentümliche leichte Anrostern, wobei mit dem umgebenden Erdreich ein solch inniger Zusammenschluß hergestellt wird, der die Größe der Reibungsziffer wesentlich steigert. Eine Erhöhung der Auflast kann jetzt nur noch so weit eintreten, bis entweder auch diese erhöhte Reibung überwunden oder eben die Tragfähigkeit des Bodens

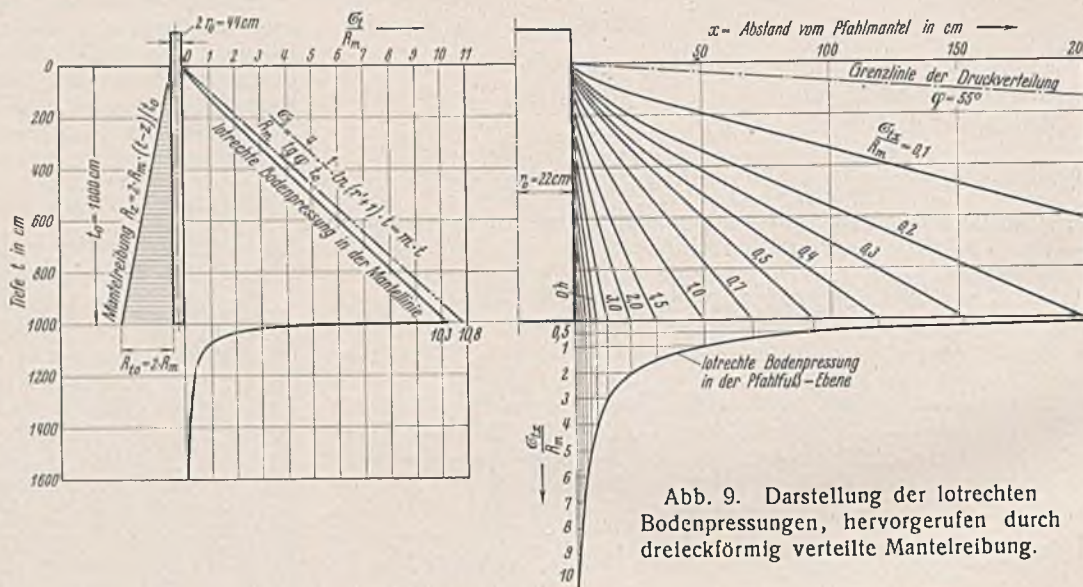


Abb. 9. Darstellung der lotrechten Bodenpressungen, hervorgerufen durch dreieckförmig verteilte Mantelreibung.

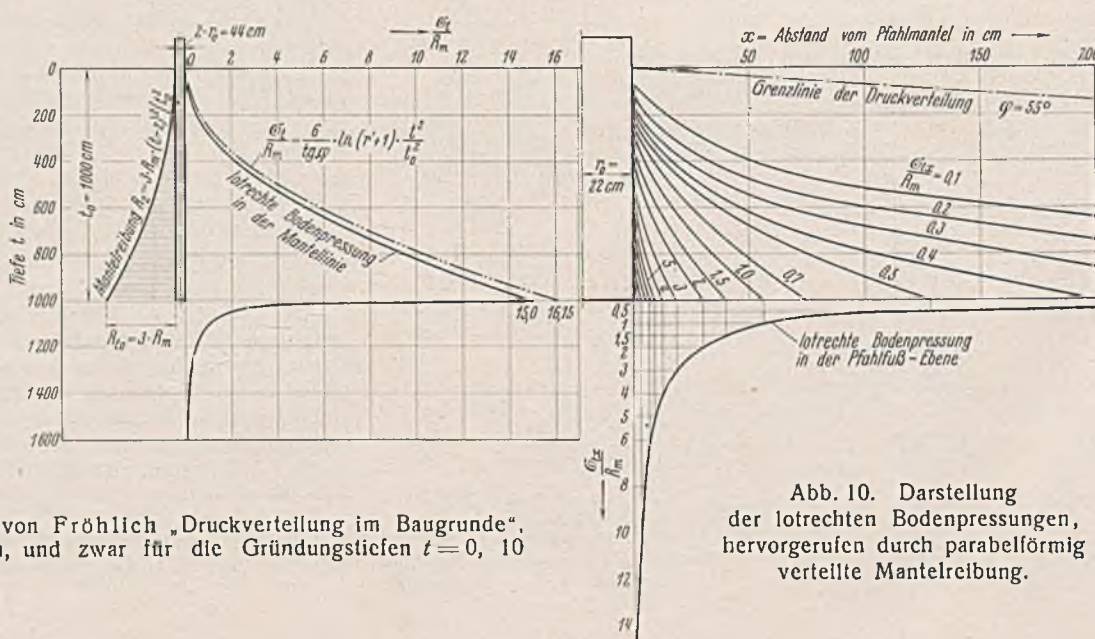


Abb. 10. Darstellung der lotrechten Bodenpressungen, hervorgerufen durch parabolförmig verteilte Mantelreibung.

¹⁰⁾ Die Abbildung ist dem Buche von Fröhlich „Druckverteilung im Baugrunde“, Wien 1934, Julius Springer, entnommen, und zwar für die Gründungstiefen $t = 0, 10$ und 100 cm.

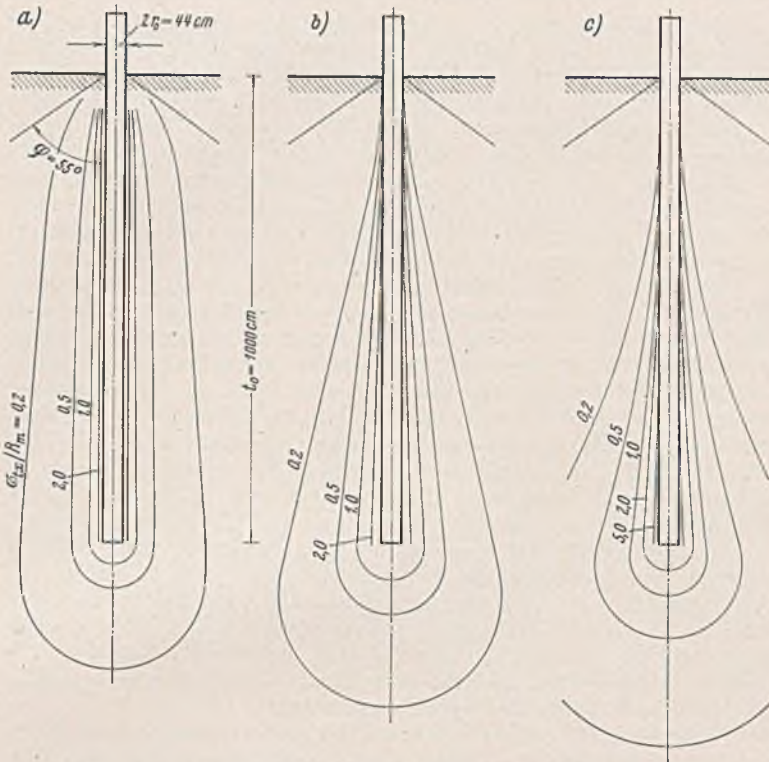


Abb. 12. Isobarschar bei rechteckförmiger, dreieckförmiger und parabolischer Verteilung der Mantelreibung.

überschritten worden ist. Im letzteren Falle tritt dann in nächster Nähe des Pfahlmantels ein Bodenbruch ein, für den als Grenzlast die Schubfestigkeit und damit innere Reibung des Bodens maßgebend ist.

c) Allgemein kann gesagt werden, daß im Abstände von 0,8 bis 1,2 m vom Pfahlmantel die Bodenpressungen bereits derartig kleine Werte erreichen, daß von einer Beeinflussung benachbarter Pfähle infolge von Drucküberschneidungen bei einem gegenseitigen Abstände von 1,6 bis 2,4 m kaum noch die Rede sein kann. Dies wird gleichzeitig durch Versuche von Dr.-Ing. Helm. Preß bestätigt, die er mit 7 m langen Bohrpfählen von 40 cm Durchm. in einem Berliner graugelben Sandboden angestellt hat. Er kam dabei zu dem Ergebnis, daß bei einem Pfahlabstand von $8d$ (d = Pfahldurchmesser) praktisch die Wirkung von einzeln stehenden Pfählen erreicht wird. Aus der seiner Veröffentlichung entnommenen Abb. 13 ist gleichzeitig zu ersehen, daß auch bei einer Verringerung des Abstandes der Pfähle bis zu $3d$ nur eine geringfügige Zunahme der Beeinflussung eintritt. Leider sind diese Versuche nur auf die gegenseitige Beeinflussung von zwei benachbarten Pfählen ausgedehnt worden, so daß die Ergebnisse für Pfahlgruppen kaum zahlenmäßig ausgewertet werden dürften. Wie weit übrigens die Annahme des günstigsten Pfahlabstandes als einem Vielfachen des Pfahldurchmessers Berechtigung hat, soll unter d untersucht werden.

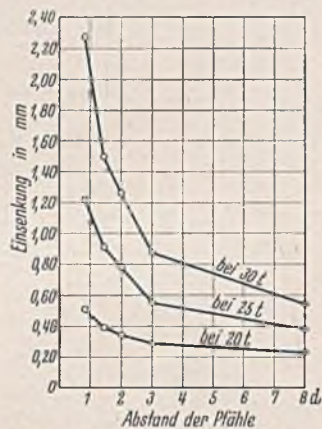


Abb. 13. Setzungen der Pfähle in Beziehung zum Abstände.

An dieser Stelle ist nun grundsätzlich zu unterscheiden zwischen einer Entfernung der Pfähle zur Erreichung möglichst geringer gegenseitiger Beeinflussung und einer Entfernung zur Erreichung der größten Tragkraft. Aus dem zugezogenen Beispiel mit Bohrpfählen geht schon hervor, daß die erste nur in ungestörtem Boden ermittelt werden kann. Im Gegensatz hierzu wird durch Rammfähle eine von Boden, Pfahlform und Eintreibungsart abhängige, je nach Art des Bodens und anderer Umstände bleibende oder sich vermindernde Verspannung und Verdichtung des Bodens verursacht*, die mit der Verringerung des Pfahlabstandes anwächst und damit die Tragkraft entscheidend beeinflusst. Auch hierüber hat H. Preß Versuche angestellt, wobei er zu nebenstehenden Ergebnissen gelangt (Abb. 14 u. 15). Diese sind jedoch insofern mit einem gewissen Vorbehalt zu verwenden, als sie zunächst nur für Berliner Sandboden gelten, dann aber vor allem, weil Preß wiederum stets nur den Abstand zweier Pfähle verändert, wobei die Abmessungen der Versuchspfähle verhältnismäßig klein sind (Abb. 14: 1,80 m lange Pfähle, 12 cm Durchm.; Abb. 15: 3 m lange Pfähle, 15 cm Durchm.). Immerhin zeigen die Diagramme den erheblichen Einfluß, den die Vorverdichtung und Ver-

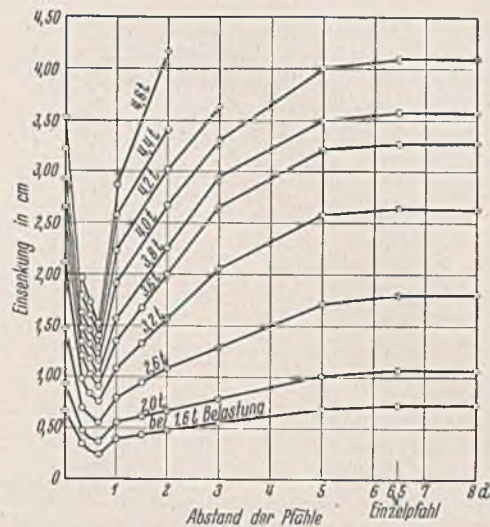


Abb. 14. Setzungen der Pfähle in Beziehung zum Abstände.

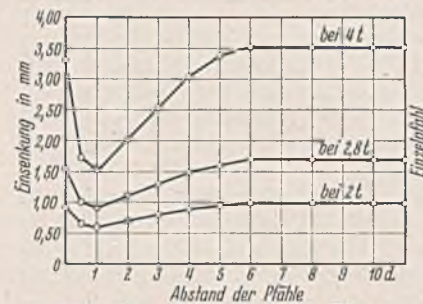


Abb. 15. Setzungen der Pfähle in Beziehung zum Abstände.

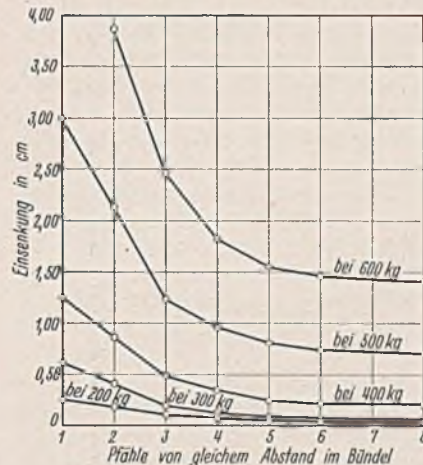


Abb. 16. Setzungen der Pfähle in Beziehung zur Pfahlanzahl.

in einem Viereck von 71 cm Seitenlänge standen, während der fünfte Pfahl in der Mitte angeordnet war. Hier konnte nun festgestellt werden, daß bei ausschließlicher Belastung der vier Außenpfähle der Mittelpfahl sich unbelastet mitbewegte. Unter Berücksichtigung der vorstehend gemachten Überlegungen ist es klar, daß eine allgemein gültige Regel über den richtigen Pfahlabstand nicht gegeben werden kann. Auf Grund der Isobarendarstellung läßt sich jedoch für solche Böden, die eine Verdichtung nur in sehr geringem Umfange erfahren (bei kolloidreichem Schlamm sowie homogenen Tonmassen erfolgt Bodenverdrängung in der Hauptsache durch Auftrieb), angeben, daß ein Pfahlabstand von mindestens 2 m anzustreben ist, um die Tragkraft der Pfähle wirtschaftlich auszunutzen. Für verdichtungsfähige Böden (Sand, Kies, Lehm usw.) dagegen dürften, vor allem mit Rücksicht auf den wesentlich gesteigerten Spitzenwiderstand, die Abstände wesentlich geringer werden, wobei wohl durch die Praxis die Grenzen gesetzt werden. Hier ist allerdings einige Vorsicht am Platze, als z. B. bei Lehmboden ein langsames Zurückgehen der Verdichtung im Laufe der Jahre beobachtet werden kann¹⁸⁾, s. a. ¹⁹⁾ und ¹⁰⁾.

¹⁷⁾ Sprenger, Eenige beschouwingen over de draagkracht van heipalen, De Ingen. 1931, Nr. 12.

¹⁸⁾ Preß, Belastungsversuche an Rammfählen verschiedener Größe und Form, Bautechn. 1934, Heft 23.

¹⁹⁾ Dörr, Die Tragfähigkeit der Pfähle, Bautechn. 1932, Heft 35.

spannung des Bodens durch das Einrammen der Pfähle in körnigem Boden auf die Tragkraft ausübt. Die Ergebnisse der Versuche von Preß gelten allerdings für die gemeinsame Wirkung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand, jedoch steht mit Sicherheit fest, daß die Mantelreibung hierbei eine entscheidende Rolle spielt.

Der Vollständigkeit halber sei noch ein weiterer Versuch von Preß erwähnt, der in Abb. 16 ausgewertet ist. Es handelt sich dabei um die Belastung von Pfahlgruppen aus 2, 3, 4, 5, 6 und 8 Pfählen 12 cm Durchm., 1,80 m lang, wobei die Pfähle durchweg im gleichen Abstände = $3,3d$ gerammt waren. Mit der größeren Anzahl der Pfähle wurde der Boden immer mehr verdichtet, so daß die Tragfähigkeit bei gleichbleibenden Pfahlabständen mit der Anzahl der Pfähle anwuchs. Dieses Ergebnis dürfte wohl in der Hauptsache auf die Wirkung des Spitzenwiderstandes zurückzuführen sein, da die Praxis genugsam gelehrt hat, daß bei dicht zusammenstehenden Pfahlbündeln die Mantelreibung am einzelnen Pfahl vollkommen ausgeschaltet wird, daß vielmehr der gesamte von den Pfählen eingeschlossene Bodenkern bei der Belastung mit den Pfählen abgeht. Hier wirkt lediglich die Reibung am Umfang der geschlossenen Pfahlgruppe.

Ein glänzendes Beispiel hierfür teilt Ing. J. J. I. Sprenger¹⁷⁾ mit. Auf dem Gebiete von Hoboken wurden in einem sehr weichen Boden zum Zwecke einer Probebelastung fünf Kiefernholzpfähle gerammt, wovon vier

d) Wieweit ist nun die aus Mantelreibung resultierende Bodenpressung vom Pfahldurchmesser abhängig? Um hierüber Aufschluß zu erhalten, genügt es, die Gleichungen der asymptotischen Kurven der drei untersuchten Fälle [Gl. (7), (11), (15)] auszuwerten, wobei sich für veränderliches r natürlich logarithmische Linien ergeben, wie Abb. 17 zeigt²⁰⁾.

Ergebnis: Innerhalb des üblichen Bereichs der Pfahlgrößen (20 cm bis 50 cm Durchm.) schwankt die größte Bodenpressung bei gleichen Bedingungen nur zwischen dem 1- und 1,3fachen Werte. Da außerdem die Grenze der Druckverteilung, wie eingangs erwähnt, unabhängig von Belastungsfläche und -größe ist, also auch unabhängig vom Pfahldurchmesser, dürfte die Größe des Pfahldurchmessers nur von untergeordnetem Einfluß sowohl auf Größe wie auch auf Verteilung des Bodendrucks sein. Eine lineare Abhängigkeit in irgendeiner Form ist jedenfalls nirgends anzutreffen. Damit ist auch die in der Literatur oft anzutreffende Festsetzung des Mindestpfahlabstandes als einem Vielfachen des Pfahldurchmessers unhaltbar^{21), 22), 23)}.

e) Der Bodendruck aus Mantelreibung wirkt sich natürlich auch noch im Bereich unterhalb des Pfahlfußes aus, und zwar theoretisch bis in unendliche Tiefe. Aus den Abb. 8, 9, u. 10 erkennt man aber, daß die Höchstwerte σ_t in der Fortsetzung der Mantellinie sehr rasch abfallen, so daß sie im vorliegenden Falle etwa 1,0 m unterhalb nur noch die Größe von etwa 1,5 bis 1,0 R_m und 2,0 m nur noch von 1,2 bis 0,4 R_m besitzen.

D. Die Spannungsverhältnisse im Boden infolge Spitzenwiderstand.

1. Charakteristische Merkmale der Druckübertragung am Pfahlfuß.

a) Die Gründungstiefe ist im Vergleich zur Flachgründung stets eine beträchtliche. Der Boden hat hier bereits unter seinem Eigengewicht, vielleicht auch auf Grund seiner Entstehungsgeschichte eine größere Dichte.

b) Die Druckübertragung an der Pfahlspitze geschieht für gewöhnlich stets in tragfähigen Bodenarten, entweder Sand- und Kessschichten, festen Tonen und Fels. Alle übrigen Bodenarten, wie weiche Tone usw., können zur Aufnahme von Spitzendruck nicht herangezogen werden. Damit sind die möglichen Verhältnisse am Pfahlfuß sehr eingeschränkt. Entweder ist also körniges, verdichtungsfähiges Material vorhanden, oder es stehen feste Tone, Mergel, Letten usw. an, die auf Grund ihrer Entstehungsgeschichte sowie der großen Ueberlagerungshöhe im Laufe der Jahrhunderte durch Abgabe ihres Porenwassers einen hohen Grad von Dichte erreicht haben.

c) Durch den Rammvorgang bildet sich im körnigen Boden um den Pfahlfuß herum eine derart verdichtete Zone, daß die Annahme berechtigt erscheint, die vom Bauwerk durch die Pfahlspitze zu übertragende Last werde im Boden keinerlei Gefügeänderung mehr verursachen. In vielen Fällen wurde z. B. in Rotterdam gefunden, daß sich bei Belastungsversuchen der Spitzendruck bei Holzpählen auf 110 bis 150 kg/cm² belaufen hatte¹⁷⁾. Ein solch hoher Druck bei Sandboden ist nur dann erklärlich, wenn man eben annimmt, daß sich rund um die Pfahlspitze ein Bereich aus verdichtetem Sande formt, der sich wie ein fester Körper verhält²⁴⁾.

2. Verteilung des Sohldruckes über den Pfahlfuß.

Voraussetzung für die Aufstellung einer Gleichung zur Bestimmung der lotrechten Normaldrücke im Boden infolge Spitzenwiderstandes ist die Kenntnis der Druckverteilung unter dem Pfahlfuß.

²⁰⁾ In Abb. 17 entspricht $\max \sigma_t$ den lotrechten Bodenpressungen dicht am Pfahlfuß ($t = t_0$), und zwar gilt Linie a für rechteckförmige, Linie b für dreieckförmige und Linie c für parabolische Verteilung der Mantelreibung. Die Werte von σ_t sind hierfür entsprechend dem Charakter der Gl. (7), (11) und (15) von der Rammtiefe unabhängig.

²¹⁾ Hütte III, 26. Auflage, Berlin 1934, Wilh Ernst & Sohn.

²²⁾ Preß, Die Tragfähigkeit von Pfahlgruppen in Beziehung zu der des Einzelpfahles, Bautechn. 1933, Heft 45.

²³⁾ Loos, Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten und Gründungen, Berlin 1935, J. Springer.

²⁴⁾ Es ist möglich, daß ein so hoher Widerstand am Pfahlfuß zum großen Teil auch auf die Mantelreibung am untersten Ende des Pfahles zurückzuführen ist, jedoch ändert dies nichts an der erwähnten Tatsache (s. auch 745).

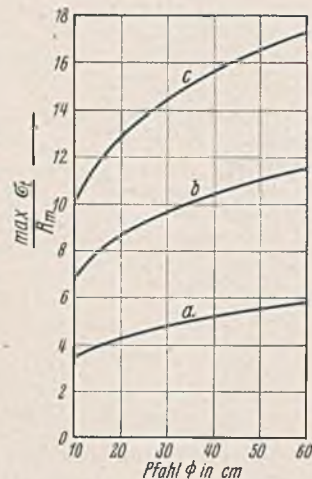


Abb. 17. Abhängigkeit der lotrechten Bodenpressung aus Mantelreibung vom Pfahldurchmesser.

Bekanntlich besteht ein grundsätzlicher Unterschied im Charakter der Sohldruckverteilung zwischen Schüttungen aus körnigem Boden und festen Körpern. Hierfür sind die Randbedingungen ausschlaggebend. Während im ersten Falle die Körner in der Nachbarschaft des Randes seitlich ausweichen und damit wenig oder gar keinen Druck übertragen können, so daß der Hauptteil der Bodenreaktion in der Sohlmitte gestellt werden muß, ist beim festen Körper infolge der schub- und zugfesten Verbindung aller Teile der Ring außerhalb der Lastfläche gezwungen, an der Einsenkung teilzunehmen. Es ist klar, daß hierbei die Randspannungen besonders hoch werden müssen.

Wieweit die allgemeinen Verhältnisse unterhalb dem Fuße eines gerammten Pfahles dem einen oder anderen Extrem nahekommen, läßt sich mit Sicherheit nicht entscheiden, zumal diese ganzen Überlegungen voraussetzen, daß es sich um völlig starre und ebene Lastplatten handelt. Der Fuß eines Rammpfahles kann nun wohl stets als star angesehen werden, jedoch in den seltensten Fällen als eben. Es wird im Gegenteil dem Pfahlfuß nach Möglichkeit eine spitz zulaufende Form gegeben, um die Wirkung des seitlichen Ausweichens der Bodenkörner noch zu unterstützen und damit eine leichtere Rammung zu erzielen, neben praktischen Gründen, wie ein Aufreißen bei Holzpählen zu verhindern.

Aber es genügt wohl hier anzudeuten, daß diese spitze Fußform lediglich für die dynamische Rammbeanspruchung ihre besondere Bedeutung hat²⁵⁾, was schon dadurch unterstrichen wird, daß bei stumpfen Pfählen die Natur selbst für eine solche sorgt durch Bildung eines pyramiden- bis halbkugelförmigen Erdkeiles unter dem Pfahlfuß.

Für die hier anzustellenden Betrachtungen wird es daher genügen, eine mittlere Pfahlfußebene zugrunde zu legen.

Maßgebend für die anzunehmende Sohldruckverteilung ist die Größe der inneren Reibung des Bodens sowie einer etwa vorhandenen Zugfestigkeit. Nach dem unter 1a bis c Gesagten dürfte die innere Reibung und damit Schubfestigkeit des Bodens im Umkreise des Pfahlfußes stets sehr groß sein. Damit wird das Ausweichen der Bodenteile am Pfahlrande nach der Seite und nach oben hin erschwert und die Druckverteilung über den Pfahlquerschnitt gleichmäßiger. Da eine Pfahlgründung auf Fels des seltenen Vorkommens wegen für unsere Betrachtungen ausscheidet, wird deshalb im folgenden die vereinfachende Annahme einer rechteckförmigen Sohldruckverteilung gemacht.

3. Die lotrechten Normalspannungen des Bodens in der Pfahlachse σ_z .

Die lotrechten Normalspannungen des Bodens in der Lastflächenachse einer gleichmäßig belasteten Kreisfläche bestimmt Fröhlich²⁶⁾, ausgehend von Gl. I B (3) wie folgt (s. auch Abb. 22):

$$(1) \quad \sigma_z = q_0 (1 - \cos^2 \varphi_r),$$

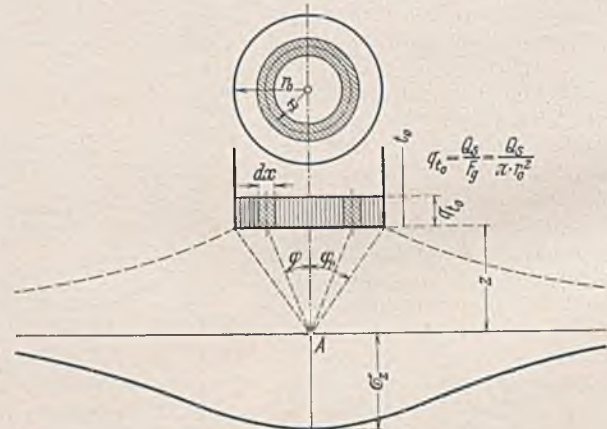


Abb. 22.

worin q_0 die Flächenbelastung je Einheit in der Rammtiefe t_0 und φ_r den Winkel bedeutet, den der äußerste Fahrstrahl zwischen dem zu be-

²⁵⁾ Beweis hierfür liefern die Versuche von Preß und Kögler²⁶⁾, ²⁷⁾, ²⁸⁾, die die Erforschung der Abhängigkeit der Einsenkungen von der Größe der Lastfläche an der Oberfläche von Schüttungen bei ruhender Auflast zum Ziele hatten und bei denen sich herausstellte, daß eine Pfahlwirkung, d. h. das Ueberwiegen des seitlichen Ausweichens des Bodens für festen Sandboden erst bei Flächen von kleiner als 1000 cm² an eintritt (für Lehmboden noch wesentlich weniger). Da mit wachsender Gründungstiefe das seitliche Ausweichen des Bodens sehr erschwert wird, dürfte für alle normalen Pfahlgrößen bei rein statischer Beanspruchung eine Pfahlwirkung nicht eintreten.

²⁶⁾ Preß, Berlin, Baugrundbelastungsversuche mit Flächen verschiedener Größe, Bautechn. 1930, Heft 42.

²⁷⁾ Preß, Baugrundprobelastungen, ihre Auswertung und die an den Bauwerken gemessenen Setzungen, Bautechn. 1932, Heft 30.

²⁸⁾ Kögler, Über Baugrund-Probelastungen, Alte Verfahren, Neue Erkenntnisse, Bautechn. 1931, Heft 24.

trachtenden Achspunkt und der Lastfläche mit der Lotrechten bildet. Gemäß den Überlegungen unter Ziffer 1 dieses Abschnitts kann mit ziemlicher Sicherheit für alle Bodenarten, die einigermaßen Spitzendruck aufzunehmen imstande sind, angenommen werden, daß sie sich bei statischer Auflast nahezu wie eine elastisch-isotrope Masse verhalten, d. h. wir können in Gl. (1) $\nu = 3$ setzen. Dann wird:

$$(2) \quad \sigma_z = q_{t_0} (1 - \cos^3 \gamma_r),$$

ein Ergebnis, das bereits früher verschiedentlich im Schrifttum über Druckverteilung angeführt wurde^{7) 10)}.

Von einer gewissen Tiefe ab, für die der Einfluß der Lastfläche im Vergleich zur Einzellast keine Bedeutung mehr hat, kann Gl. (2) durch die entsprechende Gleichung für die Einzellast ersetzt werden. Aus Gl. 1 B (3) ergibt sich dann für $\nu = 3$ und $\varphi = 0^\circ$:

$$(3) \quad \sigma_z = \frac{3 Q_s}{2 \pi z^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{r_0^2}{z^2} \cdot q_{t_0},$$

worin Q_s den Anteil des Spitzendruckes an der Tragkraft des Pfahles Q bedeutet und r_0 den Halbmesser des Pfahlquerschnitts.

Bei der Bestimmung der lotrechten Normalspannungen des Bodens auch außerhalb der Pfahlachse stößt man auf außerordentliche mathematische Schwierigkeiten. Die Lösung dieser Aufgabe ist jedenfalls so umständlich, daß im Rahmen dieser Arbeit davon abgesehen werden soll, zumal die Kenntnis dieser Spannungen für die nachfolgenden Setzungsberechnungen nicht unbedingt erforderlich ist.

4. Auswertung der Spannungsgleichungen des Bodens für den Spitzendruck.

In Weiterführung des Beispiels von S. 735 ist in Abb. 18 das Ergebnis der Gl. (2) u. (3) dargestellt.

Ebenso wie bei der Wirkung der Mantelreibung geht auch hier die Einflußtiefe theoretisch bis ins Unendliche, praktisch jedoch fällt die lotrechte Bodenpressung zunächst so rasch ab, daß in 1 bzw. 2 m Tiefe unterhalb Pfahlfuß nur noch 7 bzw. 2% des Sohldruckes q_{t_0} vorhanden sind. Bei einer Tiefe von rd. $z = 3d$ schneiden sich die Kurven der beiden Gl. (2) und (3), so daß also angenommen werden kann, daß unterhalb der Tiefe $3d$, vom Pfahlfuß aus gemessen, die Flächenlast des Pfahlfußes nur noch als Einzellast wirksam ist. —

Bisher wurden lediglich die im Boden infolge Mantelreibung oder Spitzendruck erzeugten lotrechten Normalspannungen berücksichtigt. Die Behandlung auch der waagerechten Normalspannungen, der Schubspannungen sowie der Hauptspannungen würde sicher noch manche interessanten Aufschlüsse ergeben, führt aber über den Rahmen dieser Arbeit hinaus. Da die lotrechten Normalspannungen als Ausgangsgrößen für die im nächsten Abschnitt zu behandelnden elastischen Formänderungen des Bodens allein in Betracht kommen, war ihre Bestimmung eine vordringliche Aufgabe.

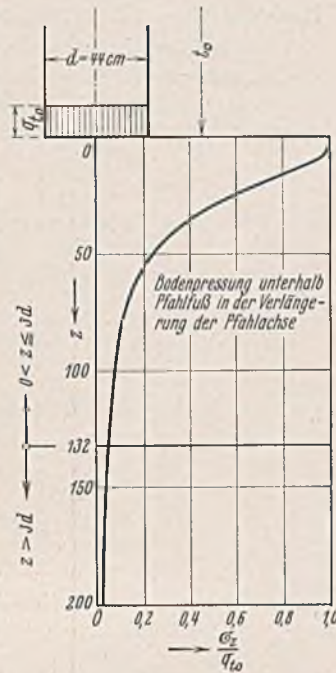


Abb. 18. $\frac{\sigma_z}{q_{t_0}}$ -Linie bei gleichmäßig über den Pfahlfuß verteiltem Sohldruck.

II. Setzungen der Pfähle im Boden.

A. Lastfläche nach v. Terzaghi und Einfluß der Zeit auf die Setzung von Pfählen.

Sande und Tone zeigen sich in ihrem Verhalten beim Aufbringen einer Last sehr verschieden. Während bei den Sanden infolge ihrer geringen Zusammendrückbarkeit und großen Durchlässigkeit eine Angleichung des etwa vorhandenen Wassergehaltes an die geänderten Druckverhältnisse sehr rasch geschieht, so daß die zu übertragenden Normalspannungen von vornherein durch die Festsubstanz des Sandes getragen werden, wird bei den Tönen infolge ihrer geringen Wasserdurchlässigkeit und großen Zusammendrückbarkeit im Augenblick des Aufbringens einer Belastung diese ausschließlich durch einen entsprechenden Überdruck im Wasserinhalt der Tonsubstanz aufgenommen. Die Größe dieses hydrostatischen Überdruckes wird demnach durch die Linien der lotrechten Normalspannungen dargestellt, wofür v. Terzaghi²⁰⁾ den Begriff der „Nullisochronen“ einführt. Mit dem allmählichen Entweichen des Wassers, an den Grenzflächen der Tonschicht beginnend, geht der Verfestigungsvorgang und damit eine Zusammendrückung der Tonschicht parallel, solange, bis sich

der Wasserüberdruck im Laufe der Zeit auf Null ausgeglichen hat. Man kommt damit zu dem Begriff der „Endisochrone“, die zumeist mit der Ordinatenachse zusammenfällt. Die von Null- und Endisochrone eingeschlossene Fläche bezeichnet v. Terzaghi mit „Lastfläche F_0 “.

Die im vorhergehenden Abschnitt für Pfahlgründungen ermittelten Linien der lotrechten Bodenpressungen (Abb. 8, 9, 10, 18 u. 20) werden also in der Tonmechanik als Nullisochronen bezeichnet und die von ihnen eingeschlossenen Flächen in bezug auf die Ordinatenachsen als Lastflächen F_0 . Diese Flächen geben in jedem Falle ein Maß für die Zusammendrückung des Bodens, nur mit dem einen Unterschiede, daß bei Tönen dieser Konsolidationsvorgang längere Zeit in Anspruch nimmt. Bei Pfahlgründungen in und auf bindigen Böden ist also im Gegensatz zu solchen auf körnigen Böden stets mit einem längeren Setzungsvorgang zu rechnen.

B. Das elastische Verhalten des Bodens am Mantelumfang.

1. Die Setzung, die ein Rammpfahl beim Aufbringen einer ruhenden Auflast infolge elastischen Nachgebens des Bodens am Mantelumfang erleidet, läßt sich nur angenähert auf theoretischem Wege ermitteln. Für die Unsicherheiten in der Berechnung lassen sich folgende Gründe anführen:

a) Die elastischen Formänderungen sind beim Boden wesentlich anders geartet als bei festen Körpern. Hier handelt es sich neben der elastischen Formänderung der einzelnen Bodenkörner noch um eine durch elastische Formänderung der Körner bewirkte zurückbildbare Änderung der Struktur. Da die letztere der Hauptanteil an der Elastizität des Bodens bildet, muß man demnach „die Elastizität des Bodens als eine solche des Gefüges bezeichnen und die elastische Ausdehnung des Bodens ist von einer Feinbewegung im Gefüge begleitet¹¹⁾. Von v. Terzaghi wurde beobachtet, daß sich der Boden bei einer ersten Belastung stets plastisch verhält, wobei dieses Verhalten in sehr weitgehendem Maße durch seinen augenblicklichen Zustand, d. h. seine Vorgeschichte, bestimmt wird. Dieser ersten Verdichtung entspricht eine Überführung des Bodengefüges aus einem mehr labilen in einen stabilen Zustand. Bei einer nunmehrigen Entlastung und Wiederbelastung des Bodens in gewissen Grenzen kann mit ziemlicher Sicherheit angenommen werden, daß er sich rein elastisch verhält.

In den gleichen Verhältnissen befindet sich der Rammgrund. Die Rammung bedeutet für ihn die erste sehr ausgiebige Belastung, die wesentlich geringere Auflast aus dem zu gründenden Bauwerke die zweite Belastungsperiode.

Da also die Böden ihrem elastischen Verhalten nach dem Hookeschen Gesetz nicht folgen, ist eine rechnerische Erfassung ihrer elastischen Setzungen sehr erschwert.

v. Terzaghi wählt zur Kennzeichnung der Elastizität eines Bodens den Verlauf der Hystereseschleife, die auf Grund der elastischen Nachwirkungen bei Entlastung und Wiederbelastung des Bodens entsteht und deren Verhalten also gemäß dem oben Gesagten rein elastisch ist. Er beschreibt diese Kurve („Schwellkurve für Tone und Sande“) als eine logarithmische Linie, die die Abhängigkeit der Porenziffer ϵ von der Belastung darstellt.

$$(1) \quad \epsilon = -\frac{1}{A} \cdot \ln(p + p_0) + C.$$

Die Größen A , p_0 und C sind Festwerte für eine bestimmte Sand- und Tongattung. Die Größe p_0 stellt die Anfangsspannung dar und ist bei bindigen Böden durch das Druckäquivalent p_k der Konsistenzform zu ersetzen. Der Koeffizient $\frac{1}{A}$ wird als Schwellbeiwert bezeichnet.

Unter der vereinfachenden Annahme, daß man für die Porenziffer ϵ unter den üblichen Verhältnissen einen konstanten Mittelwert ϵ_m einsetzen darf, findet man für den Elastizitätsmodul E_b des Bodens den Wert²⁾:

$$(2) \quad E_b = \frac{p + p_0}{\omega},$$

worin

$$(3) \quad \frac{1}{\omega} = A(1 + \epsilon_m)$$

ist. Der Elastizitätsmodul E_b stellt sich damit als ein von der Belastung des Bodens p linear abhängiger Wert dar. Setzt man für $p = \sigma_t + \gamma t$, so geht Gl. (2) über in die Form:

$$(4) \quad E_b = \frac{\sigma_t + \gamma t + p_0}{\omega}.$$

Mit Rücksicht auf das Eigengewicht des Bodens, seinen allg. reinen Spannungszustand (Porenziffer usw.) sowie seine zusätzliche Belastung aus der Mantelreibung ändert sich somit der Wert E_b mit wechselnder Tiefe des Rammgrundes beständig.

v. Terzaghi und Fröhlich sprechen stets nur von Elastizitäts- bzw. Zusammendrückungsmodul. Da dieser in der Bodenmechanik eine abhängige Größe darstellt, ist der Begriff „Modul“ eigentlich nicht mehr an Platze. Die Frage, wie dieser Ausdruck sinngemäß zu ersetzen wäre, bliebe zu überlegen.

²⁰⁾ v. Terzaghi-Fröhlich, Theorie der Setzung von Tonschichten, Leipzig und Wien 1936, Fr. Deuticke.

Der Schwellwert selbst schwankt nun ebenfalls wieder in sehr weiten Grenzen, und zwar wird er von v. Terzaghi für typische Tone zu $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{70}$ und für Sand zu $\frac{1}{130}$ bis $\frac{1}{160}$ angegeben³⁰⁾,³⁰⁾.

b) Die lotrechten Spannungskomponenten bewirken ein Zusammen-drücken des Bodens, wobei er sich gleichzeitig nach der Seite zu (also vom Pfahl weg) etwas ausdehnt. Bei Zugrundelegung der Schwellkurve zur Kennzeichnung der Elastizität eines Bodens muß die weitere Vereinfachung getroffen werden, daß die seitliche Ausdehnung des auf Druck beanspruchten Bodenkernes vollkommen verhindert sei.

c) Der Berechnung der Bodensetzungen werden die Bodendruckkomponenten unmittelbar am Pfahlmantel σ_t zugrunde gelegt. In Wirklichkeit sind das Spitzenwerte, die nur für eine sehr schmale Zone dicht um den Pfahl herum Berechtigung haben, während im übrigen die Spannungen nach außen hin sehr rasch abfallen. Wie weit sich nun die Setzungen der einzelnen Bodenringe in verschiedenen Entfernungen vom Pfahlmantel gegenseitig beeinflussen (zwangläufige Angleichung an die Setzungen des Nachbarringes), kann nicht angegeben werden. Auch die Annahme einer mittleren Bodendruckkomponente ($\sigma_{t, \text{xm}}$) ist wegen ihrer allgemeinen Unsicherheit nicht berechtigt. Bei Zugrundelegung der Werte σ_t hat man jedenfalls die Gewißheit, daß sich eher zu große als zu kleine Setzungen ergeben.

2. Die elastischen Formänderungen des Bodens infolge Mantelreibung.

Die elastische Setzung s_{rt} eines beliebigen Punktes des Halbraumes am Pfahlumfang in der Tiefe t , bezogen auf die Pfahlfußebene, ist bestimmt durch die Gleichung

$$(5) \quad s_{rt} = \int_{t=t}^{t=t_0} \varepsilon dt,$$

worin ε die Zusammendrückung der Tiefeneinheit bedeutet. Innerhalb des elastischen Bereiches sind die Dehnungen den Spannungen proportional, und zwar in folgender Beziehung:

$$(6) \quad \varepsilon = \frac{\sigma_t}{E_b}.$$

Vernachlässigt man zunächst den Einfluß der durch die Mantelreibung hervorgerufenen lotrechten Normalspannung σ_t auf die Größe des Elastizitätsmoduls, so erhält man für diesen die Gleichung

$$(7) \quad E_b = \frac{\gamma t + p_0}{\omega}.$$

Gl. (5) bis (7) zusammengefaßt ergibt:

$$(8) \quad s_{rt} = \omega \int_t^{t_0} \frac{\sigma_t dt}{\gamma t + p_0}.$$

Die Werte für σ_t sind dem ersten Abschnitt über die Druckverteilung im Boden zu entnehmen. Bei den vielerlei Unsicherheiten des Verfahrens sei die kleine Ungenauigkeit erlaubt, statt der Gleichungen für die logarithmischen Kurven für σ_t die Gleichungen der zugehörigen asymptotischen Kurven zu verwenden. Damit vereinfacht sich die Rechnung sehr wesentlich, ohne eine größere Ungenauigkeit einzutauschen³¹⁾. Für die drei diskutierten Fälle der Reibungsverteilung wird damit:

$$(9) \quad a) \quad \sigma_t = \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1},$$

$$(10) \quad b) \quad \sigma_t = \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1},$$

$$(11) \quad c) \quad \sigma_t = \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1}.$$

Führt man diese Werte in Gl. (8) ein, so ergibt sich:

$$(12) \quad a) \quad s_{rt} = \omega \cdot \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \int_t^{t_0} \frac{dt}{\gamma t + p_0},$$

$$(13) \quad b) \quad s_{rt} = \omega \cdot \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{1}{t_0} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \int_t^{t_0} \frac{t dt}{\gamma t + p_0},$$

$$(14) \quad c) \quad s_{rt} = \omega \cdot \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \frac{1}{t_0^2} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \int_t^{t_0} \frac{t^2 dt}{\gamma t + p_0}.$$

Unter Anwendung der Regel der unvollständigen (partiellen) Integration ergeben sich hieraus die folgenden Auflösungsgleichungen:

$$(15) \quad a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0}{\gamma}}{t + \frac{p_0}{\gamma}},$$

$$(16) \quad b) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \left[\left(1 - \frac{t}{t_0} \right) - \frac{1}{t_0} \cdot \frac{p_0}{\gamma} \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0}{\gamma}}{t + \frac{p_0}{\gamma}} \right],$$

$$(17) \quad c) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \cdot \left[\frac{1}{2} \left(1 - \left(\frac{t}{t_0} \right)^2 \right) - \frac{1}{t_0^2} \cdot \frac{p_0}{\gamma} \left(t_0 - t - \frac{p_0}{\gamma} \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0}{\gamma}}{t + \frac{p_0}{\gamma}} \right) \right].$$

Ist die Anfangsspannung p_0 sehr klein, so daß man ihren Wert gegenüber γt vernachlässigen darf, dann gehen die Gl. (15) bis (17) über in die Form:

$$(18) \quad a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \cdot \ln \frac{t_0}{t},$$

$$(19) \quad b) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \left(1 - \frac{t}{t_0} \right),$$

$$(20) \quad c) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{3 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \left(1 - \frac{t^2}{t_0^2} \right).$$

Praktisch haben Gl. (18) bis (20) für Rammpfähle keinerlei Bedeutung.

Bei bindigen Boden ist die Konstante p_0 durch das Druckäquivalent p_k der Konsistenzform zu ersetzen. Ist hierbei p_k so groß, daß das Glied γt der Gl. (7) keine wesentliche Rolle mehr spielt, dann ist für den Elastizitätsmodul des Bodens zu setzen:

$$(21) \quad E_b = \frac{p_k}{\omega},$$

d. h. für solche Fälle hat das Hookesche Gesetz mit großer Annäherung Gültigkeit. Die elastische Setzung des Bodens in bezug auf die Pfahlfußebene wird unter solchen Verhältnissen angenähert gleich

$$(22) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{p_k} \int_{t=t}^{t=t_0} \sigma_t dt.$$

Mit den Werten der Gl. (9) bis (11) ergibt sich:

$$(23) \quad a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{p_k} \cdot \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \int_t^{t_0} dt,$$

$$(24) \quad b) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{p_k} \cdot \frac{4 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \cdot \frac{1}{t_0} \int_t^{t_0} t dt,$$

$$(25) \quad c) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{p_k} \cdot \frac{6 R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \cdot \frac{1}{t_0^2} \int_t^{t_0} t^2 dt.$$

Die Ausführung der Integration liefert:

$$(26) \quad a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{p_k} \cdot R_m \cdot \frac{2}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \cdot (t_0 - t),$$

$$(27) \quad b) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{p_k} \cdot R_m \cdot \frac{2}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \cdot \frac{t_0^2 - t^2}{t_0},$$

$$(28) \quad c) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{p_k} \cdot R_m \cdot \frac{2}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \cdot \frac{t_0^3 - t^3}{t_0^2}.$$

Die Abhängigkeit der elastischen Bodensenkung am Pfahlumfang vom Pfahldurchmesser ist bei sämtlichen hier vor entwickelten Gleichungen dieselbe, und zwar durch eine logarithmische Linie gekennzeichnet. Bei Vergrößerung des Pfahldurchmessers wird also, gleichbleibende mittlere Reibungsbeanspruchung vorausgesetzt, die elastische Bodensenkung dicht am Pfahlmantel nicht proportional dem vergrößerten Pfahlumfang, sondern wesentlich langsamer anwachsen.

Sind die von den äußeren Belastungen herrührenden Bodenspannungen σ_t so groß, daß ihr Einfluß auf den Elastizitätsmodul E_b nicht mehr vernachlässigt werden darf, dann ist in Gl. (6) für E_b der Wert der Gl. (4) einzusetzen, und man erhält

$$(29) \quad s_{rt} = \omega \int_{t=t}^{t=t_0} \frac{\sigma_t dt}{\sigma_t + \gamma t + p_0}.$$

³⁰⁾ Collorio, Die neuen Talsperrendämme im Harz. Erfahrungen bei Vorarbeiten, Gestaltung, Bau und Betrieb des Söse- und Oderwerkes der Harzwasserwerke, Bautechn. 1936, Heft 47 u. 49.

³¹⁾ Vgl. die entsprechenden Linien in den Abb. 8, 9 u. 10. Die Annäherung zwischen der σ_t -Linie und der jeweils zugehörigen asymptotischen Kurve ist in jedem Falle sehr groß.

Setzt man in Gl. (9), (10) u. (11)

$$\frac{R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} = q$$

und führt die entsprechenden Werte für σ_r in Gl. (29) ein, so ergibt sich für die drei diskutierten Fälle der Reibungsverteilung:

$$(30) \quad a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot 2q \int_t^{t_0} \frac{dt}{t + \frac{p_0 + 2q}{\gamma}}$$

$$(31) \quad b) \quad s_{rt} = \omega \cdot 4q \cdot \frac{1}{t_0} \int_t^{t_0} \frac{t dt}{t \cdot \left(\frac{4q}{t_0} + \gamma\right) + p_0}$$

$$(32) \quad c) \quad s_{rt} = \omega \cdot 6q \cdot \frac{1}{t_0^2} \int_t^{t_0} \frac{t^2 dt}{\frac{6q}{t_0^2} \cdot t^2 + \gamma t + p_0}$$

Die Integration liefert:

$$(33) \quad a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot 2q \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0 + 2q}{\gamma}}{t + \frac{p_0 + 2q}{\gamma}}$$

$$(34) \quad b) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\frac{4q}{t_0} + \gamma} \cdot 4q \left[\left(1 - \frac{t}{t_0}\right) - \frac{1}{t_0} \cdot \frac{p_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma} \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma}}{t + \frac{p_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma}} \right]$$

c) Durch Zerlegung in Teilbrüche ergibt sich:

$$s_{rt} = \omega \left[\int_t^{t_0} dt - \int_t^{t_0} \frac{(a t + b) dt}{t^2 + a t + b} \right]$$

worin $a = \frac{\gamma t_0^2}{6q}$ und $b = \frac{p_0 t_0^2}{6q}$

Die Lösung des Integrals ergibt

$$(35) \quad \left[s_{rt} = \omega \left[t - \frac{a}{2} \cdot \ln(t^2 + a t + b) - \frac{b - \frac{a^2}{4}}{\sqrt{b - \frac{a^2}{4}}} \cdot \text{arc tg} \frac{\frac{a}{2} + t}{\sqrt{b - \frac{a^2}{4}}} \right] \right]$$

3. Auswertung der Gleichungen für die elastischen Formänderungen des Bodens infolge Mantelreibung.

Zur Überprüfung der oben entwickelten Formeln sowie zur Veranschaulichung des Einflusses des mit der Tiefe zunehmenden Elastizitätsmoduls auf die Setzungsgröße des Bodens am Pfahlumfang sei im folgenden das früher gewählte Beispiel weitergeführt. Also: Wirksame Rammtiefe $t_0 = 1000$ cm, Pfahldurchmesser $2r_0 = 44$ cm, praktischer Grenzwinkel der Druckverteilung $\varphi = 55^\circ$; die Anfangsspannung des Bodens sei $p_0 = 1,6$ kg/cm² ³²⁾, $\gamma = 0,0016$ kg/cm³, mittlerer Mantelreibungswert $R_m = 0,5$ kg/cm² und $t_1 = 1$ cm; dann ergibt sich $q = 1,35$ kg/cm².

Die Auswertung der Gleichungen als Abhängige des Setzungswertes s_{rt}/ω von der Tiefe t zeigt Abb. 19. In Gl. (26), (27) u. (28) wurde hierbei für den Wert p_k ein gemittelter Bodendruck

$$p_0 + \frac{1}{2} \cdot \gamma t_0 = 1,6 + \frac{1}{2} \cdot 0,0016 \cdot 1000 = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

eingesetzt. Es zeigt sich, daß

a) die Gesamtsetzung des Bodens, in bezug auf die Pfahlfußebene $s_{r,t=0}$, berechnet nach Gl. (26) bis (28) bei einem angenommenen Mittelwert ziemlich genau mit dem Ergebnis der Gl. (15) bis (17) übereinstimmt, d. h. also, daß man zur Bestimmung der Boden-setzung an der Bodenoberfläche infolge Mantelreibung genau genug nach den einfacheren Gl. (26) bis (28) rechnen darf, wenn man hierin für p_k den Mittelwert der über die gesamte Pfahllänge wirkenden größten senkrechten Bodenpressungen einsetzt. Dann wird (in Gl. (26) bis (28) $t = 0$):

$$(36) \quad s_{r,t=0} = \frac{\omega}{p_0 + \frac{1}{2} \cdot \gamma t_0 + \sigma_{mt}} \cdot 2q t_0$$

³²⁾ Der Wert p_0 ist einem Beispiel von v. Terzaghi¹⁰⁾ entnommen.

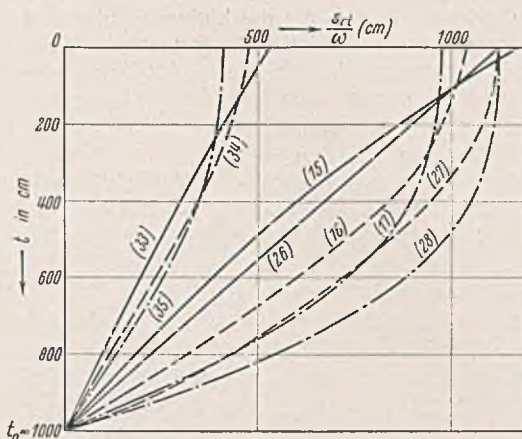


Abb. 19. Abhängigkeit des Setzungswertes s_{rt}/ω von der Tiefe t .

Die ausgezogenen Linien gelten für gleichförmige Verteilung der Mantelreibung, die gestrichelten für dreieckförmige, die strichpunktieren für parabolische Verteilung. Die Zahlen in Klammern geben die Nummer der jeweils zugehörigen Bestimmungsgleichung an.

Die ausgezogenen Linien gelten für gleichförmige Verteilung der Mantelreibung, die gestrichelten für dreieckförmige, die strichpunktieren für parabolische Verteilung. Die Zahlen in Klammern geben die Nummer der jeweils zugehörigen Bestimmungsgleichung an.

Die ausgezogenen Linien gelten für gleichförmige Verteilung der Mantelreibung, die gestrichelten für dreieckförmige, die strichpunktieren für parabolische Verteilung. Die Zahlen in Klammern geben die Nummer der jeweils zugehörigen Bestimmungsgleichung an.

C. Das elastische Verhalten des Bodens unterhalb Pfahlfuß.

1. Allgemeine Gleichung für die elastische Setzung des Pfahlfußes.

Die elastischen Formänderungen des Bodens unterhalb Pfahlfuß ergeben sich sowohl aus den Bodenpressungen infolge Mantelreibung σ_r , wie aus den Bodenpressungen infolge Spitzenwiderstand σ_z . Der anteilmäßige Einfluß der einen oder anderen Kraftwirkung auf die Größe der elastischen Setzung ist je nach den anstehenden Bodenarten sehr verschieden. Seine Kenntnis wäre insofern von Bedeutung, als man daraus unschwer schließen könnte, wie weit in bestimmten Fällen überhaupt Mantelreibung oder Spitzenwiderstand auftreten kann.

Bedeutet σ_z die durch die Pfahlbelastung hervorgerufene lotrechte Bodenpressung in der Verlängerung der Pfahlachse in einer beliebigen Tiefe z unterhalb Pfahlfuß, so ergibt sich die elastische Setzung des Achspunktes des Pfahlfußes s_f unter Anpassung an die Gl. B (5) u. (6) wie folgt:

$$(1) \quad s_f = \int_{z=0}^{z=\infty} \frac{\sigma_z}{E_b} \cdot dz$$

Über die Elastizität des Bodens, ihren besonderen Charakter im Vergleich zu festen Körpern sowie ihre rechnerische und formelmäßige Erfassung gilt sinngemäß das in diesem Abschnitt unter B 1 Gesagte. Danach bestimmt sich die Größe des Elastizitätsmoduls des Bodens zu

$$(2) \quad E_b = \frac{\sigma_z + \gamma(z + t_0) + p_0}{\omega}$$

wobei die erhebliche Gründungstiefe durch Einführung der Rammtiefe t_0 Berücksichtigung findet. Gl. (1) schreibt sich dann wie folgt:

$$(3) \quad s_f = \omega \int_{z=0}^{z=\infty} \frac{\sigma_z}{\sigma_z + \gamma(z + t_0) + p_0} \cdot dz$$

Voraussetzung für die Gültigkeit dieser Gleichung ist die Annahme, der Erdkörper unterhalb Pfahlfuß sei in seiner seitlichen Ausdehnung verhindert.

Gemäß Gl. (1) ist neben der Elastizität des Bodens für die Größe der Setzung des Pfahlfußes die Summe aller lotrechten Bodenpressungen in der Verlängerung der Pfahlachse unterhalb Pfahlfuß maßgebend, oder

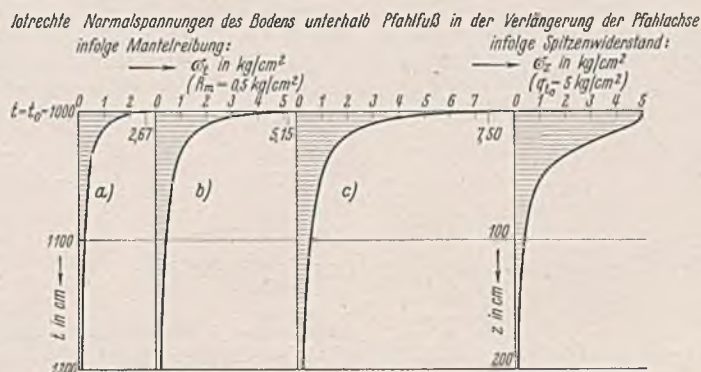


Abb. 20.

b) Der Einfluß der von der Mantelreibung herrührenden Boden-spannung auf den Elastizitätsmodul des Bodens ist so groß, daß bei ihrer Berücksichtigung im vorliegenden Falle [benutze Gl. (33) bis (35)] eine Verminderung der Boden-setzung bis auf die Hälfte der Werte nach Gl. (15) bis (17) eintritt. Eine Vernachlässigung dieses Einflusses dürfte bei körnigen Boden in den seltensten Fällen gerechtfertigt sein.

Weitergehende Auswertungen der vorentwickelten Gleichungen finden sich unter Punkt E dieses Abschnittes auf den Seiten 744 bis 746.

bildlich ausgedrückt: die Größe der Fläche, die die Linie der lotrechten Normalspannungen im Boden unterhalb Pfahlfuß mit der Bezugslinie einschließt [Lastfläche bei Tonen, v. Terzaghi²⁹⁾]. Abb. 20 gibt eine Zusammenstellung der entsprechenden Linien, und zwar für Mantelreibung entnommen den Abb. 8 bis 10 mit $R_m = 0,5 \text{ kg/cm}^2$ und für Spitzenwiderstand entnommen der Abb. 18 mit $q_{t_0} = 5 \text{ kg/cm}^2$.

Der Inhalt der schrafflierten Flächen [Lastflächen, v. Terzaghi²⁹⁾] gibt ein Maß für die Größe der Setzung des Pfahlfußes, wobei q_{t_0} mit 5 kg/cm^2 so groß gewählt wurde, daß die zugehörige Spannungsfläche ungefähr dem Flächeninhalt von b) entspricht.

Als Ergänzung zu Abb. 20 sei noch folgendes erwähnt:

Aus den beiden Annahmen, Pfahlbelastung Q werde nur durch Mantelreibung aufgenommen ($Q = R_m U L_0$) und Pfahlbelastung Q werde nur durch Spitzenwiderstand aufgenommen ($Q = q_{t_0} F_g$), ergibt sich q_{t_0} in Abhängigkeit von R_m : $q_{t_0} = R_m U L_0 / F_g = \alpha R_m$; oder für das gewählte Beispiel (Holzpfahl $\phi 44$, $L_0 = 1000 \text{ cm}$): $q_{t_0} = R_m 4 L_0 / d = R_m 4 \cdot 1000 / 44 \approx 91$, d. h. würde die gesamte Auflast an Stelle von Mantelreibung durch Spitzenwiderstand aufgenommen, dann müßte für diesen Fall die lotrechte Bodenpressung dicht unterhalb Pfahlfuß das 91 fache der entsprechenden mittleren Flächenbeanspruchung aus Mantelreibung betragen. Also für $R_m = 0,5 \text{ kg/cm}^2$: $q_{t_0} = 45,5 \text{ kg/cm}^2$, oder wieder bildlich ausgedrückt: der Inhalt der Fläche, die die Linie der lotrechten Normalspannungen im Boden infolge Spitzenwiderstand (σ_z -Linie) mit der Bezugslinie einschließt, würde 9 mal so groß, wie in Abb. 20 gezeichnet.

Gemäß dem oben Gesagten besteht der Wert s_f aus zwei Komponenten, und zwar aus

der elastischen Setzung des Pfahlfußes infolge Mantelreibung s_{fr} und der elastischen Setzung des Pfahlfußes infolge Spitzenwiderstand s_{fs} ,

also:
(4)
$$s_f = s_{fr} + s_{fs}$$

2. Die elastische Setzung des Pfahlfußes infolge Mantelreibung. s_{fr} :

Unter Anlehnung an die Bezeichnungen der Abb. 4 in Abschnitt I schreibt sich Gl. (3) wie folgt:

(5)
$$s_{fr} = \omega \int_{t=t_0}^{t=\infty} \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \gamma t + p_0} \cdot dt$$

Die Werte von σ_t für die drei diskutierten Fälle der Reibungsverteilung sind dem ersten Abschnitt zu entnehmen, und zwar in Form der Gl. C (8), (12) u. 16).

(Die Werte σ_t der Gl. I C (8), (12) u. (16) bezeichnen allerdings genau nur die lotrechten Bodenpressungen unterhalb Pfahlfuß infolge Mantelreibung in der Verlängerung des Pfahlmantels, es wird jedoch angenommen, daß sie gleichmäßig unter der gesamten Pfahlfußfläche wirksam seien, wie dies bei Darstellung der Isobaren in Abb. 12 bereits stillschweigend vorausgesetzt wurde. Im folgenden wird deshalb σ_t genau wie σ_z in der Verlängerung der Pfahlachse wirkend angenommen. Die Darstellung der σ_t -Linien für das auf S. 735 gewählte Beispiel findet sich für die verschiedenen Annahmen der Reibungsverteilung in den Abb. 8, 9 u. 10 sowie in Abb. 20 für $R_m = 0,5 \text{ kg/cm}^2$.)

Bei Einführung von σ_t in Form der genannten Gleichungen in die Gl. (5) zeigt sich sofort, daß eine Integration mit den üblichen Mitteln auf unüberwindliche Schwierigkeiten stößt. Wahrscheinlich ließe sich eine solche graphisch durchführen, was jedoch mit Rücksicht auf das im ganzen nur angenäherte Verfahren nicht notwendig erscheint. Legt man den Fall einer verhältnismäßig großen Rammtiefe bei schnellem Abklingen der Lastfläche zugrunde, so kann man formelmäßig solche Vereinfachungen treffen, daß die notwendige Integration ausgeführt werden kann. Zunächst kann dann bei der großen Tiefe einer Pfahlgründung der Wert z im Vergleich zu t_0 vernachlässigt werden, bzw. in Gl. (5) kann statt t einfach t_0 gesetzt werden. Das Glied $\gamma(z + t_0)$ in Gl. (2) ersetzt sich dann durch γt_0 bzw. das Glied γt in Gl. (5) durch γt_0 . Weiter ist die veränderliche Größe σ_t durch einen konstanten Mittelwert σ_{mt} zu ersetzen, so daß also

(6)
$$s_{fr} = \frac{\omega}{p} \int_{t=t_0}^{t=\infty} \sigma_t dt,$$

worin $p = \sigma_{mt} + \gamma t_0 + p_0$.

Unter Einführung von σ_t nach Gl. I C (8) ergibt sich:

(7)
$$s_{fr} = \frac{\omega}{p} \cdot \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi} \int_{t=t_0}^{t=\infty} \ln \frac{t(r' + t - t_0 + t_1)}{(r' + t)(t - t_0 + t_1)} \cdot dt$$

oder nach Ausführung der Integration, wozu der Logarithmus in seine Summenform zu verwandeln ist,

(8)
$$s_{fr} = \frac{\omega}{p} \cdot \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi} \left[r' \cdot \ln \frac{r' + t_0}{r' + t_1} + t_0 \cdot \ln \frac{r' + t_0}{t_0} - t_1 \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \right]$$

Das Ergebnis dieser Gleichung stellt also die gesamte elastische Formänderung des Bodens unterhalb Pfahlfuß dar, was der elastischen Setzung des Pfahlfußes entspricht, und zwar für eine über die Pfahlänge gleichmäßig verteilte Mantelreibung. Eine Entwicklung von Formeln für die Setzung des Pfahlfußes bei dreieckförmiger oder parabolischer Verteilung der Mantelreibung soll hier unterbleiben. Da außerdem die Größe der Fläche, die die Spannungslinie mit ihrer Bezugslinie einschließt, ein Maß für die Größe der Bodensetzung unterhalb Pfahlfuß darstellt, läßt sich mit genügender Genauigkeit angeben, wie sich die Setzungen bei anderen Verteilungen der Mantelreibung verhalten. So läßt sich z. B. bei einem Vergleich der Flächengrößen a, b, c in Abb. 20 feststellen, daß sich die Setzungen bei dreieckförmiger Verteilung der Mantelreibung gegenüber denen bei gleichförmiger Verteilung ungefähr verdoppeln, die bei parabolischer Verteilung etwa verdreifachen. Konzentriert sich die Mantelreibung noch mehr am Pfahlfuß, etwa in Form von Parabeln höherer Ordnung, so werden sich die Werte entsprechend vervierfachen usw. Wie die Verhältnisse durch die Veränderlichkeit der Elastizität des Bodens beeinflusst werden, zeigt Abb. 21 in Weiterführung des Beispiels von S. 735, und zwar für Vorspannungen des Bodens von 1,6 bis 50 kg/cm^2 bei einem Raumgewicht von $\gamma = 0,0016 \text{ kg/cm}^3$. (Über die einzelnen Bodenbeiwerte s. unter II E 1.) Die Beziehungsgleichung der dargestellten Kurven lautet dann nach Gl. (8):

$$\frac{s_{fr}}{\omega} = \frac{R_m}{p} \cdot 256,$$

worin $p = 1,2 R_m + 0,0016 \cdot 1000 + p_0$ gesetzt wurde.

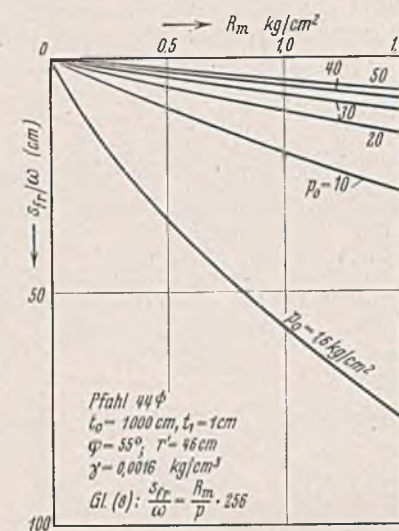


Abb. 21. $\frac{s_{fr}}{\omega}$ in Abhängigkeit von R_m für Vorspannungen des Bodens von 1,6 bis 50 kg/cm^2 .

(Der Mittelwert σ_{mt} findet sich sehr leicht, wenn man den Inhalt der Spannungsfläche, der durch den Klammerausdruck von Gl. (8) $\times \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi}$ gegeben ist, durch die wahrscheinliche Einflußtiefe dividiert. Im vorliegenden Falle ist der Inhalt der Spannungsfläche $= R_m \cdot 256$. Legt man eine Einflußtiefe von 215 cm zugrunde, so ergibt sich

$$\sigma_{mt} = \frac{256}{215} \cdot R_m = 1,2 R_m,$$

was oben im Ausdruck für p eingesetzt wurde.)

Abb. 21 zeigt deutlich, daß mit steigender Bodenvorspannung die Setzungsgröße des Pfahlfußes infolge Mantelreibung sehr rasch abnimmt, wobei sich der Einfluß von σ_{mt} auf den Elastizitätsmodul des Bodens immer mehr verliert, was dadurch zum Ausdruck kommt, daß sich die Einsenkungslinien mit wachsendem p_0 immer mehr der Form einer Geraden nähern.

Für tonige Böden ist natürlich der Wert für die Vorspannung p_0 durch die Kapillarkraft p_k zu ersetzen.

3. Die elastische Setzung des Pfahlfußes infolge Spitzenwiderstand. s_{fs} :

Gemäß Abschnitt I, Gl. D (2) ist

(9)
$$\sigma_z = q_{t_0} (1 - \cos^3 \varphi_r).$$

Führt man diesen Wert in Gl. (3) ein und ersetzt s_f durch den Wert s_{fs} , dann ergibt sich:

(10)
$$s_{fs} = \omega q_{t_0} \int_{z=0}^{z=\infty} \frac{1 - \cos^3 \varphi_r}{q_{t_0} (1 - \cos^3 \varphi_r) + \gamma(z + t_0) + p_0} \cdot dz$$

Auch diese Integration läßt sich nur durchführen, wenn man für E_b [Gl. (2)] dieselben vereinfachenden Annahmen trifft wie unter 2. Dabei ist die Größe σ_z durch den konstanten Mittelwert σ_{mz} zu ersetzen, so daß also

(11)
$$E_b = \frac{\sigma_{mz} + \gamma t_0 + p_0}{\omega} = \frac{p}{\omega}$$

angenommen wird. Damit vereinfacht sich Gl. (10) wie folgt:

$$(12) \quad s_{fs} = \frac{\omega q_{t_0}}{p} \int_{z=0}^{z=\infty} (1 - \cos^3 \varphi_r) \cdot dz.$$

Die Lösung des Integrals ergibt:

$$(14) \quad s_{fs} = -\frac{\omega q_{t_0} r_0}{p} \left[\sin \varphi_r + \operatorname{tg} \frac{\varphi_r}{2} \right]_{\varphi_r = \pi/2}^0$$

$$s_{fs} = 2 \cdot \frac{\omega}{p} \cdot q_{t_0} r_0 = \frac{\omega}{p} \cdot q_{t_0} d.$$

Diese Gleichung würde ergeben, daß die Größe der Einsenkung des Pfahlfußes infolge Spitzenwiderstand gerade proportional dem Pfahldurchmesser ist. Im Gegensatz dazu stehen die vielfachen Erfahrungen aus der Praxis sowie aus Versuchen^{28) 29) 27) 11)}. Dieser anscheinende Widerspruch zwischen Theorie und Praxis liegt zum größten Teil in den besonderen physikalischen Eigenschaften der Böden begründet, dann aber auch in den Vereinfachungen, die wir in bezug auf den Elastizitätsmodul des Bodens getroffen haben. Die Tendenz aber, daß mit wachsendem Pfahldurchmesser auch die Einsenkung zunimmt, hat die Praxis bestätigt, allerdings erst von einer gewissen Mindestgröße der Belastungsfläche an, die sich nach den angetroffenen Bodenverhältnissen und sicher auch nach der Gründungstiefe richtet. Für Belastungsflächen, deren Größen darunter liegen, werden die Randbedingungen ausschlaggebend, und es tritt die sogenannte Pfahlwirkung ein (s. hierzu Fußnote 25).

Der Wert σ_{mz} , der gemäß Gl. (11) im Ausdruck für p vorkommt, kann entweder durch Schätzen aus der Spannungsfläche nach Abb. 18 gewonnen werden, oder besser, indem man den Inhalt der Spannungsfläche durch die Einflußtiefe dividiert. Das Glied $q_{t_0} d$ in Gl. (14) stellt ja den Inhalt der Spannungsfläche dar. Legt man für die meßbaren Spannungen zunächst eine Einflußtiefe von 1,5 m zugrunde, so ergäbe sich für das gewählte Beispiel ein Wert $\sigma_{mz} = q_{t_0} \cdot 44/150 = 0,3 q_{t_0}$. Die Auswertung der Gl. (14) geschieht in Abb. 33 u. 34.

D. Die Eigenelastizität des Pfahles.

Während bei den vorangegangenen Überlegungen stillschweigend die Annahme getroffen wurde, daß der Pfahl im Gegensatz zum umgebenden Erreich als starr anzusehen sei, kann für die Betrachtung der wirklichen Verhältnisse die Eigenelastizität der Pfahlbaustoffe nicht vernachlässigt werden. Wie in der Einleitung zu Abschnitt I bereits erwähnt, stehen die Formänderungen des Pfahles mit den Formänderungen der Grenzschicht des Erdkörpers in engstem Zusammenhang, so daß zur Beurteilung der Gesamtsituation eines Pfahles sowie zur Kenntnis der Art und Größe der Verschiebung zwischen Pfahlmantel und Boden die Formänderungen des Pfahlkörpers mit berücksichtigt werden müssen. Dabei überschreitet die Größe der statischen Pfahlbelastung für gewöhnlich nicht die für den Beginn der bleibenden Verformungen der Pfahlbaustoffe maßgebende Grenze, so daß hier also lediglich die elastischen Formänderungen des Pfahles in Betracht zu ziehen sind.

1. Die elastischen Formänderungen des Pfahles infolge Mantelreibung.

Bei beliebiger Verteilung der Mantelreibung R_z über die Tiefe wird mit den Bezeichnungen der Abb. 23 (Q_{rz} = die durch Mantelreibung aufnehmbare Pfahlbelastung auf die Länge z vom Pfahlfuß aus gemessen):

$$Q_{rz} = U \int_0^z R_z dz,$$

worin z auf die Pfahlfußebene bezogen ist.

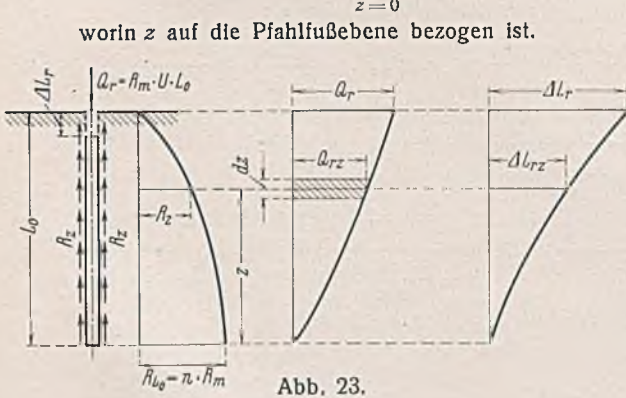


Abb. 23.

Ferner wird (Hooke)

$$\Delta dz = dz \cdot \frac{Q_{rz}}{E_p F},$$

worin E_p = Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials,
 F = Fläche des tragenden Pfahlquerschnitts
und U = Pfahlumfang bedeutet.

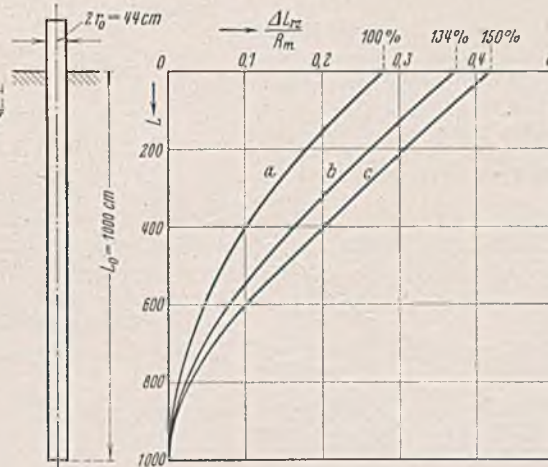


Abb. 24.

Elastische Formänderung des Pfahles
infolge a) gleichförmiger, b) dreieckförmiger
und c) parabolischer Verteilung der Mantelreibung.

Durch Summierung aller Δdz erhält man

$$\Delta L_{rz} = \frac{1}{E_p F} \int_0^z Q_{rz} dz$$

$$(1) \quad \Delta L_{rz} = \frac{1}{E_p F} \cdot U \int_0^z R_z dz^2.$$

Wird die Reibungsverteilung mit wachsender Tiefe a) rechteckförmig, b) dreieckförmig, c) parabolförmig angenommen, so ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} a) \quad R_z &= R_m = \text{konst.}, \\ b) \quad R_z &= 2 R_m \cdot \frac{L_0 - z}{L_0}, \\ c) \quad R_z &= 3 R_m \cdot \frac{(L_0 - z)^2}{L_0^2}, \end{aligned} \right\} \text{worin } R_m \text{ gleich der mittleren Mantelreibung je Flächeneinheit über die Pfahlänge } L_0 \text{ ist.}$$

Setzt man diese Werte in Gl. (1) ein und integriert über den Bereich 0 bis z , so erhält man die folgenden drei Gleichungen für die elastische Pfahlverkürzung infolge Mantelreibung:

$$(2) \quad a) \quad \Delta L_{rz} = \frac{1}{2} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m z^2,$$

$$(3) \quad b) \quad \Delta L_{rz} = \frac{1}{3} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m z^2 \left(3 - \frac{z}{L_0} \right),$$

$$(4) \quad c) \quad \Delta L_{rz} = \frac{1}{4} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m z^2 \left(6 - 4 \frac{z}{L_0} + \frac{z^2}{L_0^2} \right).$$

Für die Verkürzung des Pfahles an der Bodenoberfläche, d. h. $z = L_0$, ergeben sich die folgenden drei Gleichungen:

$$(5) \quad a) \quad \Delta L_r = \frac{1}{2} \cdot \frac{U L_0^2}{E_p F} \cdot R_m,$$

$$(6) \quad b) \quad \Delta L_r = \frac{2}{3} \cdot \frac{U L_0^2}{E_p F} \cdot R_m,$$

$$(7) \quad c) \quad \Delta L_r = \frac{3}{4} \cdot \frac{U L_0^2}{E_p F} \cdot R_m.$$

Das Ergebnis der Gl. (2), (3) u. (4) stellt Abb. 24 dar, und zwar für einen Larsen-Stahlpfahl Profil IIa mit $U = 138$ cm und $F = 118$ cm² bei einer im Boden wirksamen Pfahlänge von $L_0 = 1000$ cm. Der Elastizitätsmodul von Stahl wurde dabei mit $E_p = 210000$ kg/cm² in Rechnung gesetzt.

Es zeigt sich, daß die Größe der Pfahlverkürzung ΔL_r sehr stark durch die Art der Reibungsverteilung beeinflusst wird. Setzt man z. B. den Wert von ΔL_r für a) mit 100 an, so wird er bei mit der Tiefe linear wachsender Reibung 34%, bei parabolisch wachsender Reibung 50% größer. Mit Verlagerung des Schwerpunktes der Reibungsfläche nach dem Pfahlfuß zu strecken sich außerdem die Formänderungslinien. Wie aus allen drei Gleichungen hervorgeht, spielt für die Größe der Pfahlverkürzung aber auch der Faktor $\frac{U}{E_p F}$ eine entscheidende Rolle.

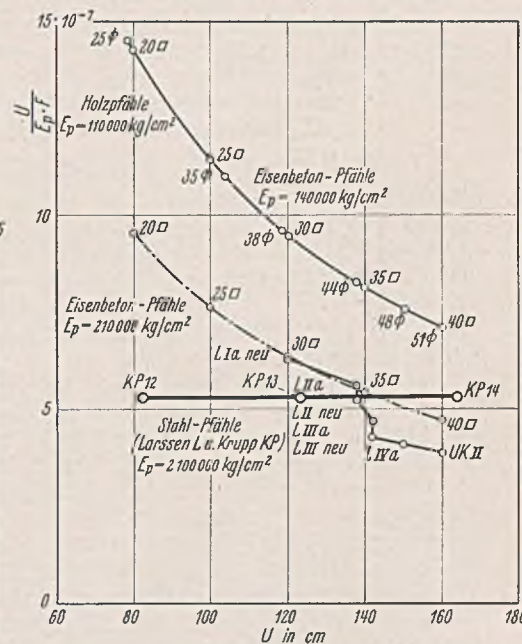


Abb. 25. Vergleich verschiedener Pfahlarten und -größen in bezug auf ihre elastischen Eigenschaften ($\frac{U}{E_p F}$, s. Gl. (2) bis (7)).

Dieser Faktor besteht nur aus Pfahlkonstanten, d. h. Werten, die die Pfahlform und das Pfahlmaterial kennzeichnen.

In Abb. 25 ist dieser Faktor in Abhängigkeit vom Außenumfang des Pfahles für verschiedene Pfahlarten zur Darstellung gebracht.

2. Die elastischen Formänderungen des Pfahles infolge Spitzenwiderstand.

Innerhalb des elastischen Bereiches folgen die Pfahlbaustoffe ziemlich genau dem Hookeschen Gesetz.

Entsprechend den Bezeichnungen der Abb. 26 bedeute:

Q_s = statischer Spitzenwiderstand,

$q_{t_0} = Q_s / F_g$, worin

F_g = voller Pfahlquerschnitt, im Gegensatz zu

F = Querschnitt des tragenden Pfahlmaterials (für Holz- und Eisenbetonpfähle ist $F_g = F$; für Stahl-Hohlpfähle ist F lediglich der Stahlquerschnitt),

L_0 = im Boden befindliche Pfahllänge,

z = beliebige Pfahllänge vom Pfahlfuß aus gemessen,

ΔL_s = elastische Pfahlverkürzung infolge Spitzenwiderstand am Pfahlkopf gemessen,

ΔL_{sz} = elastische Pfahlverkürzung infolge Spitzenwiderstand in der Entfernung z vom Pfahlfuß gemessen,

E_p = Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials.

Danach ergibt sich:

$$(8) \quad \Delta L_{sz} = \frac{Q_s z}{E_p F} = \frac{q_{t_0} F_g z}{E_p F}$$

$$(9) \quad \Delta L_s = \frac{Q_s L_0}{E_p F} = \frac{q_{t_0} F_g L_0}{E_p F}$$

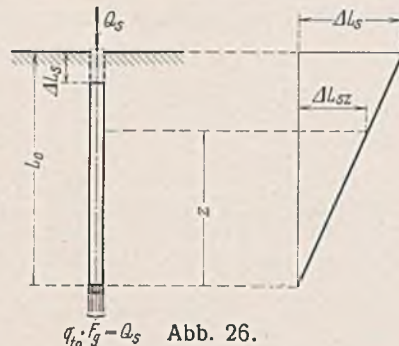


Abb. 26.

E. Zusammenwirken des elastischen Verhaltens von Pfahl und Boden.

Die in Abschnitt II, B bis D entwickelten Verfahren zur rechnerischen Erfassung der einzelnen Setzungskomponenten von Pfahl und Boden infolge Mantelreibung und infolge Spitzenwiderstand können leider noch keinen Aufschluß über die prozentuale Anteilnahme der einen oder anderen Kraftwirkung an der jeweiligen Größe der Gesamtsatzung geben. Die Klärung dieser Frage wird wohl nur durch umfangreiche Versuche sowie weiteres systematisches Eindringen in alle bodenmechanischen Vorgänge herbeigeführt werden können.

Mit Hilfe der abgeleiteten Gleichungen ist man lediglich in der Lage, die Größe der einzelnen Setzungen gegeneinander abzugrenzen sowie daraus ganz allgemein Folgerungen in bezug auf die natürlichen Verhältnisse zu ziehen, wobei man von äußerst idealisierten Fällen auszugehen hat. Zur Ermöglichung einer Gegenüberstellung werden im folgenden die Gleichungen der einzelnen Formänderungsgrößen in Abhängigkeit von dem Faktor $1/\omega$ wiedergegeben.

1. Größenordnung der Bodenbelwerte.

R_m (mittlere Mantelreibung je Flächeneinheit):

Der Wert R_m ist abhängig vom Seitendruck (Erddruck) senkrecht zu den Pfahlwandungen sowie vom mittleren Reibungsbeiwert zwischen Boden und Pfahlmaterial. Durch Versuche sowie durch Messung der aufzuwendenden Kraft beim Ziehen gerammter Pfähle wurde seine Größe für die verschiedensten Verhältnisse bestimmt (s. Krapf³³), v. Terzaghi¹⁰), Sprenger¹⁷) u. a.). Den Wert R_m etwa aus dem natürlichen Erddruck oder gar auf der Basis der Erddrucktheorie⁸), ⁹), zu ermitteln, führt deshalb zu falschen Ergebnissen, weil:

- bei körnigen Böden durch die Rammung eine nicht erfassbare Verdichtung und damit Erhöhung des Seitendrucks eintritt,
- beim Zusammenstehen von Pfählen in Pfahlgruppen eine gewisse Silowirkung vorherrscht¹¹), der Erddruck also nicht mehr proportional der Tiefe zunimmt,
- bei bindigen Böden die Annahme eines natürlichen Böschungswinkels nicht gerechtfertigt ist,
- bei bindigen Böden je nach der Konsistenzform (Wassergehalt) ein Festsaugen des Pfahles an der Grenzzone des Bodens hinzukommt („Klebkraft“), deren Kraftwirkung unerfaßbar ist.

Notfalls kann dieses Verfahren im Falle körniger Böden bei Bohrpfählen brauchbare Ergebnisse liefern, wo also durch das Einbringen des

Pfahles keine nachhaltigeren Störungen des Bodengefüges verursacht werden.

Im Falle gerammter Pfähle muß man sich jedenfalls ganz auf die praktischen Erkenntnisse stützen. Es hat sich gezeigt, daß bei tonigen Böden ein R_m von etwa 0,15 bis 0,25 kg/cm² (Klei), 0,35 kg/cm² (sandiger Klei) bis etwa 0,5 kg/cm² auftreten kann. Bei körnigen Böden können diese Werte um ein Vielfaches übertraffen werden. Hier spielt allerdings auch noch die Art der zur Verwendung gelangenden Pfähle eine Rolle. Man wird z. B. niemals einen Holz- oder Eisenbetonpfahl so weit in eine Sand- und Kiesschicht eintreiben können wie einen Stahlpfahl, da durch die Rammung schon frühzeitig eine Zerstörung des Gefüges eintreten kann. Die Grenze für Holzpfähle dürfte vielleicht bei $R_m = 0,6$ bis 0,8 kg/cm² liegen. Im Gegensatz dazu kann man mit Stahlpfählen durch Tieferrammen wesentlich höhere Werte von R_m erzielen.

p_0 bzw. p_k (Anfangsspannung in Sanden bzw. Kapillarkraft bei Tonen):

Die Werte p_0 bzw. p_k wurden von v. Terzaghi¹⁰) für körnige Böden in normaler Lagerungsdichte sowie für Tone ermittelt. Beispielsweise wurde bei der Entnahme einer bestimmten Sandart $p_0 = 1,6$ kg/cm² gefunden, während sich die Kapillarkraft p_k je nach der Konsistenzform der Tone zwischen 0 und mehreren 100 kg/cm² feststellen ließ. Wie weit eine Vorspannung des körnigen Bodens durch den Rammvorgang die einzelnen Setzungsgrößen beeinflusst, wird jeweils an der entsprechenden Stelle behandelt werden. Bei Tonen kommt eine Vorspannung durch die Rammung nicht in Frage, da sie sich nicht verdichten lassen, sondern ihre Verdrängung durch Auftrieb geschieht.

$1/\omega$ (Elastizitätsbeiwert des Bodens):

Der für den Wert ω maßgebende Schwellbeiwert $1/A$ (s. II B) wurde für verschiedene Bodenarten ebenfalls von v. Terzaghi¹⁰) bestimmt (s. auch Collorio³⁰). $1/A$ ist stets kleiner als 1 und bewegt sich etwa von 1/3 für feinste Tone bis zu 1/160 für grobe Sande. Einen eindeutigen Grenzübergang zwischen den beiden Bodengattungen gibt es nicht. Mit wachsendem Feingehalt der Sande kann der Wert $1/A$ bis zu 1/60 ansteigen³⁰). Lehme liegen etwa bei 1/80 bis 1/50. Auf den Wert ω ist außerdem noch die Porenziffer e von Einfluß. e stellt das Verhältnis von Porenvolumen zum Volumen der festen Bodenbestandteile dar. Da sich mit steigender Belastung des Bodens das Porenvolumen verringert, ist es klar, daß damit jeder Belastung eine bestimmte Porenziffer entsprechen muß, jedoch ist die Schwankung innerhalb des elastischen Bereiches nur unbedeutend, so daß man mit genügender Genauigkeit einen konstanten Mittelwert e_m anzunehmen berechtigt ist. Dazu kommt natürlich noch die Annahme, daß die Porenziffer des Bodens auch über die gesamte Rammtiefe annähernd die gleiche Größenordnung hat, was wohl praktisch niemals zutreffen wird, was aber hier angenommen werden muß, um überhaupt rechnen zu können. Legt man für festgelagerte Böden ein Porenvolumen von 33 1/3% zugrunde, so erhält man eine mittlere Porenziffer $e_m = 0,5$ und damit nach Gl. B (3): $\omega = 1/4,5$ bis $1/240$.

2. Tragvermögen des Pfahles nur infolge Mantelreibung.

Die Kraftübertragung zwischen Pfahl und Boden geschehe lediglich am Pfahlmantel infolge Reibung. Eine Gründung auf solchen Pfählen wird als „schwebende“ Pfahlgründung bezeichnet.

Der Untergrund sei im Sinne der obigen Definierung der Bodenbelwerte durchweg gleichgeartet.

In Betracht kommen folgende Gleichungen:

Elastische Formänderung des Bodens am Pfahlumfang für homogene Tonlager mit im Vergleich zu σ_t hohem Werte von p_k :

$$(1) \text{ Gl. B (26)} \quad \frac{s_{rt}}{\omega} = \frac{2q}{p_k} (t_0 - t), \quad \text{wobei } q = \frac{R_m}{\text{tg } \varphi} \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1}$$

für Bodenarten, bei denen der Wert σ_t im Vergleich zu der Anfangsspannung (p_0 oder p_k) nicht vernachlässigt werden darf:

a) bei gleichförmiger Verteilung der Mantelreibung:

$$(2) \text{ Gl. B (33)} \quad \frac{s_{rt}}{\omega} = \frac{2q}{\gamma} \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0 + 2q}{\gamma}}{t + \frac{p_0 + 2q}{\gamma}} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Für Tonböden ist in} \\ \text{der Gl. } p_0 \text{ durch } p_k \text{ zu} \\ \text{ersetzen!} \end{array} \right\}$$

b) bei dreieckförmiger Verteilung der Mantelreibung:

$$(3) \text{ Gl. B (34)} \quad \frac{s_{rt}}{\omega} = \frac{4q}{t_0 + \gamma} \left[\left(1 - \frac{t}{t_0}\right) - \frac{1}{t_0} \cdot \frac{p_0}{4q + \gamma} \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0}{4q + \gamma}}{t + \frac{p_0}{4q + \gamma}} \right];$$

c) der Fall der parabolischen Verteilung der Mantelreibung werde hier wegen seiner grundsätzlichen Ähnlichkeit mit der dreieckförmigen Verteilung nicht näher erörtert. Im übrigen siehe Gl. B (35).

³³) Krapf, Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Fortschritte der Ingenieur-Wissenschaften 1906, 2. Gruppe, Heft 12.

Elastische Formänderung des Pfahles:

a)
(4) Gl. D (2)
$$\frac{\Delta L_{rz}}{\omega} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m \cdot \frac{z^2}{2};$$

b)
(5) Gl. D (3)
$$\frac{\Delta L_{rz}}{\omega} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m \cdot \frac{z^2}{3} \left(3 - \frac{z}{L_0} \right).$$

Elastische Setzung des Pfahlfußes:

a)
(6) Gl. C (8)
$$\frac{s_{fr}}{\omega} = \frac{1}{p} \cdot \frac{2 R_m}{\text{tg } \varphi} \left[r' \cdot \ln \frac{r' + t_0}{r' + t_1} + t_0 \cdot \ln \frac{r' + t_0}{t_0} - t_1 \cdot \ln \frac{r' + t_1}{t_1} \right];$$

b) bei dreieckförmiger Verteilung der Mantelreibung ist der Wert von Gl. (6) zu verdoppeln (s. S. 742).

Die rechte Seite sämtlicher Gleichungen ist abhängig von R_m ; außerdem ist neben den Bodenbelwerten p_0, p_k, φ und γ der Wert $\frac{1}{\omega} \cdot \frac{U}{E_p F}$ in Gl. (4) u. (5) von Bedeutung. Eine Übersicht über die Werte $\frac{U}{E_p F}$ für die verschiedenen Pfahlarten ist bereits in Abb. 25 gegeben.

In Abb. 27, 28 u. 29 sind Gl. (1) bis (5) für das früher gewählte Beispiel (s. S. 735 bis 736) ausgewertet. Sie ermöglichen damit einen Vergleich zwischen der Pfahlverkürzung einerseits und der Setzung des umgebenden Bodens in bezug auf die Pfahlfußebene an der Bodenoberfläche gemessen andererseits für verschiedene Bodenarten und Mantelreibungsverteilungen, und zwar sind auf den Ordinaten die Bodensetzungen $s_{r,t=0}$ bzw. Pfahlverkürzungen $\Delta L_{r,z=L_0}$ in Abhängigkeit von dem Bodenbelwert $\frac{1}{\omega}$, auf den Abszissen die mittleren Mantelreibungswerte R_m aufgetragen³⁴⁾.

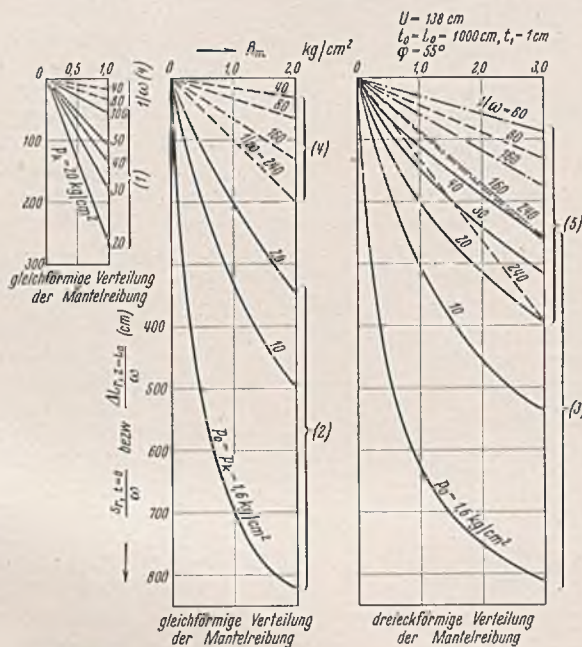


Abb. 27. Abb. 28. Abb. 29.
(Die Zahlen in Klammern geben die Nummer der zugehörigen Bestimmungsgleichung an.) Die verschiedenen Linien bedeuten:
— Setzung der Bodenoberfläche ($t = 0$) in bezug auf die Pfahlfußebene,
- - - Gesamtpfahlverkürzung ($z = L_0$) für Holzpfähle $44 \text{ } \phi$, $E_p = 110\,000 \text{ kg/cm}^2$,
- · - · - Dasselbe für Stahlpfähle L 11 a, $E_p = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$
oder Eisenbetonpfähle $\square 34/35$, $E_p = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Abb. 27: Der Ermittlung der Formänderungslinien ist eine über die gesamte Rammtiefe anstehende homogene Tonschicht zugrunde gelegt, wobei die Kapillarkräfte p_k so groß sind, daß die im Vergleich hierzu geringfügigen Bodenpressungen aus Mantelreibung keinen bemerkenswerten Einfluß auf das elastische Verhalten des Bodens ausüben. (Es muß sich also bereits um ziemlich steifplastischen Ton handeln¹⁰⁾. Die Verteilung der Mantelreibung kann hierbei als gleichförmig angenommen werden. Es gelten Gl. (1) u. (4).

Ergebnis: Die Pfahlverkürzungen sind im vorliegenden Falle stets kleiner als die Bodenzusammendrückungen auf Pfahlänge. Mit wachsender

³⁴⁾ Die Werte R_m sind in den drei Abbildungen durchweg zu weit geführt, was lediglich im Interesse eines noch besseren Verständnisses, besonders von Abb. 29 zugelassen wurde. In Wirklichkeit werden sie im Falle Abb. 27 höchstens $0,5 \text{ kg/cm}^2$ erreichen können, im Falle Abb. 28 vielleicht $1,0 \text{ kg/cm}^2$, im Falle Abb. 29 etwa $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

Steifigkeit des Tones gleicht sich dieser Unterschied allerdings etwas aus, jedoch kann für die praktisch vorkommenden Fälle von p_k die obige Feststellung als allgemeingültig hingestellt werden.

Abb. 28: Hier ist ebenfalls gleichförmige Verteilung der Mantelreibung vorausgesetzt, jedoch mit dem Unterschiede, daß der Einfluß der Bodenpressung aus Mantelreibung auf den Elastizitätskoeffizienten des Bodens nicht vernachlässigt werden darf. Diese Verhältnisse können sowohl für körnige Böden als auch für tonige Böden mit geringem Wert von p_k — etwa weichplastische Tone — zutreffen. Es gelten Gl. (2) u. (4). Man könnte sich denken, daß bei körnigen Böden, bei denen die Mantelreibung über die Pfahlänge nahezu konstant bleibt, eine übermäßig hohe Vorverdichtung und damit Vorspannung durch den Rammvorgang nicht eintritt. Der obere Grenzwert für p_0 wurde deshalb hierfür zunächst einmal mit 20 kg/cm^2 angenommen. Es ist klar, daß bei kleinen Werten von R_m der Unterschied in den Ergebnissen der Abb. 27 u. 28 nur geringfügig sein kann. So zeigt z. B. die Bodensetzung für p_0 bzw. $p_k = 20 \text{ kg/cm}^2$ bei einem $R_m = 0,25 \text{ kg/cm}^2$ dieselben Werte.

Ergebnis: Für die hier abgegrenzten Verhältnisse übersteigt die Bodenzusammendrückung auf Pfahlänge die Pfahlverkürzungen beträchtlich, und zwar für kleine Werte von p_0 um ein Vielfaches. Das geht so weit, daß man bei weichplastischen Tönen (kleine Werte von $1/\omega, p_k$ und R_m) berechtigt ist, den Pfahl im Vergleich zum Boden als vollkommen starr anzusehen. Körnige Böden, bei denen eine gleichförmige Reibungsverteilung über die Pfahlänge vorherrscht und gleichzeitig die Vorspannung kleiner als $p_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$ (beliebig eingesetzte Grenze) bleibt, drücken sich auf Pfahlänge ebenfalls stärker zusammen als der Pfahl selbst.

Abb. 29: Der Rammgrund besteht durchweg aus körnigem Material. Die Verteilung der Mantelreibung über die Pfahlänge sei dreieckförmig. Es gelten Gl. (3) u. (5).

Ergebnis: Wenn man voraussetzt, daß Vorspannungen des Bodens durch den Rammvorgang von mehr als 20 kg/cm^2 möglich sind, so können solche Verhältnisse eintreten, daß die Pfahlverkürzung gleich oder sogar größer als die Bodenzusammendrückung über die Pfahlänge wird. Bei dreieckförmiger Verteilung der Mantelreibung tritt dieser Zustand allerdings erst bei Böden mit sehr hohem Wert von $1/\omega, p_0$ und R_m ein. Er dürfte deshalb hierfür kaum in Betracht kommen. Man kann jedoch daraus für all die Verhältnisse, bei denen die Mantelreibung noch stärker als dreieckförmig (etwa Parabeln höherer Ordnung) anwächst, den Schluß ziehen, daß sich der obengenannte Zustand unter vollkommen normalen Bedingungen (also etwa bei $R_m = 0,6 - 1,2 \text{ kg/cm}^2, 1/\omega = 160$) einstellt, zumal wenn man bedenkt, daß sich dann der weitaus größte Teil des Reibungswiderstandes am Pfahlfuß konzentriert, was ohne weiteres durch die Rammung verursachte Bodenvorspannungen bis über 40 kg/cm^2 als möglich erscheinen läßt (s. auch unter ID 1 c).

Die in Abb. 27, 28 u. 29 eingetragenen Pfahlverkürzungen gelten für Holzpfähle $\phi 44$ ($E_p = 110\,000 \text{ kg/cm}^2, U = 138 \text{ cm}$). In Abb. 29 sind vergleichsweise (strichpunktliert) auch die Werte für die entsprechenden Stahl- (Larsen IIa mit $U = 138 \text{ cm}$) bzw. Betonpfähle ($\square 34/35$ mit $E_p = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$) eingetragen, deren elastische Verformung natürlich etwas geringer ist.

Die Bodensetzungslinie für $p_0 = 1,6 \text{ kg/cm}^2$ in Abb. 29 hat für Rammfähle eigentlich nur theoretische Bedeutung. Dagegen dürfte sie bei Bohrpfählen mit über die Pfahlänge gleichem Querschnitt zutreffend sein, d. h. also da, wo durch die Einbringungsart des Pfahles im Boden keinerlei zusätzliche Vorspannung erzeugt werden kann.

Man hat also zwei getrennte Fälle zu unterscheiden:

- Fall I: Die Bodenzusammendrückung über die Pfahlänge infolge Mantelreibung ist größer als die gleichzeitige Pfahlverkürzung, d. h. der Boden verhält sich elastischer als der Pfahl, Abb. 30 u. 31, Fall II: umgekehrt, Abb. 32.

Abb. 30 u. 31 geben die Verschiebungen von Pfahl und Boden in bezug auf die Pfahlfußebene in Abhängigkeit von der Tiefe t unterhalb der Bodenoberfläche wieder, und zwar Abb. 30 für Verhältnisse, wie sie Abb. 27 zugrunde liegen, Abb. 31 für Verhältnisse, wie sie Abb. 28 sowie Abb. 29 für $s_r > \Delta L_r$ zugrunde liegen. Aus den Abbildungen geht hervor, daß im Fall I eine Verschiebung des Pfahlfußes gegenüber dem umgebenden Boden um das Maß v notwendig ist, damit überhaupt über die ganze Pfahlänge Mantelreibung auftreten kann. Die waagerechte Schraffierung zeigt die jeweilige gegenseitige Verschiebung von Pfahl gegen Boden. An sich genügt eine sehr geringe gegenseitige Verschiebung, um den vollen Wert der Mantelreibung auszulösen¹¹⁾. Die beiden Formänderungslinien wurden deshalb in einem Berührungspunkt zusammenlaufend angenommen. Durch das Maß v ist ein Mittel gegeben, um festzustellen, ob überhaupt Spitzenwiderstand auftreten kann. Befindet sich nämlich unterhalb Pfahlfuß ein Boden, der Spitzenwiderstand aufzunehmen in der Lage ist, so tritt ein solcher dann sicher auf, wenn das Maß v mindestens so groß ist, daß er überhaupt ausgelöst werden kann. Über die Größe der Setzung des Pfahlfußes infolge Spitzenwiderstand

wird weiter unten gesprochen werden. Das Maß v nach Abb. 30 ($v = s_r - \Delta L_r$) läßt sich jederzeit sofort aus Abb. 27 abgreifen, und zwar für einen Holzpfahl $\phi 44$.

Wie die Verhältnisse liegen, wenn durch die Pfahlbelastung nur ein Teil der Mantelreibung geweckt wird — für Gründungen dieser Art wurde die Nutzlast bisher gewöhnlich nur innerhalb der Grenzen von $1/3$ bis $2/3$

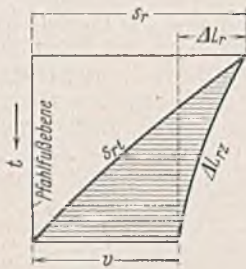


Abb. 30.



Abb. 31.

Abb. 30 u. 31. Verschiebung des Pfahles gegen den angrenzenden Boden für den Fall, daß über die gesamte Pfahlhöhe Mantelreibung ausgelöst wird und der Boden sich elastischer verhält als der Pfahl.

der Grenzbelastung zugelassen, so daß obiger Fall praktisch zumeist vorliegt —, entwickelt v. Terzaghi in dem Buche „Theorie der Setzung von Tonschichten“. Er kommt dabei zu dem Ergebnis, daß bei schwebenden Pfahlgründungen „die lotrechte Verschiebung zwischen dem Ton und dem Pfahlmantel unter allen Umständen in der Richtung vom Pfahlkopf gegen die Pfahlspitze zunimmt“, eine Folgerung, die durch die vorliegenden Untersuchungen bestätigt wird. Damit genügt also schon eine geringfügige, anfängliche Zusammendrückung des oberen Teiles der Tonschicht, um bei gleichbleibender Pfahlbelastung diesen oberen Teil gewissermaßen zu entlasten, während die Reibungskräfte an den unteren Pfahlabschnitten auf Grund der zunehmenden Verschiebungen zwischen Pfahl und Boden bis zum Höchstwerte anwachsen, d. h. für eine Pfahlbelastung innerhalb der zulässigen Grenzen kann selbst bei Tonböden eine nahezu dreieckförmige Verteilung der Mantelreibung angenommen werden, was ebenso eine nahezu dreieckförmige Lastfläche bedingt. Läßt man nun die Pfahlbelastung über die zulässige Grenze hinaus bis zur Grenzbelastung anwachsen, so wird, verursacht durch die ebenfalls ansteigenden Verschiebungen zwischen Pfahl und Boden, der Höchstwert der Mantelreibung, von unten nach oben fortschreitend, am gesamten Pfahlumfang ausgelöst, bis zum Totalzustand, der den vorliegenden Berechnungen zugrunde liegt.

Die Einzelbetrachtungen der Formänderungen des Bodens und des Pfahles infolge Mantelreibung haben gezeigt, daß für dreieckförmige und parabolische Verteilung der Mantelreibung die Beziehungslinien der Verschiebungen gegenüber der Pfahlfußebene in entgegengesetzter Richtung ausgewölbt sind (s. Abb. 19 u. 24). Gemäß Abb. 32 ergibt sich hieraus die Folgerung, daß auch im Falle II (Pfahlverkürzung größer als Bodenzusammendrückung in bezug auf Pfahlfußebene) eine bestimmte Verschiebung v des Pfahlfußes gegenüber dem umgebenden Boden stattfinden muß, damit auf die ganze Pfahlhöhe die volle Mantelreibung zur Auswirkung kommen kann. Der Wert v wird dabei relativ um so geringer, je größer der Unterschied zwischen ΔL_r und s_r ist und je mehr sich die Mantelreibung gegen den Pfahlfuß zu konzentriert. Der letztere Umstand hängt damit zusammen, daß hierbei die Formänderungslinie des Pfahles eine Streckung erfährt (s. Abbild. 24). Abb. 32 zeigt beispielsweise die gegenseitige Verschiebung von Pfahlmantel gegen den umgebenden Boden, sowohl für einen Holzpfahl $\phi 44$ als auch für einen Stahlpfahl L IIa bei vollem Auftreten der Mantelreibung und bei sonst gleichen Verhält-

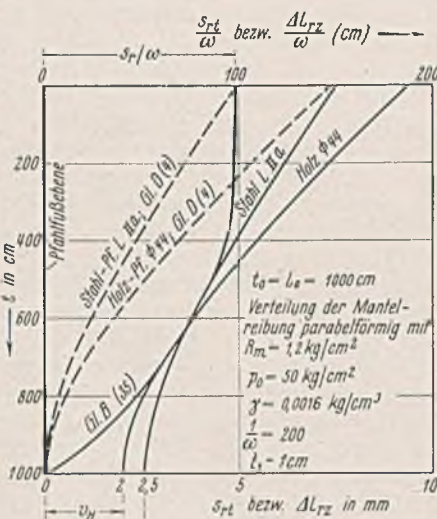


Abb. 32. Verschiebung des Pfahles gegen den angrenzenden Boden für den Fall, daß über die gesamte Pfahlhöhe Mantelreibung ausgelöst wird, und der Pfahl sich gleich oder elastischer verhält als der Boden.

nissen³⁵). Es wurde dabei angenommen, daß die Reibungsverteilung parabolisch sei mit $R_m = 1,2 \text{ kg/cm}^2$ und daß durch die Rammung eine Bodenvorspannung von $p_0 = 50 \text{ kg/cm}^2$ erzeugt worden sei³⁶). Der Wert $1/\omega$ wurde mit 200 in Rechnung gestellt, was einem mittleren Schwellwert $1/4$ von etwa $1/133$ entspricht³⁶). Die Gesamtsetzung des Pfahlkopfes in bezug auf die Pfahlfußebene ($\Delta L_r + v$) beläuft sich in diesem Falle auf 7,5 mm für den Stahlpfahl und 9,4 mm für den Holzpfahl, die entsprechenden Werte für die Verschiebung des Pfahlfußes sind: $v_{\text{Stahl}} = 2,5 \text{ mm}$ und $v_{\text{Holz}} = 2 \text{ mm}$. Der Vergleich mit dem Holzpfahl ist rein theoretisch (s. S. 744); er zeigt jedoch, daß durch die Vergrößerung der Differenz ($\Delta L_r - s_r$) der Wert v kleiner wird.

3. Tragvermögen des Pfahles nur infolge Spitzenwiderstand. Ist nur Spitzenwiderstand vorhanden, dann gelten die folgenden Gleichungen:

Elastische Formänderung des Pfahles:

$$(7) \text{ Gl. D (8)} \quad \frac{\Delta L_{sz}}{\omega} = \frac{1}{\omega} \cdot \frac{F_g}{E_p F} \cdot q_{t_0} z;$$

Setzung der Pfahlspitze infolge der elastischen Formänderung des Bodens unterhalb Pfahlfuß:

$$(8) \text{ Gl. C (14)} \quad \frac{s_{fs}}{\omega} = \frac{q_{t_0}}{p} \cdot d, \text{ worin } p = 0,3 q_{t_0} + \gamma t_0 + p^0 \text{ (s. Gl. C (11) u. S. 743).}$$

Die Größenordnung von q_{t_0} ist innerhalb weiter Grenzen schwankend, je nach der anstehenden Bodenart und dem Grad der Verdichtung bzw. Festigkeit. Auf Grund vieler Belastungsversuche ist man berechtigt, bei körnigen Böden Sohlpressungen bis zu 150 kg/cm^2 anzunehmen³⁷,³⁷).

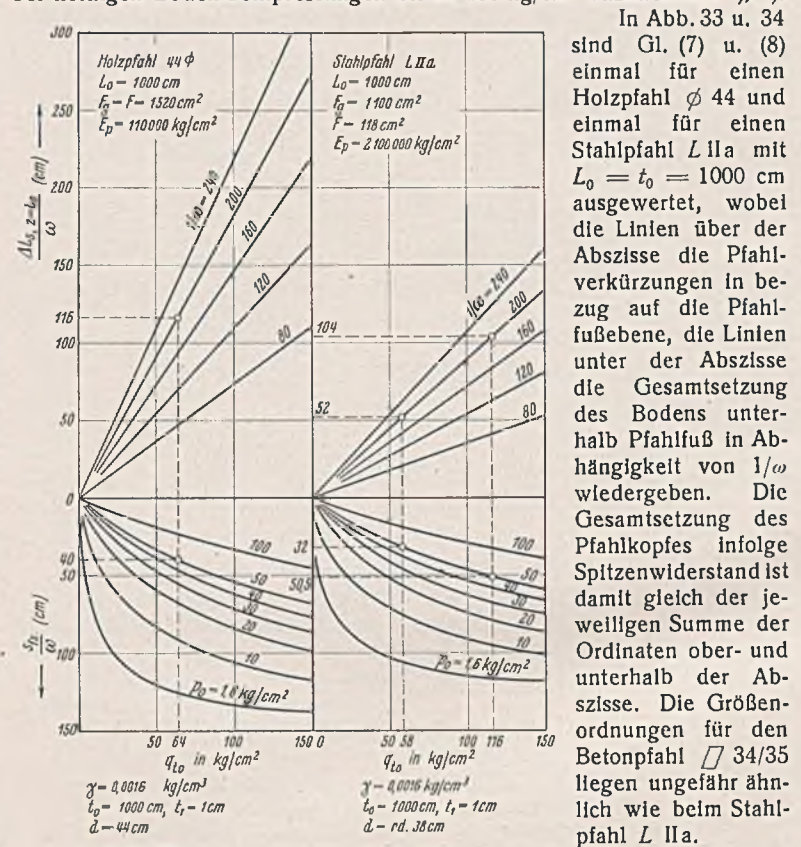


Abb. 33.

Abb. 34.

Abb. 33 u. 34. Setzungskurven bei alleiniger Wirkung von Spitzenwiderstand.

($U = 138 \text{ cm}$), während die den Gesamtquerschnitten entsprechenden Pfahldurchmesser verschieden sind (Holzpfahl $44 \text{ cm } \phi$, Eisenbeton 39 cm ,

³⁵) Alles in bezug auf die Pfahlfußebene, d. h. die Setzung des Pfahlfußes infolge Reibungskraft ist nicht mit zur Darstellung gebracht.

³⁶) Eine parabolische Verteilung der Mantelreibung bedingt stets eine Abnahme der Güte der Bodenschichten nach oben, wie auf S. 734 dargestellt. Insofern liegt hier eine gewisse Vernachlässigung vor, als diese oberen Schichten sicherlich niemals dieselbe hohe Vorspannung erhalten und dieselben hohen Schwellwerte aufweisen können wie die eigentlich tragenden Schichten in der Nähe des Pfahlfußes. Der Einfluß auf den Verlauf der s_{rz} -Linie dürfte aber gering sein, da die oberen Bodenschichten infolge der hier nur mäßigen Reibungsbeanspruchung sich sowieso nur wenig zusammendrücken (s. Abb. 19).

³⁷) Hiley, Pile-Driving Calculations with notes on driving forces, and ground resistance, The Structural Engineer 1930, July and August.

L II a rd. 38 cm). Zur Ermöglichung eines Vergleiches mit Abb. 27 bis 29 wurden sie jedoch beibehalten.

Die Linien für die Bodensetzungen unterhalb Pfahlfuß zeigen deutlich die Tendenz, sich mit wachsendem p_0 zu strecken, d. h. sich der Form einer Geraden zu nähern. Die Belastungs-Einsenkungs-Diagramme von Pfählen mit vorwiegend Spitzenwiderstand zeigen nun niemals eine nach unten gewölbte Form, sondern verlaufen im elastischen Teil nahezu geradlinig. Man könnte daraus den Schluß ziehen, daß in solchen Fällen, wo der Pfahlfuß auf oder in einer körnigen Bodenschicht steht, durch den Rammvorgang bereits Vorspannungen bis zu $p_0 = 100 \text{ kg/cm}^2$ und darüber erzeugt wurden, und daß damit bei einer neuen Belastung der Boden innerhalb des elastischen Bereiches nahezu dem Hookeschen Gesetze folgt.

4. Zusammenwirken von Mantelreibung und Spitzenwiderstand.

Auf S. 745 wurde bereits angedeutet, daß die Größe der Verschiebung v (Abb. 30, 31 u. 32) als Grundlage zur Beurteilung der Frage dienen könnte, ob unter gewissen Bedingungen neben der Mantelreibung auch Spitzenwiderstand auftreten kann.

Die Möglichkeit einer noch exakteren Auswertung von v in dieser Richtung ist erst dann gegeben, wenn man sich grundsätzlich im klaren darüber ist, wie weit die gegenseitige Beeinflussung der Formänderungen des Bodens infolge Mantelreibung und infolge Spitzenwiderstand geht. Leider sind dem Verfasser zur Beantwortung dieser Frage keinerlei praktische Erfahrungen bekannt geworden, so daß zur Ermöglichung eines tieferen Einblickes in das gemeinsame Wirken der beiden tragenden Kräfte im folgenden eine Annahme von grundlegender Bedeutung gemacht werden muß:

Die Setzung des Bodens unterhalb Pfahlfuß infolge Spitzenwiderstand geht unabhängig von dem darüberliegenden Boden und seiner Verformung vor sich. Oder mit anderen Worten: Die Setzung, die der Boden in einer gewissen Tiefe unterhalb der Bodenoberfläche infolge einer Auflast in dieser Tiefe erfährt, bedinge nicht auch dieselbe Setzung des gesamten darüberstehenden Bodenkörpers. Die Berechtigung zu dieser Annahme ist insofern gegeben, als ja gerade die Möglichkeit der vollkommenen statischen Loslösung des Tragkörpers von der darüberliegenden Schüttung kennzeichnend für das Verhalten des Bodens (zumindest körnigen Bodens) im Vergleich zu festen Körpern ist. Die Verschiebung v des Pfahlfußes gegenüber dem umgebenden Boden zur Auslösung der Mantelreibung wird damit gleichzeitig zu einem Maß für die Größe des möglichen Spitzenwiderstandes.

Legt man den weiteren Betrachtungen die Verhältnisse der Abb. 32 zugrunde, so würde dem Wert v_H bzw. v_{St} ein Wert $q_{t_0} = 64 \text{ kg/cm}^2$ bzw. 116 kg/cm^2 in Abb. 33 u. 34 entsprechen. Ein solcher Spitzenwiderstand bedingt aber gleichzeitig eine Pfahlverkürzung von $\Delta L_s = 116/200 = 5,8 \text{ mm}$ bzw. $104/200 = 5,2 \text{ mm}$ (die Werte sind ebenfalls den Abb. 33 u. 34 zu entnehmen, wobei $\omega = 1/200$). Das bedeutet, daß noch eine weit größere Verschiebung des Pfahlmantels gegenüber dem umgebenden Boden eintritt, als zur Auslösung der vollen Mantelreibung erforderlich wäre. Oder anders ausgedrückt: Soll nur eine solche Verschiebung zwischen Pfahl und Boden stattfinden, die notwendig ist, um die volle Mantelreibung über die Pfahllänge auszulösen, so wird sich durch das gleichzeitige Auftreten von Spitzenwiderstand ein geringerer Wert von v ergeben, als dies bei Mantelreibung allein der Fall wäre, was rückwärts wiederum eine geringere Anteilnahme des Spitzenwiderstandes bedingt (siehe Abb. 35). Man kann dabei ohne weiteres annehmen, daß die kleinste Bewegung des Pfahlfußes bereits einen gewissen Spitzenwiderstand hervorbringt, da ja durch die Rammung ein sattes Aufsitzen des Pfahlfußes in vorverdichtetem und verspanntem Boden eintritt.

Da also die geringste Verschiebung v schon einen gewissen, wenn auch sehr kleinen Spitzenwiderstand erzeugt, wird durch die damit verbundene Pfahlverkürzung die Gesamtauslösung der Mantelreibung beschleunigt. Man kann sich nun leicht vorstellen, daß Verhältnisse eintreten können, die die Verschiebung v von vornherein derart klein

halten, daß ein merkbarer Spitzenwiderstand nicht mehr oder doch nur sehr beschränkt zur Auswirkung kommt. Solche Verhältnisse liegen sicher dann vor, wenn die Mantelreibung vorwiegend in der Nähe des Pfahlfußes wirksam ist, wobei durch den Rammvorgang, vielleicht auch schon auf Grund der Entstehungsgeschichte, eine sehr hohe Bodenvorspannung vorhanden ist (vgl. S. 745 u. 746). Ganz sicher aber tritt unter solchen Bedingungen nur Mantelreibung auf, solange der Pfahl innerhalb der Grenzen der bisher üblichen Sicherheit belastet wird.

Zusammenfassung: In allen Fällen, wo ein Pfahl durch mächtige, wenig tragfähige Schichten so weit in eine gründungsfähige Bodenschicht aus körnigem Material gerammt wird, bis er im üblichen Sinne fest ist, scheint in Anwendung der obigen Ergebnisse die Annahme berechtigt, daß der weitaus größte Teil der Tragkraft durch die Mantelreibung um den Pfahlfuß herum gestellt wird.

Ausgenommen müssen natürlich all die Pfähle werden, die eine Verdickung des Pfahlfußes über den normalen Pfahlquerschnitt hinaus aufweisen, während die Belastungsergebnisse mit den sogenannten „Stahlwulstpfählen“ diese Annahme nur bestätigen³⁸⁾.

Überall da, wo sich die Mantelreibung etwas stetiger über die Pfahllänge verteilt und gleichzeitig die Pfahlschäfte in einer tragfähigen Schicht Halt findet, wird stets von vornherein der Spitzenwiderstand tätigen Anteil an der Kraftübertragung nehmen.

Vielleicht am einfachsten liegen die Verhältnisse bei der „schwebenden Pfahlgründung“. Da hierbei die Pfähle auf ihre ganze Länge in zumeist tonigen, wenig tragfähigen Bodenschichten stehen, entfällt der Spitzenwiderstand vollkommen.

Im Rahmen dieser Arbeit konnten natürlich nur einzelne typische Fälle aufgezeigt werden. In Wirklichkeit gibt es dazwischen unendlich viele Übergangsformen, die jeweils nur durch genaueste Erforschung der Bodenschichtenfolge und der Bodenbeiwerte einigermaßen festgelegt werden können.

Im folgenden Abschnitt soll noch ein Verfahren entwickelt werden, das unter Umständen erlaubt, mit Hilfe einer Probelastung in jedem einzelnen Falle die beiden Kraftwirkungen Mantelreibung und Spitzenwiderstand und ihren anteilmäßigen Einfluß einwandfrei zu trennen.

Es ist klar, daß die bisherigen Überlegungen in ihrer Beschränkung auf den Einzelpfahl für eine Gründung auf Pfahlgruppen nicht unmittelbar anwendbar sind. Belastet man nämlich Pfahlgruppen, so überlagern sich die durch die Einzelpfähle erzeugten Spannungszustände. Ihre Setzungen werden dadurch größer sein als die des Einzelpfahles. Ein näheres Eingehen auf dieses Gebiet übersteigt jedoch den Rahmen dieser Arbeit.

Ebenso müssen auch all die besonderen Verhältnisse unberücksichtigt bleiben, die eine zusätzliche Belastung der Pfähle durch negative Mantelreibung begünstigen. Diese liegen dann vor, wenn Pfähle durch tonige Bodenschichten gerammt werden, die sich noch unter dem Einfluß jüngerer Überschüttungen oder neuerlich aufgebracht Auflasten im Zustande fortschreitender Verfestigung befinden. Auf die Möglichkeit, daß auch Pfähle, die in bereits konsolidierten Tonschichten stehen, durch negative Mantelreibung belastet werden können, verweist v. Terzaghi¹¹⁾. Er geht dabei von der Erfahrung aus, daß durch das Einrammen von Pfahlgruppen in der Nachbarschaft und zwischen den einzelnen Pfählen eine weitgehende Veränderung der Bodenstruktur verursacht wird, was bei Tonböden einer vollkommenen Durchknetung gleichkommt, die wiederum einen neuen allmählich verlaufenden Konsolidationsvorgang auslöst.

F. Kritische Betrachtung der Rammformeln, der Formeln von Dörr und Krey sowie der zulässigen Tragfähigkeit von Ramppfählen.

Eines zeigen die vorliegenden Ergebnisse mit Sicherheit, daß nämlich sämtliche Versuche, die Tragfähigkeit von Ramppfählen aus irgendwelchen Rammformeln zu errechnen, von vornherein zum Scheitern verurteilt sind, zumal sie über den anteilmäßigen Einfluß von Spitzenwiderstand und Mantelreibung überhaupt nichts aussagen können. Wenn sich seit über 100 Jahren zahlreiche Gelehrte und Praktiker um die Entwicklung solcher Formeln bemühten, wobei die empfohlenen Sicherheitsziffern für die zulässige Nutzlast je Pfahl in weiten Grenzen schwankt und häufig sogar den Wert 4 übersteigt, so beweist dies nur die Richtigkeit des obigen Satzes, auch wenn in neuester Zeit Rausch³⁹⁾ und Sprenger¹⁷⁾ solche Formeln durch Einbau eines Gliedes für die Elastizität des Bodens zu verbessern versuchten. Ganz abgesehen davon, daß beim Rammvorgang viele unbestimmbare Faktoren mitwirken, so kann eine solche Formel, auch bei genauester Bestimmung der Stoß- und Verlustkoeffizienten, doch stets nur den dynamischen Rammwiderstand kennzeichnen, der durch kurz-

³⁸⁾ Beim Stahlwulstpfahl (Herstellerin: Dortmund-Hoerder Hüttenverein AG) kommt außerdem noch eine erhöhte Reibungsziffer infolge Reibung Erde auf Erde hinzu. Ähnlich liegen auch die Verhältnisse beim reinen Trägerprofil.

³⁹⁾ Rausch, Zur Frage der Tragfähigkeit von Ramppfählen. Bauing. 1930, Heft 30.

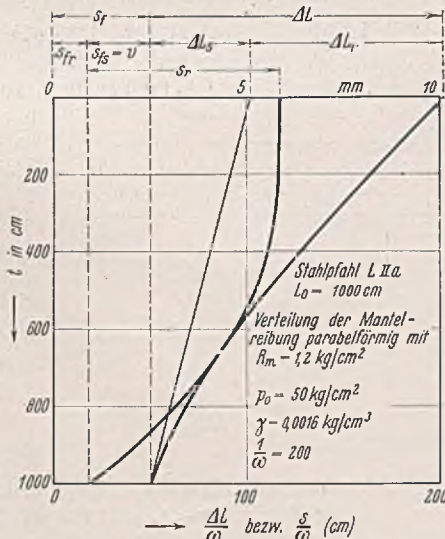


Abb. 35. Gesamtsetzung von Pfahl und Boden über die Rammtiefe t_0 bei Zusammenwirken von Mantelreibung und Spitzenwiderstand.

zeitliche Überbeanspruchung des Bodens entsteht. Dieser darf aber niemals der statischen Tragfähigkeit eines Pfahles gleichgesetzt werden, zumal sich diese bereits noch im Übergang zwischen dem elastischen und plastischen Verhalten des Bodens einstellt.

Auch die Heranziehung der Erddrucktheorien zur Bildung von Tragfähigkeitsformeln, wie dies Dörr⁸⁾ und Krey⁹⁾ versucht haben, muß notgedrungen versagen, da die Erddrucktheorie einen mathematisch schematisierten Zustand kennzeichnet, der der Vielgestaltigkeit in den erdstatischen Verhältnissen einer Pfahlgründung niemals gerecht werden kann. So spielt z. B. in der Dörrschen Formel der Spitzenwiderstand eine derart untergeordnete Rolle, daß er bei Berechnungen in der Praxis zumeist vernachlässigt werden kann, was doch sehr häufig den Tatsachen unmittelbar zuwider läuft. Über die Berechtigung, die Mantelreibungskraft nach diesen Verfahren zu bestimmen, wurde bereits an anderer Stelle (vgl. S. 744) gesprochen.

Zum Schluß noch einige Worte über die zulässige Tragfähigkeit von Rammpfählen. Für ihre Festsetzung sind drei Faktoren maßgebend:

- a) die erlaubte Setzung des zu gründenden Bauwerkes,
- b) die Höhe der durch eine Probelastung ermittelten Grenzbelastung und
- c) die Art der verwendeten Pfahlbaustoffe.

Zu a) Der erste Punkt liegt wohl klar und dürfte auf Grund gewissenhafter Probelastungen festgelegt werden, wobei durch Bohrungen, unter Umständen sogar Tiefbohrungen, systematische Bodenuntersuchungen vorgenommen werden müssen, um auch nachträgliche Setzungen, die sich über Jahrzehnte erstrecken können, örtlich- und großräumig zu erfassen. Dies gilt vor allem in bezug auf schwebende Pfahlgründungen.

Zu b) Die neuen Ergebnisse zeigen, daß bei solchen Pfahlgründungen, deren Tragfähigkeit in der Hauptsache durch Mantelreibung um den Pfahlfuß herum bedingt ist, ausreichende Reserven durch das spätere zusätzliche Eingreifen von Spitzenwiderstand gegeben sind. Man kann daher in solchen Fällen die zulässige Pfahlbelastung anstandslos mit 80% der Grenzbelastung in Ansatz bringen, wie dies zuerst durch Agatz⁴⁰⁾ empfohlen wurde, ohne dabei das im Grundbau übliche Maß an Sicherheit zu überschreiten. Gründungen unter solchen Verhältnissen werden stets die relativ höchsten Grenzbelastungen aufweisen. Andererseits wird man bei der Auswertung von Probelastungen, bei denen die Grenzbelastungen relativ niedriger liegen, vorsichtiger zu Werke gehen müssen, wobei für die Festlegung der zulässigen Belastung stets wieder das jeweilige Ergebnis aus Bodenuntersuchungen sowie scharfe Kritik der Belastungs-Setzungs- und der Rammkurven ausschlaggebend sein werden. Ganz allgemein läßt sich sagen, daß, je höher unter gleichen Pfahlbedingungen die Grenzbelastung liegt, je höher auch der prozentuale Anteil der zulässigen Belastung angesetzt werden darf, wobei er 80% der Grenzbelastung nicht überschreiten sollte. Diese Folgerung entspricht auch dem natürlichen Empfinden.

Zu c) Die Wahl der Pfahlbaustoffe spielt für die Festlegung der zulässigen Belastung insofern eine Rolle, als gerade bei Rammpfählen das sichere Eintreiben in den Untergrund entscheidend ist. Hier ist der Stahlpfahl sowohl dem Holz- wie auch Eisenbetonpfahl weit überlegen, als sich bei diesen bei klesigem und sonst schwerem Untergrunde eine Stauchung des Holzes bzw. eine Zermürbung des Betongefüges gelegentlich nicht vermeiden läßt, so daß man gezwungen sein wird, diese nicht sichtbaren Schäden durch Herabsetzung der zulässigen Belastungsgrenze auszugleichen. Auch sonstige Einflüsse, wie Empfindlichkeit gegen aggressive Grundwasser u. ä., spielen dabei eine Rolle. Der konstruktiv und werkstoffmäßig gut durchgearbeitete Stahlpfahl gibt dagegen die beinahe 100%ige Sicherheit, jede mögliche Rammung einwandfrei zu überstehen, so daß bei seiner Verwendung die zulässige Belastungsgrenze in der unter b) genannten Weise angesetzt werden darf (vgl. auch S. 744).

III. Trennung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung.

A. Bisherige Verfahren.

Die vorangegangenen Überlegungen zeigen erneut, wie unmöglich es ist, allein auf theoretischem Wege dem Problem der Pfahlbelastungen näherzukommen. Schon früh hat man deshalb in allen Fällen, wo eine genauere Kenntnis der Tragkraft eines Pfahles notwendig war, Versuche zu ihrer Bestimmung angestellt. In der Folge sind sehr viele solcher Probelastungen im In- und Auslande durchgeführt und zum Teil auch veröffentlicht worden. Auch Modellversuche wurden zahlreich vorgenommen, jedoch sind deren Ergebnisse infolge der Unkenntnis des jeweils zu wählenden Übersetzungsmaßstabes sowie der zuweilen recht kleinen Raumverhältnisse nur beschränkt anwendbar^{41), 22), 15), 11)}.

Jedoch auch die bisher durchgeführten Probelastungen von Pfählen, so genau sie auch vorgenommen sein mögen, haben alle den großen Mangel, daß aus ihnen niemals etwas Genaueres über den mengenmäßigen Anteil von Spitzenwiderstand und Mantelreibung an der Tragkraft sowie über die Verteilung der Mantelreibung über die Pfahllänge zu erfahren ist. Auch die Bestimmung der Grenze des elastischen Bereiches — Proportionalitätsgrenze Q_p genannt — ist sehr häufig nicht möglich. Das einzige, was sich stets mit genügender Sicherheit bestimmen läßt, ist die Grenzbelastung Q_g . Es fehlt natürlich nicht an mancherlei Versuchen, durch sinnvolle Deutung der Linie des Belastungs-Einsenkungs-Diagramms die vorhandenen Lücken zu schließen^{19), 17), 19)}. Oftmals wendet man auch das Verfahren an, durch einen nachträglichen Zugversuch die Mantelreibung getrennt zu bestimmen. Hiergegen wäre einzuwenden, daß nicht erwiesen ist, ob sich die Mantelreibung beim Zuggpahl tatsächlich in derselben Höhe einstellen kann wie beim Druckpfahl. Da im ersten Falle dem Boden nach oben hin ein freies Ausweichen gestattet ist, besteht immerhin die Möglichkeit, daß die Größenordnung der Mantelreibung dadurch ungünstig beeinflusst wird. v. Terzaghi¹¹⁾ teilt hingegen mit, daß sich auf Grund eigener Untersuchungen die Erfahrungen von Ing. C. Franx bestätigt haben, wonach der Anteil der Mantelreibung bei gegebener Setzung s des Einzelpfahles gleich sei der Zugkraft, die notwendig ist, um den gleichen Pfahl bei einem Zugversuch um den gleichen Betrag s zu heben. Der Spitzenwiderstand würde sich danach als Differenz aus der Druck- und Zugkurve ergeben.

Abgesehen davon, daß die allgemeine Gültigkeit dieser Beobachtungen nicht erwiesen ist, gestaltet sich die Durchführung einer solchen Untersuchung in der Praxis stets mühsam und zeitraubend, da man gezwungen ist, sowohl einen Druck- als auch einen Zugversuch anzustellen.

Ein genaues Verfahren, allein aus den Ergebnissen eines Druckversuches Spitzenwiderstand und Mantelreibung einwandfrei zu trennen, wobei man noch den Vorteil hat, daß die Mantelreibung für die Richtung bestimmt wird, in der sie tatsächlich auch zur Wirkung kommt, besteht bislang noch nicht.

Im folgenden soll die Möglichkeit eines solchen Verfahrens entwickelt werden.

B. Neues Verfahren zur Trennung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung (f -Methode).

Die theoretische Behandlung der vorliegenden Fragen im Abschnitt I und II ging von der Überlegung aus, daß man zur Erkennung der Kräfteinflüsse, die auf einen Rammpfahl wirken, ebenso sehr das Verhalten des Bodens wie das des Pfahles berücksichtigen muß. Damit brachte man allerdings insofern eine große Unsicherheit in alle Berechnungen, als sich gerade das Verhalten des Bodens zahlen- und formelmäßig nur schwer erfassen läßt. Man konnte also nur dann zu einem eindeutigen Ergebnis kommen, wenn man die Möglichkeit hatte, diese Unbekannten von vornherein aus dem Spiel zu lassen. Diese Überlegungen führten dazu, daß es möglich sein mußte, allein aus dem elastischen Verhalten des Pfahles auf die Größen von Spitzenwiderstand und Mantelreibung zu schließen.

1. Die theoretischen Grundlagen der f -Methode.

Unter der Voraussetzung, daß die Möglichkeit gegeben ist, die Setzung, die ein Pfahl bei einer Probelastung erfährt, nicht nur am oberen Pfahlende, sondern auch am Pfahlfuß sowie an einer dritten Stelle zwischen den beiden Pfahlenden zu messen, stehen zur rechnerischen Auswertung der sich daraus ergebenden drei Belastungs-Einsenkungs-Diagramme drei Beziehungsgleichungen zur Verfügung, und zwar:

$$(1) \quad Q = Q_s + Q_r$$

$$(2) \quad \Delta L = \Delta L_s + \Delta L_r$$

$$(3) \quad \Delta L_z = \Delta L_{sz} + \Delta L_{rz}$$

Hierin bedeutet (s. Abb. 36):

Q = jeweilig aufgebrachte Belastung, als Summe der Tragkraft aus Spitzenwiderstand Q_s und aus Mantelreibung Q_r ,

$\Delta L = s_k - s_f$, Differenz der Setzungsmessungen am Pfahlkopf s_k und am Pfahlfuß s_f (Gesamtpfahlverkürzung), gleich Summe der Pfahlverkürzungen infolge Spitzenwiderstand ΔL_s und infolge Mantelreibung ΔL_r ,

$\Delta L_z = s_z - s_f$, Differenz der Setzungsmessungen eines beliebigen Punktes des Pfahles in der Tiefe z oberhalb Pfahlfuß s_z und am Pfahlfuß s_f , gleich Summe der Pfahlverkürzungen auf die Länge z vom Pfahlfuß aus gemessen, infolge Spitzenwiderstand ΔL_{sz} und infolge Mantelreibung ΔL_{rz} .

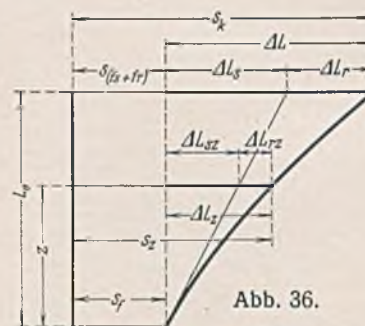


Abb. 36.

⁴⁰⁾ Agatz, Der Rammstahlpfahl für Pfahlrostbauwerke. Bautechn. 1934, Heft 5 u. 6.

⁴¹⁾ Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl., III. Bd. Berlin 1922. Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

Hierin ist entsprechend S. 744, Gl. (8) u. (9):

$$(4) \quad \Delta L_s = \frac{Q_s L_0}{E_p F}$$

$$(5) \quad \Delta L_{sz} = \frac{Q_s z}{E_p F}$$

worin $Q_s = q_{t_0} F_g$

und entsprechend S. 743, Gl. (2) bis (7):

$$(6) \quad \Delta L_r = \frac{Q_r L_0}{E_p F} \cdot \alpha, \text{ worin } Q_r = R_m U L_0,$$

$$(7) \quad \Delta L_{rz} = \frac{Q_{rz} z}{E_p F} \cdot \alpha', \text{ worin } Q_{rz} = R_m U z.$$

Die Größen α und α' sind Beiwerte, die die Art der Mantelreibungsverteilung zum Ausdruck bringen.

Ersetzt man die einzelnen Summanden der Gl. (2) u. (3) durch die Werte der Gl. (4) bis (7), so ergibt sich:

$$(8) \quad \Delta L = \frac{q_{t_0} F_g L_0}{E_p F} + \frac{R_m U L_0^2}{E_p F} \cdot \alpha,$$

$$(9) \quad \Delta L_z = \frac{q_{t_0} F_g z}{E_p F} + \frac{R_m U z^2}{E_p F} \cdot \alpha'.$$

Man hat damit zwei Gleichungen mit den zwei gesuchten Größen q_{t_0} und R_m . Nach q_{t_0} aufgelöst, ergibt sich:

$$(10) \quad q_{t_0} = \frac{E_p F}{F_g} \cdot \frac{1}{L_0} \left[\Delta L - \frac{R_m U L_0^2}{E_p F} \cdot \alpha \right],$$

$$(11) \quad q_{t_0} = \frac{E_p F}{F_g} \cdot \frac{1}{z} \left[\Delta L_z - \frac{R_m U z^2}{E_p F} \cdot \alpha' \right].$$

Durch Gleichsetzen der Gl. (10) u. (11) wird q_{t_0} eliminiert.

Die Größenordnungen der Werte α und α' sowie f' für $z/L_0 = 0,3, 0,4$ und $0,5$ sind in Tabelle 1 für sieben verschiedene Formen der Mantelreibungsverteilung zusammengestellt. Ebenso zeigt Abb. 37 den genauen Verlauf der Werte f' in Abhängigkeit von z/L_0 für die sieben Verteilungsformen der Mantelreibung. Weiter kommt in Tabelle 1 eine Spalte für die gemittelten f' -Werte (f'_m) hinzu, sowie die jeweils größte positive und negative Abweichung hiervon, alles in bezug auf die sieben gewählten Verteilungsformen der Mantelreibung. Dabei ergibt sich eine sehr große Übereinstimmung der f' -Werte im Bereich $z/L_0 = 0,3$ bis $0,5$. Damit liegt der Faktor f' ziemlich fest, sofern man nur das Verhältnis von z/L_0 etwa zu $0,3$ bis $0,5$ wählt, wobei die größte Abweichung von dem Mittelwert f'_m für $z/L_0 = 0,4$ $12,9\%$ beträgt. Für die erste Annäherung genügt

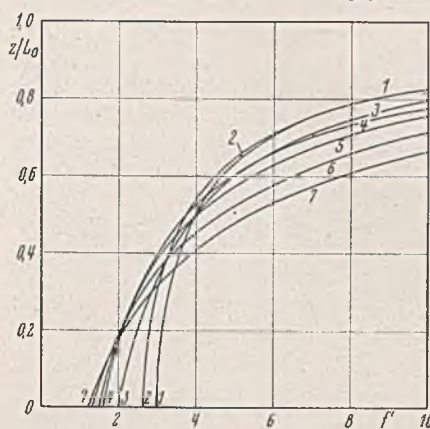


Abb. 37. f' in Abhängigkeit von z/L_0 für sieben Verteilungsformen der Mantelreibung.

diese Genauigkeit, so daß zunächst mit den Mittelwerten f'_m gerechnet werden kann.

Kombiniert man Gl. (1) u. (2) und ersetzt ΔL_s und ΔL_r durch Gl. (4) und (6), so erhält man wiederum zwei Gleichungen mit den zwei gesuchten Größen Q_s und Q_r , und zwar:

$$(16) \quad Q_s + \alpha Q_r = \Delta L \cdot \frac{E_p F}{L_0}$$

Tabelle 1.

Verteilung der Mantelreibung		α (s. Gl. (6)) $\Delta L_r = \frac{Q_r L_0}{E_p F} \cdot \alpha$	α' (siehe Gl. (7)) $\Delta L_{rz} = \frac{Q_{rz} z}{E_p F} \cdot \alpha'$	$f' = \frac{1}{\alpha - \frac{z}{L_0} \cdot \alpha'}$ Gl. (14)			$f'_m = \frac{1}{1-\alpha}$ Gl. (19)	$\frac{f'}{f'_m}$ Gl. (25) für $z/L_0 =$			Verteilungsform Nr.						
Nr.	Figur			Gleichung $R_z = f(z)$	Allgemeine Gleichung			Abweichung von f'_m in % für $z/L_0 =$				0,3	0,4	0,5			
1	gleichförmig nach unten abnehmend		$z \cdot R_m \cdot \frac{z}{L_0}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3} \cdot \frac{z}{L_0}$	$\frac{3}{1 - \frac{z^2}{L_0^2}}$	3,30	3,57	4,00	+12,9	+5,0	-4,6	1,5	0,46	0,42	0,38	1
2	parabelförmig nach unten abnehmend		$\frac{3}{2} \cdot R_m \cdot \left[1 - \left(\frac{L_0 - z}{L_0} \right)^2 \right]$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{8} \cdot \left(4 \cdot \frac{z}{L_0} - \frac{z^2}{L_0^2} \right)$	$\frac{8}{3 - \frac{z}{L_0} \cdot \left(4 - \frac{z}{L_0} - \frac{z^2}{L_0^2} \right)}$	3,00	3,30	3,76	+7,1	-2,9	-10,5	1,6	0,53	0,49	0,43	2
3	rechteckförmig		R_m	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{1 - \frac{z}{L_0}}$	2,86	3,33	4,00	+2,1	-2,1	-4,8	2	0,70	0,60	0,50	3
4	parabelförmig nach unten zunehmend		$\frac{3}{2} \cdot R_m \cdot \left[1 - \frac{z^2}{L_0^2} \right]$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{8} \cdot \left(6 - \frac{z^2}{L_0^2} \right)$	$\frac{8}{5 - \frac{z}{L_0} \cdot \left(6 - \frac{z^2}{L_0^2} \right)}$	2,48	3,09	3,76	-11,4	-11,8	-10,5	2,667	1,07	0,89	0,71	4
5	dreieckförmig nach unten zunehmend		$2 \cdot R_m \cdot \frac{L_0 - z}{L_0}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3} \cdot \left(3 - \frac{z}{L_0} \right)$	$\frac{3}{2 - \frac{z}{L_0} \cdot \left(3 - \frac{z}{L_0} \right)}$	2,52	3,72	4,00	-10,0	-8,2	-4,8	3	1,19	0,96	0,75	5
6	quadratische Parabel		$3 \cdot R_m \cdot \frac{(L_0 - z)^2}{L_0^2}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{4} \cdot \left(6 - 4 \cdot \frac{z}{L_0} + \frac{z^2}{L_0^2} \right)$	$\frac{4}{3 - \frac{z}{L_0} \cdot \left(6 - 4 \cdot \frac{z}{L_0} + \frac{z^2}{L_0^2} \right)}$	2,61	3,40	4,57	-6,8	± 0,0	+8,8	4	1,53	1,18	0,88	6
7	kubische Parabel		$4 \cdot R_m \cdot \frac{(L_0 - z)^3}{L_0^3}$	$\frac{4}{5}$	$\frac{1}{5} \cdot \left(10 - 10 \cdot \frac{z}{L_0} + 5 \cdot \frac{z^2}{L_0^2} - \frac{z^3}{L_0^3} \right)$	$\frac{5}{4 - \frac{z}{L_0} \cdot \left(10 - 10 \cdot \frac{z}{L_0} + 5 \cdot \frac{z^2}{L_0^2} - \frac{z^3}{L_0^3} \right)}$	2,62	3,69	5,33	+0,7	+12,9	+26,3	5	1,77	1,30	0,94	7
8	Parabeln höherer Ordnung		$n \cdot R_m \cdot \frac{(L_0 - z)^{n-1}}{L_0^{n-1}}$	$\frac{n}{n+1}$									von 6 ab aufwärts				8

Bedeutung der einzelnen Buchstaben in den Formeln siehe Abb. 23

$$f'_m = 2,8 \quad 3,9 \quad 4,2$$

Man erhält:

$$(12) \quad \frac{R_m U}{E_p F} [L_0 \alpha - z \alpha'] = \frac{\Delta L}{L_0} - \frac{\Delta L_z}{z}$$

Setzt man für $R_m U L_0 = Q_r$, so ergibt sich hierfür:

$$(13) \quad Q_r = \frac{E_p F}{L_0} \cdot \frac{1}{\alpha - \frac{z}{L_0} \cdot \alpha'} \left[\Delta L - \frac{L_0}{z} \cdot \Delta L_z \right]$$

oder, wenn man

$$(14) \quad \frac{1}{\alpha - \frac{z}{L_0} \cdot \alpha'} = f'$$

setzt,

$$(15) \quad Q_r = f' \cdot \frac{E_p F}{L_0} \left[\Delta L - \frac{L_0}{z} \cdot \Delta L_z \right]$$

aus Gl. (1):

$$(17) \quad Q_s + Q_r = Q.$$

Durch Eliminieren von Q_s ergibt sich:

$$(18) \quad Q_r = \frac{1}{1-\alpha} \left[Q - \Delta L \cdot \frac{E_p F}{L_0} \right].$$

Setzt man

$$(19) \quad \frac{1}{1-\alpha} = f,$$

so lautet Gl. (18):

$$(20) \quad Q_r = f \left[Q - \Delta L \cdot \frac{E_p F}{L_0} \right]$$

oder

$$(21) \quad Q_r = f(Q - Q_s'),$$

worin

$$Q_s' = \mathcal{J}L \cdot \frac{E_p F}{L_0}$$

einen ideellen Spitzenwiderstand bedeutet, der der Gesamtzusammendrückung des Pfahles $\mathcal{J}L$ entsprechen würde.

Man hat damit eine zweite Bestimmungsgleichung für Q_r , deren Faktor f im Gegensatz zu f' der Gl. (15) je nach der Verteilungsform der Mantelreibung in sehr weiten Grenzen schwankt. Die betreffenden Werte von f für die sieben gewählten Verteilungsformen der Mantelreibung sind ebenfalls in Tabelle 1 zu finden. Es zeigt sich, daß je mehr sich die Mantelreibung an der Pfahlspitze konzentriert, der Wert für die Zahl f anwächst. Diese Eigenschaft des Faktors f , durch seine Größe für eine ganz bestimmte Verteilungsform der Mantelreibung charakteristisch zu sein, gibt die Möglichkeit, ein zuverlässiges Bild in dieser Hinsicht zu bekommen.

Aus der Voraussetzung nämlich, daß die beiden Seiten der Gl. (15) und (20) einander gleich sind, kann man den Faktor f wie folgt ermitteln:

$$(22) \quad f \left[Q - \mathcal{J}L \cdot \frac{E_p F}{L_0} \right] = f' \cdot \frac{E_p F}{L_0} \left[\mathcal{J}L - \frac{L_0}{z} \cdot \mathcal{J}L_z \right]$$

$$(23) \quad f = f' \cdot \frac{\mathcal{J}L - \frac{L_0}{z} \cdot \mathcal{J}L_z}{Q \cdot \frac{L_0}{E_p F} - \mathcal{J}L}$$

oder

$$(24) \quad f = f' \cdot \frac{\mathcal{J}L - \frac{L_0}{z} \cdot \mathcal{J}L_z}{\mathcal{J}L' - \mathcal{J}L}$$

worin $\mathcal{J}L' = Q \cdot \frac{L_0}{E_p F}$ eine ideelle Pfahlverkürzung bedeutet, die sich ergeben würde, wenn der gesamte Widerstand Q an der Pfahlspitze angreift.

Für die erste Annäherung ist in Gl. (24) f' durch f'_m zu ersetzen. Gl. (24) stellt den Schlüssel für das gesamte Verfahren dar. Es wird deshalb im folgenden kurz als „ f -Methode“ bezeichnet.

Je nach der Größenordnung des aus Gl. (24) errechneten Wertes für f kann man nun aus Tabelle 1 entnehmen, um welche Art der Reibungsverteilung es sich im vorliegenden Falle handelt. Zwischenwerte stellen Übergangsformen zwischen der einen und anderen Verteilungsart dar. Man ist jetzt in der Lage, Gl. (24) nochmals mit dem genaueren Werte von f' zu rechnen und somit f einer Korrektur zu unterziehen. Nachdem so die Werte von f' und f festliegen, kann man Q_r aus Gl. (15) u. (21) errechnen. Q_s ergibt sich dann aus Gl. (1).

Noch einfacher wird die Bestimmung der Verteilungsform und damit der Werte f' und f , wenn man Gl. (24) wie folgt schreibt:

$$(25) \quad \frac{f}{f'} = \frac{\mathcal{J}L - \frac{L_0}{z} \cdot \mathcal{J}L_z}{\mathcal{J}L' - \mathcal{J}L}$$

Die Größe des Quotienten f/f' bei einem gegebenen Verhältnis z/L_0 ist ebenfalls für eine ganz bestimmte Verteilungsform der Mantelreibung charakteristisch (vgl. Tabelle 1). In den Abb. 38 bis 40 ist Gl. (25) für die

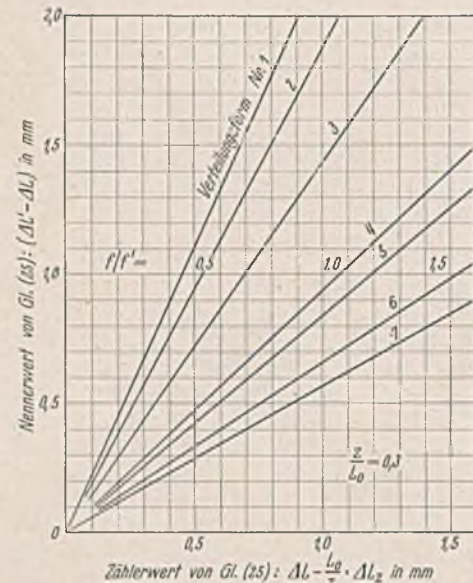


Abb. 38.

Bestimmung von f/f' und damit der ungefähren Verteilungsform der Mantelreibung aus dem Zähler- und Nennerwert von Gl. (25) bei $z/L_0 = 0,3$

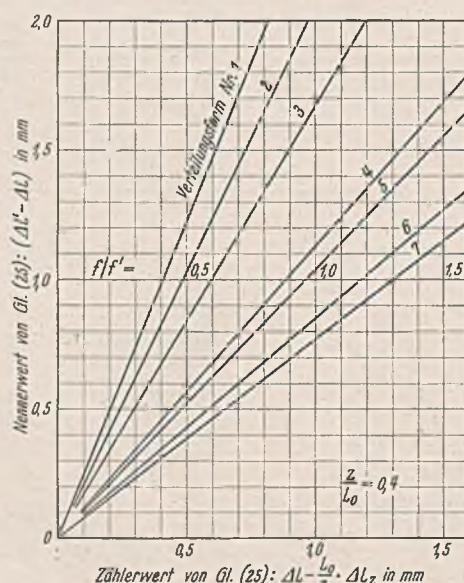


Abb. 39.

$z/L_0 = 0,4$

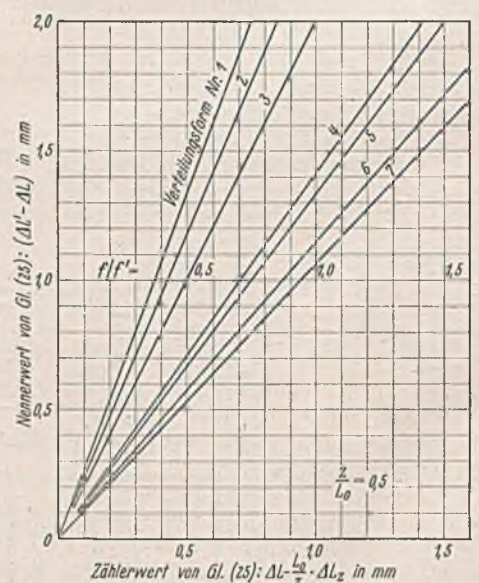


Abb. 40.

$z/L_0 = 0,5$.

Meßlängenverhältnisse $z/L_0 = 0,3, 0,4$ und $0,5$ ausgewertet. Jeder Strahl entspricht darin einem bestimmten Verhältnis f/f' und somit einer bestimmten Verteilungsform der Mantelreibung gemäß Tabelle 1. Die Einflußbereiche der einzelnen Strahlen sind sehr verschieden, so daß sich auch vorhandene Meßfehler je nach den einzelnen Verteilungsformen verschieden stark auf die Ergebnisse auswirken werden. Hierüber siehe weiter unten.

Man hat nun nichts anderes zu tun, als jeweils Zähler und Nenner der Gl. (25) getrennt zu ermitteln und mit diesen Werten in die für das vorhandene Verhältnis z/L_0 maßgebende graphische Darstellung zu gehen. Der Strahl, der dem Schnittpunkt der beiden Werte am nächsten liegt, gibt dann die ungefähre Verteilungsform der Mantelreibung an und damit die Werte f' und f nach Tabelle 1.

Die vorstehenden Überlegungen haben nur für den Fall Gültigkeit, daß sich in Gl. (24) sowohl Zähler wie Nenner stets als positiv ergeben. Wird in Gl. (24) der Nenner gleich Null, d. h. $\mathcal{J}L' = \mathcal{J}L$, so ist entsprechend der Definition von $\mathcal{J}L'$ überhaupt keine Mantelreibung wirksam. Die Klammerausdrücke der Gl. (15) u. (21) werden damit sinngemäß ebenfalls gleich Null.

Die f -Methode versagt, sobald negative Mantelreibung hinzukommt. Da jedoch die Auslösung von negativer Mantelreibung infolge des nur ganz allmählich verlaufenden Konsolidationsvorganges bindiger Böden geraume Zeit beansprucht, so wird, da Probepfähle zumeist sehr kurzfristig gerammt werden, eine solche für gewöhnlich niemals vorhanden sein. Das Auftreten negativer Mantelreibung würde in Gl. (24) dadurch zum Ausdruck kommen, daß der Wert des Nenners negativ wird, also $\mathcal{J}L' < \mathcal{J}L$.

2. Der Probepfahl.

Eine Probebelastung nach der f -Methode setzt voraus, daß am Probepfahl das Anbringen der Meßpunkte sowohl am Pfahlkopf, am Pfahlfuß, wie in Nähe Pfahlmitte einwandfrei gegeben ist. Die Voraussetzungen hierfür bieten in idealer Weise die Stahlkastenpfähle, im besonderen die Larsen-Pfähle (Herstellerin: Dortmund-Hoerder Hüttenverein AG). Die Eigenschaft der Larsen-Pfähle, aus zwei getrennten Larsen-Einzelbohlen zusammengesetzt und verschweißt zu sein, gibt hierbei die Möglichkeit, die Meßstangen, die im Innern der Pfähle von den Meßstellen aus hochgeführt werden müssen, noch vor der Verschweißung einzubauen. Die Verbindung des Meßgestanges, für das am besten Quadratstahl (etwa 20 · 20 mm) Verwendung findet, mit der Meßstelle am Pfahlinnern geschieht dabei am sichersten durch Verschweißung, wobei die Schweißnaht so kräftig zu halten ist, daß durch die dynamischen Rammbeanspruchungen des Pfahles eine Lockerung nicht eintreten kann. Die Meßstellen selbst befinden sich am Pfahlfuß, dann in der Entfernung $z = 0,3$ bis $0,5 L_0$ vom Pfahlfuß (wobei $L_0 =$ die im Boden befindliche Pfahllänge bedeutet) sowie in Höhe der Bodenoberfläche⁴²⁾. Das freie Ende der Meßstangen wird dabei in der Nähe des Pfahlkopfes durch am Pfahlinnern angeschweißte Bügel zwanglos geführt, wobei darauf zu achten ist, daß das Gestänge zunächst nicht höher reicht, als es das unbehinderte

⁴²⁾ Man kann natürlich die Anzahl der Meßstellen beliebig vermehren, um so ein noch genaueres Bild über die Verteilung der Mantelreibung zu bekommen. Hierbei dürfte jedoch der Erfolg mit dem Aufwand in keinerlei Verhältnis stehen.

Aufsetzen der Ramphaube gestattet. Nachdem der Pfahl gerammt ist, werden die einzelnen Meßstangen durch Aufschiessen kurzer Anschlußstücke so weit über den Pfahlkopf hinaus verlängert, wie zum einwandfreien Anschluß an die Meßgeräte notwendig ist. Unter Umständen führt das Abbrennen des Pfahlkopfes noch schneller zum Ziele. Zweckmäßig werden in jeder Pfahlhälfte drei solche Meßpunkte angeordnet, so daß also sämtliche Setzungsmessungen doppelt vorhanden sind und damit eine zusätzliche Kontrolle für die Richtigkeit und Genauigkeit der Ablesungen bieten. Um das Eindringen von Boden in das Pfahlinnere und damit eine Beeinträchtigung der Messungen durch Bodenreibung am Meßgestänge selbst zu verhindern, ist der Probepfahl mit einer geschlossenen Spitze zu versehen, die beim Larssen-Stahlpfahl durch keilförmiges Aufschiessen zweier Bleche gebildet wird. Im Gegensatz zu den üblichen Larssen-Pfählen, die bei normalen Gründungen lediglich mit Strichschweißung versehen sind, würde es hier angebracht sein, die Pfähle durchlaufend zu verschweißen, das Pfahlinnere also auch gegen Zutritt von Grundwasser zu verschließen. Die geringen Mehrkosten fallen dabei kaum ins Gewicht.

3. Versuchsanordnung.

Der im Lieferwerk nach Angabe hergestellte Versuchspfahl, der sich also gegenüber normalen Stahlkastenpfählen nur durch die aufgeschweißte Spitze, die durchlaufende Schweißnaht sowie die eingebauten sechs Meßstangen unterscheidet, wird unter normalen Bedingungen an der Versuchsstelle gerammt, wobei zu empfehlen ist, auch die Rammkurven aufzunehmen, die unter Umständen ein wertvolles Vergleichsmaterial mit den endgültigen Ergebnissen liefern. Für die Einrichtung der Probebelastung kann keine Norm aufgestellt werden, da sie sich zumeist nach den örtlichen Gegebenheiten richten wird. Zweckmäßig wird es immer sein, als Gegenstützpunkt benachbarte Zugpfähle zu verwenden, die durch eine kräftige Traverse verbunden sind (s. Abb. 41). Allerdings ist dabei anzustreben, daß die Zugpfähle zum mindesten 2,0 m vom Probepfahl ent-

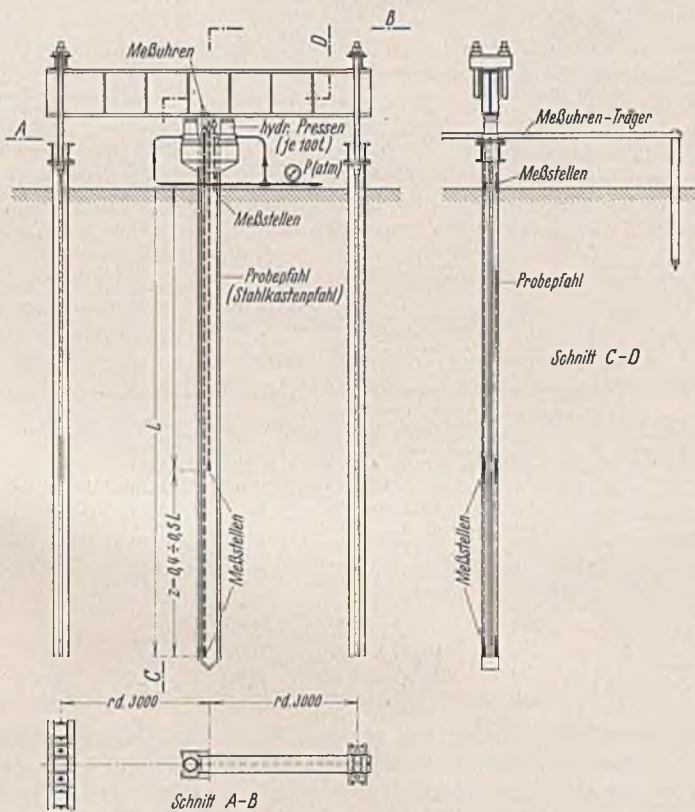


Abb. 41. Versuchsanordnung für Probebelastung.

fernt stehen, um eine fühlbare Überlagerung der Spannungszustände auszuschließen. Die Belastung geschieht mit Hilfe von zwei Wasserdruckpressen (Hebebocke beim Brückenbau), die auf einer angeschraubten Konsole symmetrisch auf beiden Seiten der Pfahlöffnung aufgesetzt und von einem gemeinsamen Wasserkasten aus unter Zwischenschaltung eines Wasserdruckmanometers gespeist werden. Die Pfahlöffnung selbst muß frei bleiben, da hier die sechs Meßstangen durchgeführt werden. Als Meßinstrumente für die Pfahlsetzungen kommen nur solche Geräte in Betracht, die gegenüber dem Baustellenbetrieb robust sind, dabei aber doch eine sehr hohe Ablesegenauigkeit besitzen. Am geeignetsten dürften hierfür die sogenannten Meßuhren sein, die u. a. von Carl Zeiss, Jena, hergestellt werden (Abb. 42). Diese Uhren ermöglichen bei einem Meßbereich von 10 mm eine Ablesung auf $\frac{1}{100}$ mm. Dabei wird beim Messen innerhalb eines beliebig gelegenen Bereiches von 0,1 mm eine

Meßgenauigkeit von $\pm 0,005$ mm und für den ganzen Meßbereich von 0 bis 10 mm eine Meßgenauigkeit von $\pm 0,01$ mm garantiert. Die Meßuhren sind auf besonderen Trägern zu montieren, deren Lage vollkommen unabhängig und unbeeinflusst von dem eigentlichen Belastungsvorgang

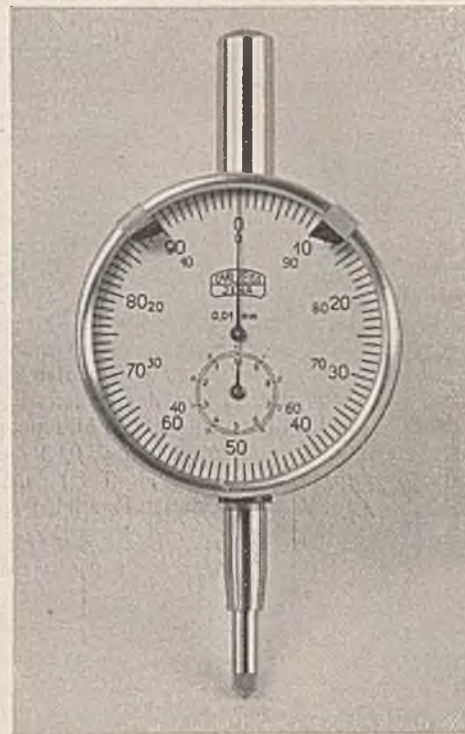


Abb. 42. Meßuhr für Setzungsmessungen.

Die Abbildung ist der Druckschrift Fe 100/V von Carl Zeiss, Jena, entnommen.

bleiben muß. Jede Meßstange wird mit einer Meßuhr dadurch in Verbindung gebracht, daß an ihrem oberen Ende ein kurzer Querriegel angeschweißt ist, an den die Meßuhr von unten so weit herangeführt wird, bis der unter Federdruck stehende Spindelfuß frei anliegt. (Für das Meßgestänge ist mit Absicht ein ziemlich großer Querschnitt vorgeschlagen (20/20 mm), um es praktisch als starr wirken zu lassen.) Gegenüber den bisher üblichen Versuchsanordnungen bei Probebelastungen ist hier also kaum eine merkliche Erschwerung festzustellen. Abgesehen vom Versuchspfahl selbst, der im Lieferwerk unter geringen Mehrkosten rammfertig hergestellt wird und somit auf der Baustelle keinerlei zusätzliche Schwierigkeiten mehr

4. Meßvorgang.

berichtet, und abgesehen von einer doppelten Pressenanordnung, besteht der wesentliche Unterschied lediglich in der Vervielfältigung (vorgeschlagen 6fach) der Setzungsmessung. Diese ist allerdings mit besonderer Sorgfalt auszuführen.

Nach beendetem Aufbau der Versuchseinrichtung wird bei unbelastetem Pfahl zunächst die Null-Einstellung der einzelnen Meßuhren abgelesen, wobei darauf zu achten ist, daß die Stifte unter Federdruck an den Querriegeln der Meßstangen anliegen. Nun kann mit der eigentlichen Belastung begonnen werden, wobei nach bestimmten Laststufen jeweils alle sechs Meßuhren abzulesen sind. Es empfiehlt sich, den gesamten Setzungsvorgang gleichzeitig mit Hilfe eines Nivellierinstrumentes zu verfolgen, um nebenher eine laufende Kontrolle der Meßuhren zu haben. Überschreiten die zu messenden Setzungen den Meßbereich der Uhren, so sind sie in einem geeigneten Moment umzusetzen, wobei streng darauf zu achten ist, daß der Pfahl zuvor vollkommen in Ruhe gekommen ist. Die Auf- und Abwärtsbelastungen des Pfahles können im übrigen genau so ausgeführt werden wie bei den gewöhnlichen Probebelastungen, wobei sich für jede Meßstelle im Belastungs-Einsenkungs-Diagramm die charakteristischen Hystereseschleifen ergeben.

Man trägt nun einfach die gemessenen Setzungen für jede der 2×3 Meßstellen in Abhängigkeit von der jeweiligen Pfahlbelastung auf und findet damit die zugehörigen Pfahlverkürzungen ΔL_1 und ΔL_2 als Differenz der Setzungskurven Pfahlkopf-Pfahlfuß bzw. Pfahlmitte-Pfahlfuß. Mit Hilfe von Gl. (24) bzw. (25) oder Abb. 38 bis 40 sowie Tabelle 1 ergibt sich dann für jede Pfahlbelastung Q die jeweilige ungefähre Verteilungsform der Mantelreibung und damit der Wert f' , der in Gl. (15) eingesetzt, die Berechnung des Anteiles der Mantelreibung an der Tragkraft Q_r ermöglicht. Q_s ergibt sich dann als Unterschied zwischen Q und Q_r . Sehr anschaulich werden die Ergebnisse noch, wenn man sowohl Q_r wie Q_s ebenfalls in Abhängigkeit von der jeweiligen Pfahlbelastung Q darstellt.

Man könnte sich denken, daß sich der Pfahl bereits vor Beginn des eigentlichen Versuches infolge der Rammung und der damit verbundenen Bodenverdichtung und -verdrängung in einem elastischen Verformungszustand befindet, dem sich dann die elastischen Verformungen infolge der Probebelastung überlagern würden. Da jedoch die Nullablesung der Meßuhren diesen Zustand als Ausgangsstellung benutzt, werden tatsächlich nur die elastischen Verformungen infolge der Probebelastung gemessen. Auch etwaige Stauchungen des Pfahles während der Rammung haben auf die späteren Messungen keinen Einfluß, da die Elastizität des Pfahlbaustoffes Stahl gewahrt bleibt.

5. Fehlerquellen

und ihr Einfluß auf die Belastungsergebnisse.

Als Fehlerquellen, die das Ergebnis der Gl. (25) beeinflussen können, kommen in Betracht:

- Instrumentenfehler der Meßuhren und des Wasserdruckmanometers,
- ± Toleranz sowohl im Pfahlquerschnitt wie auch beim Elastizitätsmodul des Stahles,
- Ablesefehler.

Um zu zeigen, wie sich die genannten Fehler auf die Ergebnisse auswirken können, ist in Abb. 43 ähnlich wie in Abb. 38 bis 40 ein Strahlenbüschel für verschiedene Werte des Quotienten f/f' in Abhängigkeit von Zähler und Nenner der Gl. (25) gezeichnet. Hieraus ist folgendes zu entnehmen:

a) Je kleiner die Differenz im Zähler und Nenner der Gl. (25) wird, um so stärker wirken sich etwaige Ungenauigkeiten in ihren Einzelwerten auf das Gesamtergebnis aus. Man kann das am besten dadurch veranschaulichen, wenn man in Abb. 43 Parallelen zu irgendeinem Strahle zieht; z. B. sind in Abb. 43 zum Strahle $f/f' = 0,8$ zwei Parallelen gezeichnet, die einem Streubereich von ± 0,05 mm des Zählers von Gl. (25) entsprechen, ebenso zwei solche Parallelen, die einem Streubereich von ± 0,03 entsprechen. Trägt man die diesen Parallelen zu-

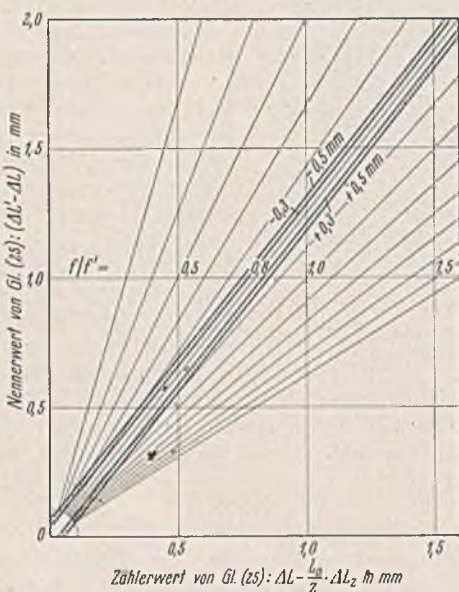


Abb. 43. Einfluß von Fehlern auf die Genauigkeit der Ergebnisse.

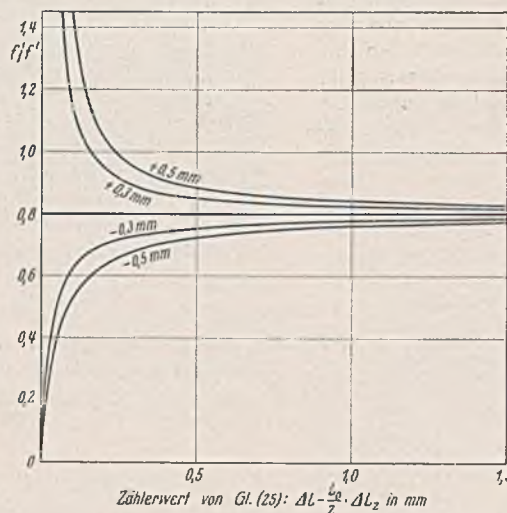


Abb. 44. Einfluß von Fehlern auf die Genauigkeit der Ergebnisse.

gehörigen Werte von f/f' in Abhängigkeit von dem Zählerwert der Gl. (25) auf (Abb. 44), so wird sofort klar, wie verschieden sich derselbe Fehler bei großen und bei kleinen Zählerwerten auswirken kann. Dasselbe gilt sinngemäß auch für die Nennerwerte der Gl. (25).

b) Da sich die Zähler- und Nennerwerte innerhalb des in Abb. 43 angegebenen Größenbereiches bewegen werden, kann man hieraus sofort die Genauigkeit entnehmen, mit der die Setzungsmessungen mindestens ausgeführt werden müssen. Danach ist eine Ablesegenauigkeit von $1/100$ mm (= 1 mm auf der Abbildung) erforderlich.

c) Für sehr kleine Zähler- und Nennerwerte versagt die f -Methode praktisch vollkommen. Da dann die Mantelreibung sowieso nur sehr gering ist, genügt es hier, einfach mit dem Mittelwert f_m zu rechnen.

Wie kann man nun die Fehlerinflüsse möglichst herabsetzen?

Die Meßinstrumente, sowohl Wasserdruckmanometer wie Meßuhren, sind vor jedem Versuch einer Nachprüfung zu unterziehen, unter Umständen neu zu eichen. Auf der Baustelle sind sie vor Witterungseinflüssen, besonders vor Sonnenbestrahlung, zu schützen.

Bei der Bestellung der Probepfähle ist vom Lieferwerk strengste Einhaltung aller theoretischen Maße, vor allem auch in bezug auf die Walztoleranz zu beantragen. Die Abweichung des Pfahlquerschnitts (Stahlquerschnitt) vom theoretischen Maß soll die Größe von ± 1,0% möglichst nicht überschreiten.

Ablesefehler sind durch Kontrollmessungen zu unterbinden (doppelte Meßstellen, Setzungsmessung zusätzlich mit Nivellierinstrument).

Die Lage der mittleren Meßstelle ist so zu wählen, daß das Verhältnis z/L_0 möglichst = 0,4 ist, da hierbei die geringste prozentuale Abweichung der f' -Werte besteht.

Im übrigen ist in jedem einzelnen Falle zu prüfen, in welcher Größe eine Abweichung möglicherweise eintreten kann, und wie sie sich auf die f' -Werte auswirkt. In Wirklichkeit kann auch das Schwanken der f/f' -Werte zwischen zwei Verteilungsformen niemals größere Ungenauig-

keiten von Q_r mit sich bringen, da die f' -Werte benachbarter Verteilungsformen stets sehr nahe beisammen liegen. Siehe hierzu auch das nachfolgende Beispiel.

6. Beispiel.

Der Probepfahl sei ein Larssen-Stahlpfahl Profil IIa: Stahlquerschnitt $F = 118$ cm²; Gesamtquerschnitt $F_g = 1100$ cm²; Außenumfang $U = 138$ cm. Die im Boden befindliche Pfahllänge betrage $L_0 = 10,0$ m. Die mittlere Meßstelle sei im Abstände $z = 4,0$ m oberhalb Pfahlfuß angeordnet. Damit ist $z/L_0 = 0,4$. Gemessen werde bei einer Pfahlbelastung $Q = 113$ t die Pfahlsenkung am Pfahlkopf $s_k = 6,07$ mm, am Pfahlfuß $s_f = 2,45$ mm und im Abstände $z = 4,0$ m über Pfahlfuß $s_z = 3,53$ mm.

Gemäß S. 748 ist dann

$$\Delta L = s_k - s_f = 6,07 - 2,45 = 3,62 \text{ mm},$$

$$\Delta L_z = s_z - s_f = 3,53 - 2,45 = 1,08 \text{ mm}.$$

Gemäß S. 750 ist außerdem

$$\Delta L' = Q \cdot \frac{L_0}{E_p F} = 113\,000 \cdot \frac{1000}{2\,100\,000 \cdot 118} = 0,456 \text{ cm} = 4,56 \text{ mm}.$$

Der Wert f/f' ergibt sich aus Gl. (25) wie folgt:

$$\frac{f}{f'} = \frac{3,62 - \frac{1}{0,4} \cdot 1,08}{4,56 - 3,62} = \frac{0,92}{0,94} = 0,98.$$

Geht man mit den Zähler- und Nennerwerten ($Z = 0,92$ und $N = 0,94$) in die für $z/L_0 = 0,4$ maßgebende graphische Tafel (Abb. 39), so findet man die Lage des Schnittpunktes beider Werte in der Nähe des Strahles Nr. 5. Das bedeutet nach Tabelle 1, daß die Verteilungsform der Mantelreibung annähernd dreieckförmig ist. Dafür ergibt sich ebenfalls aus Tabelle 1 der Wert $f' = 3,12$ und damit der Anteil der Mantelreibung Q_r nach Gl. (15) wie folgt:

$$Q_r = 3,12 \cdot \frac{2\,100\,000 \cdot 118}{1000} \left(0,362 - \frac{1}{0,4} \cdot 0,108\right) = 71\,000 \text{ kg}$$

$$Q_s = Q - Q_r = 113\,000 - 71\,000 = 42\,000 \text{ kg.}$$

(Maße sämtlich in cm und kg.)

Die mittlere Mantelreibung je Flächeneinheit ist dann

$$R_m = \frac{Q_r}{U L_0} = \frac{71\,000}{138 \cdot 1000} = 0,51 \text{ kg/cm}^2;$$

die mittlere Sohlpressung am Pfahlfuß

$$q_b = \frac{Q_s}{F_g} = \frac{42\,000}{1100} = 38 \text{ kg/cm}^2.$$

Angenommen, das Ergebnis sei mit mehreren Fehlern behaftet, die alle in derselben Richtung wirken, z. B. wie folgt:

Der Zählerwert sei infolge sich überlagernder Instrumentenfehler der Meßuhren um ± 0,02 mm schwankend, der Nennerwert sei infolge einer Toleranz im Pfahlquerschnitt sowie Elastizitätsmodul, außerdem infolge Instrumentenfehler des Wasserdruckmanometers und der Meßuhren um ± 0,05 mm schwankend, dann wird:

$$\max \frac{f}{f'} = \frac{0,92 + 0,02}{0,94 - 0,05} = \frac{0,94}{0,89} = 1,06;$$

$$\min \frac{f}{f'} = \frac{0,92 - 0,02}{0,94 + 0,05} = \frac{0,90}{0,99} = 0,91.$$

Im ersten Falle nähert sich f/f' dem Werte für die Verteilungsform Nr. 6, im zweiten Falle dem Werte für die Verteilungsform Nr. 4, jedesmal etwa auf die Hälfte des Weges (vgl. Abb. 39 oder Tabelle 1). Interpoliert man die entsprechenden Werte von f' , so ergibt sich im ersten Falle: $f' = 3,25$, im zweiten Falle: $f' = 3,03$, d. h. der Wert f' und damit sämtliche Ergebnisse schwanken im vorliegenden Falle innerhalb eines Bereiches von rd. + 4 bis - 3%. Eine größere Genauigkeit der Ergebnisse kann im Grundbau niemals gefordert werden.

7. Messung bei Holz- und Eisenbetonpfählen.

Die bisherigen Überlegungen beziehen sich lediglich auf die Verwendung eines Probepfahles in Stahlkastenbauweise, da dieser Pfahl infolge seiner Bauart in besonderem Maße für derartige Messungen geeignet ist. Das Anbringen der Meßpunkte bei Holz- und Eisenbetonpfählen dürfte stets auf größere Schwierigkeiten stoßen. Da außerdem in der f -Formel der Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials eine Rolle spielt, dieser aber stets nur für Stahl einwandfrei bekannt und auch bei Spannungsänderung praktisch konstant ist, während dies bei Beton und Holz niemals der Fall ist, so muß also die f -Methode auf Stahlpfähle beschränkt bleiben. Bei Gründungen auf Eisenbeton- oder Holzpfählen wird man

daher erforderliche Probepfähle stets in Stahl zur Anwendung bringen müssen, wobei man dann die Ergebnisse unter Berücksichtigung der verschiedenen Elastizitäts- und Reibungsbeiwerte sinngemäß für Eisenbeton- oder Holzpfähle umzudeuten hat. Auf jeden Fall werden aber solche Untersuchungen stets ein wertvolles Hilfsmittel bei der Erforschung der vorhandenen Bodenverhältnisse und der zu erwartenden Setzungen sein. Unter Umständen führt eine Auswertung der Ergebnisse in bodenmechanischer Hinsicht zu noch weiteren Erkenntnissen.

Zusammenfassung.

Ausgehend von den allgemeinen Berechnungsmethoden für den elementaren Spannungszustand im Halbraum, ist in Abschnitt I der Versuch unternommen, auf rein mathematischem Wege über Größe und Verteilung der lotrechten Normalspannungen des Bodens im Einflußbereich eines Pfahles Aufschluß zu erhalten. Dabei sind unter Anwendung vereinfachender Verfahren für drei verschiedene Verteilungsformen der Mantelreibung die entsprechenden Gleichungen für die lotrechten Normalspannungen im Boden aufgestellt. Die Ergebnisse bestätigen die praktische Erfahrung, daß sich infolge Belastung eines Pfahles dicht um diesen eine Zone erhöhten Bodendruckes bildet, der in der Grenzschicht sein Maximum erreicht und mit wachsender Entfernung vom Pfahle sehr rasch abfällt. Der Einflußbereich des Pfahles nimmt hierbei zylindrische bis kegelförmige Gestalt an. Aufbauend auf den entwickelten Formeln, sind in Abschnitt II zunächst die einzelnen Setzungsgrößen für Pfahl und Boden infolge Mantelreibung und infolge Spitzenwiderstand getrennt ermittelt, wobei die Elastizität des Bodens in der von v. Terzaghi angegebenen Form eingeführt wird. Bei dem nachfolgenden sinngemäßen Zusammenbau der elastischen Formänderungen von Pfahl und Boden zeigt sich, daß in jedem Falle eine gewisse Mindestverschiebung des Pfahlfußes gegen den umgebenden Boden eintreten muß, wenn überhaupt die volle, über die ganze Pfahllänge wirksame Mantelreibung ausgelöst werden soll. Diese Verschiebung bedingt aber naturgemäß das zusätzliche Auftreten von Spitzenwiderstand. Unter der Voraussetzung, daß unter bestimmten Umständen durch die Rammung in körnigem Boden Vorspannungen bis zu 100 kg/cm² und mehr möglich sind, ist an Hand der Ergebnisse nachgewiesen, daß bei weitgehender Verlegung des Reibungslächenschwerpunktes nach dem Pfahlfuß zu die genannte Verschiebung so gering wird, daß der Spitzenwiderstand keinen entscheidenden Einfluß mehr für die Tragkraft eines Pfahles ausübt. Überall da, wo sich die Mantelreibung etwas stetiger über die Pfahllänge verteilt, wird stets von vornherein der Spitzenwiderstand tätigen Anteil an der Kraftübertragung nehmen, vorausgesetzt natürlich, daß der Pfahlfuß in einer tragfähigen Schicht Halt findet.

Der dritte Abschnitt behandelt die Frage der Trennung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung. Nachdem zunächst kurz die bisher üblichen Verfahren gestreift sind, ist anschließend ein neues Verfahren entwickelt, das unter Zuhilfenahme einer einfachen Probelastung erlaubt, eine theoretisch einwandfreie Trennung der beiden Kraftwirkungen zu erreichen. Hierzu ist notwendig, daß die Setzung des Probepfahles nicht nur am Pfahlkopf, sondern auch am Pfahlfuß und in einer gewissen Höhe oberhalb Pfahlfuß gemessen wird. Eine einfache Möglichkeit bieten hierfür die Stahlkastenpfähle. Nach den für das Verfahren charakteristischen Beiwerten f und f' ist es als f -Methode gekennzeichnet. Die Bestätigung der Theorie durch praktische Versuche fehlt noch. Jedoch ist das Verfahren so weit durchgearbeitet, daß es jederzeit sofort angebracht werden kann. Die vorliegenden Untersuchungen zeigen erneut, daß es unmöglich

ist, allein auf theoretischem Wege die gestellten Fragen einer befriedigenden Lösung näher zu bringen. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind unter diesen Umständen in ihrer Gesamtheit nur beschränkt anwendbar. Diese Erkenntnis führte notgedrungen dazu, nach einem Verfahren zu suchen, das es erlaubt, auf dem Versuchswege weitere Erfahrungen zu sammeln und damit die notwendigen Ergänzungen zu allen theoretischen Überlegungen auf diesem Gebiet zu liefern. Diesem Zwecke soll die f -Methode dienen. Es wäre sehr zu wünschen, daß deren Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit recht bald durch praktische Versuche bewiesen werden könnte.

Schrifttum

soweit nicht schon im Text als Fußnoten enthalten.

1. Agatz, Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn.
2. Agatz, Die Rammerfahrungen mit Larssenbohlen verschiedener Stähle für Hafenanlagen in Bremen. Bautechn. 1933, Heft 35.
3. Agatz, Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau. Berlin 1936. J. Springer.
4. Boonstra, Proefbelastingen op palen te Zwijndrecht. Openbare Werken 1936, Nr. 18 u. 19.
5. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 4. Aufl., Bd. I u. II. Berlin 1927/30. Wilh. Ernst & Sohn.
6. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. 4. Aufl., Bd. IV. Berlin 1936. Wilh. Ernst & Sohn.
7. Hacker u. Becker, Bremen, Erfahrungen mit Stahlrammpfählen. WRH 1934, Heft 20.
8. Hetzel u. Wedekind, Hamburgs Hafenanbauten auf Waltershof. Bautechn. 1929, Heft 50.
9. Huizinga, Grondonderzoek voor de brug over de Oude Maas bij Dordrecht. Openbare Werken 1936, Nr. 23.
10. Kögler u. Scheidig, IV. Spannungsverteilung an der Sohlfläche von Gründungskörpern. Bautechn. 1929, Heft 52.
11. Komarowski, Moskau, Zur Frage der Tragfähigkeit hölzerner Rammpfähle. Ztrbl. d. Bauv. 1930, Heft 35.
12. Nicholson, Pile Formulas, The Institution of Civil Engineers. Selected Engineering Papers, London 1928, Nr. 62.
13. Paulsen, Hamburg, Ramm- und Belastungsversuche mit verschiedenen Pfahlarten aus Eisen und Eisenbeton und mit eisernen Spundbohlen. Bautechn. 1934, Heft 33.
14. Preß, Baugrundbelastungsversuche mit Flächen gleicher Größe, jedoch verschiedener Form. Bautechn. 1931, Heft 50.
15. Schultze, Der Grundbau. I. Der Baugrund und die Baugrube. Sammlung Göschen, Berlin u. Leipzig 1928.
16. Sarrazin u. Gorges, Proberammung und Probelastung von Holzpfählen beim Bau der Flutbrücken im Schwed-Niederkräniger Oderdamm. Bautechn. 1933, Heft 7.
17. Seifert, Ehrenberg, Tiedemann, Endell, Hofmann u. Wilm, Bestehen Zusammenhänge zwischen Rutschneigung und Chemie von Tonböden? Mitteilungen der Preuß. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. Berlin 1935. Heft 20.
18. v. Terzaghi, Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen. Bautechn. 1930, Heft 31 u. 34.
19. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, June 22 to 26, 1936, Volume I/II u. III, Graduate School of Engineering, Harvard University Cambridge, Mass.
20. Arens u. Röhnisch, Belastungsproben an Stahlpfählen und deren Anwendung bei der Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals. Bautechn. 1937, Heft 45 u. 49.

Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur Joh. Ohde, Neuenhagen bei Berlin.

(Mittellung der Erdbauabteilung der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin.)

(Schluß aus Heft 42.)

VII. Anwendungen und Erweiterungen⁷⁵⁾.

Für eine starre Wand sind bislang nur Drehbewegungen um den unteren oder oberen Erdpunkt in Betracht gezogen. Als Übergang zu allgemeineren Wandbewegungen sei zunächst

a) die Auswirkung einer waagerechten Parallelbewegung der Wand

untersucht. Für diesen Fall ist es wichtig, die Zusammenhänge zu Beginn der Gleitflächenbildung, also für geringe Wandbewegung, klarzulegen.

Die unterste Gleitfläche wird sich schon bei geringer Bewegung ausbilden, weil — ähnlich der Bewegung B — ein Absatz im Gelände zu erwarten ist, während im oberen Teil des Rutschkörpers hinter der Wand zunächst noch nicht der Grenzstand des Gleichgewichts vorhanden

sein wird; denn dazu wäre ein Drehen der Wand um den unteren Punkt erforderlich. Im oberen Teile der Wand muß daher der Erddruck (zunächst) größer sein als der untere Grenzwert, was eine nicht ganz dreieckförmige Verteilung des Erddruckes (nach Abb. 73) zur Folge hat, da der Gesamterddruck, falls sich die unterste Gleitfläche gerade schon ausgebildet hat, den unteren Grenzwert nicht übersteigt.

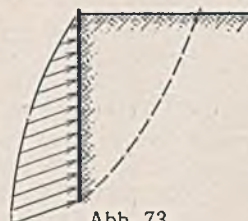


Abb. 73.

Ware nun die unterste Gleitfläche eben, so würde sich an den geschilderten Verhältnissen auch bei weiterer Wandverschiebung nichts ändern. Das ist jedoch nicht der Fall, auch in den Fällen nicht, bei denen die Erddruckrichtung auf die Wand dem Rankineschen Zustande entspricht. Denn für ebene Gleitflächen müßte nach den früheren Darlegungen die Erddruckverteilung dreieckförmig sein, was aber nach den vorstehenden Aus-

⁷⁵⁾ Dieser Teil VII ist später geschrieben als die übrigen Teile des Aufsatzes (eingereicht am 27. Juli d. J.).

führungen vorerst nicht der Fall ist. Da Gleitflächenform und Druckverteilung in jedem Fall eindeutig miteinander verknüpft sind, so bleibt nur die Annahme übrig, daß die Gleitfläche in der Nähe der Oberfläche steiler ist als nach Rankine, so wie es in Abb. 73 angedeutet ist. Man hat gewissermaßen einen Zustand vor sich, der zwischen der Wandbewegung A und B liegt.

Die notwendige Folge einer ganz kurvenförmigen Gleitfläche ist aber, daß sich der Gleitkörper nicht nur parallel verschiebt, sondern auch dreht (im Sinne der Bewegung B). Da jedoch die Wand voraussetzungsgemäß nur eine waagerechte, aber keine drehende Bewegung ausführen soll, so muß die erwähnte Drehbewegung des Rutschkörpers durch eine entgegengesetzte Drehung der Wandnachbarschaft des Rutschkörpers (nach Bewegung A) wieder aufgehoben werden. Das hat wiederum zur Folge, daß der Grenzzustand des Gleichgewichts bei weiterer Wandverschiebung bald im ganzen Rutschkörper erreicht ist, womit zwangsläufig eine dreieckförmige Erddruckverteilung bzw. der Spannungszustand für Wandbewegung A verbunden ist. Wir kommen also zu dem Schluß, daß bei geringer waagerechter Wandbewegung ein zwischen A und B liegender Spannungszustand vorhanden ist, der bei größerer Bewegung in den Zustand A übergeht. Dabei macht es nichts aus, daß die Verschiebung in der untersten Gleitfläche dauernd größer ist als in den übrigen Gleitflächen, solange man mit gleichbleibender Bodenreibung rechnen kann.

Bei abnehmendem Reibungsbeiwert wird allerdings der Gleitwiderstand in der untersten Gleitfläche geringer sein als in den übrigen Gleitflächen. Dieser Fall verdient eine kurze Betrachtung. Der abgleitende Boden kann hier nicht gänzlich von Gleitflächen durchzogen sein, sondern von oben herab nur bis zu einem bestimmten Punkte (Abb. 74), weil in der untersten Gleitfläche nicht mehr genügend Reibungsspannungen vorhanden sind, um den stärkeren Reibungsspannungen in ein wenig höher liegenden Gleitflächen das Gleichgewicht zu halten. Im unteren Teil der Wand ist der Erddruck bedeutend größer, als es der Fortsetzung der dreieckförmigen Druckverteilung des oberen Wandteiles entsprechen würde; hier wird der zusätzliche Erddruck aufgenommen, der durch die verminderte Reibung in der untersten Gleitfläche entsteht, so daß der Angriffspunkt des Erddruckes tiefer liegt als $\frac{1}{3} \cdot h$ von unten. Nun muß

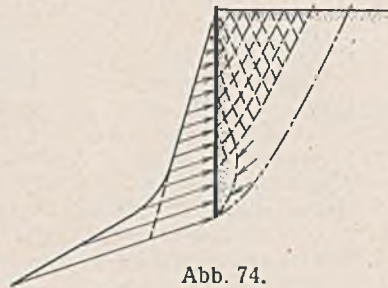


Abb. 74.

allerdings, wie oben ausgeführt, auch der Rutschkörper im unteren Wandteil eine geringe zusätzliche Drehung im Sinne der Bewegung A ausführen, und man fragt sich, wie das vor sich geht. Solange sich der Boden noch leicht zusammendrücken läßt, läßt er sich die erforderliche Bewegung aufzwingen; bei wenig zusammendrückbarem Boden und größerer Bewegung kann jedoch der Erdwiderstand erreicht werden.

Für diesen Fall ist der ungefähre Verlauf der Gleitfläche in Abb. 74 angedeutet. — Die geschilderten Verhältnisse sind natürlich nur so lange vorhanden, als die Verminderung der Bodenreibung noch anhält; darüber hinaus stellt sich wieder dreieckförmige Erddruckverteilung ein. — Die aus diesen Ausführungen folgende Wanderung des Erddruck-Schwerpunktes mit der Wandbewegung ist in Abb. 75 schematisch dargestellt.

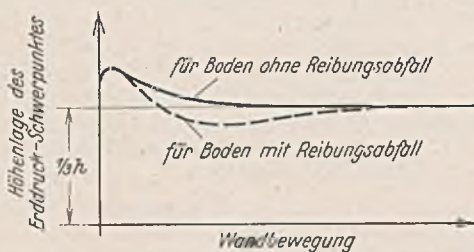


Abb. 75. Wanderung des Erddruckschwerpunktes bei waagerechter Parallelbewegung der Wand (schematisch).

b) Beliebige Bewegung einer starren Wand.

Durch die vorstehenden Ausführungen über die Auswirkung einer waagerechten Parallelverschiebung ist die Lösung der Aufgabe für beliebige Wandverschiebung schon halbwegs vorgezeichnet, immer vorausgesetzt, daß der untere Grenzzustand vorliegt. Der lotrechte Teil der Wandbewegung bestimmt durch sein Verhältnis zum waagerechten Teil der Bewegung des unteren Wandendes im Verein mit der dort in Wandnähe vorhandenen Gleitflächenrichtung die Richtung des Erddruckes (ob z. B. die Wandreibung nach unten oder nach oben wirkt), so daß wir uns auf die waagerechten Teile der Wandbewegung beschränken können. Abb. 76 zeigt hierfür die verschiedenen Möglichkeiten: Die Fälle b und c liegen zwischen den Bewegungen A und B, die Fälle a und d außerhalb derselben.

Die Auswirkungen der Wandbewegungen nach Abb. 76a, b und d sind nach allen bisherigen Erörterungen leicht zu übersehen. Für a wird oberhalb des Drehpunktes der Zustand A, unterhalb des Drehpunktes im Grenzfalle der Erdwiderstand vorhanden sein (ähnlich der Abb. 74, nur daß die unterste, strichpunktierte Gleitfläche fortfällt). Für b gelten die Folgerungen für die Auswirkung einer Parallelverschiebung mit ent-

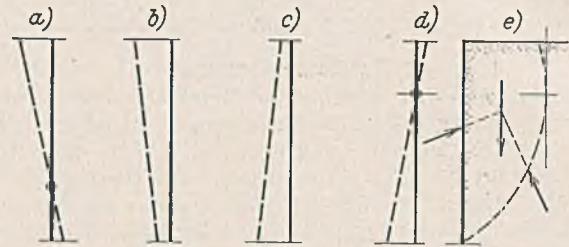


Abb. 76. Die verschiedenen Möglichkeiten der waagerechten Wandbewegung.

sprechender Abschwächung: Die Abweichung von der dreieckförmigen Druckverteilung zu Beginn der Gleitbewegung wird noch geringer sein, und der Zustand A wird schon bei geringerer Verschiebung erreicht werden. Im Falle d wird die Berechnung in ähnlicher Weise wie unter V für Bewegung B durchzuführen sein, nur daß die lotrechte Richtung der Gleitfläche nicht in Geländehöhe, sondern in der Höhenlage des Drehpunktes anzunehmen ist (Abb. 76e), sofern durch die Überschreitung des Erdwiderstandes im oberen Teil des Rutschkörpers nahe der Wand — die hier noch mehr eintritt als für Wandbewegung B — nicht andere Richtungen der Gleitfläche wahrscheinlicher sind (vgl. die Ergebnisse unter V). Es bleibt also nur noch die Auswirkung der Wandbewegung nach Abb. 76c zu untersuchen.

Für Bewegungen, die nur wenig von der Parallelbewegung abweichen, gelten noch die für diese Bewegung gefundenen Folgerungen; die dreieckförmige Druckverteilung wird zwar noch langsamer erreicht, aber sie wird bei ausreichender Bewegung immerhin noch erreicht.

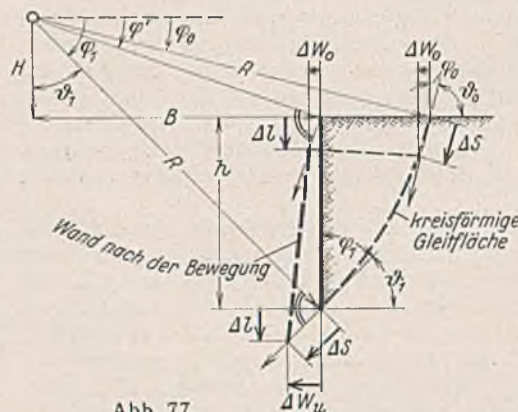


Abb. 77.

Kommen dagegen die Bewegungen dem Zustand B nahe, so wird auch bei größerer Wandbewegung nicht mehr die dreieckförmige Verteilung des Erddruckes erreicht, weil eine dieser entsprechende Gleitflächenbildung nicht mehr möglich ist. Wir können uns das an Hand der kreisförmigen Gleitfläche in Abb. 77 überschläglich klarmachen (der Einfachheit halber für lotrechte Wand und waagerechtes Gelände).

Die lotrechte Wandverschiebung sei mit Δl , die waagerechte Verschiebung oben mit Δw_o und unten mit Δw_u bezeichnet. Gefragt sei nach dem Maß H bzw. dem Winkel φ_0 der Gleitflächenlage, die bei den gegebenen Δ -Werten nicht überschritten werden können, wenn der Wandwinkel ($\omega = \varphi_1$) der Gleitfläche als gegeben angesehen wird. Aus Abb. 77 ist abzulesen

$$(88) \quad \frac{\Delta w_o}{\Delta l} = \text{tg } \varphi'; \quad \frac{\Delta w_u}{\Delta l} = \text{tg } \varphi_1, \text{ mithin } \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \varphi_1} = \frac{\Delta w_o}{\Delta w_u}$$

Für den Gleitweg gilt

$$\Delta s = \frac{\Delta w_u}{\sin \varphi_1} \text{ und } \Delta w_o = \Delta s \cdot \sin \varphi_0,$$

woraus folgt

$$(89) \quad \frac{\sin \varphi_0}{\sin \varphi_1} = \frac{H}{h + H} = \frac{\Delta w_o}{\Delta w_u}$$

Aus diesen beiden Gleichungen findet man noch

$$(90) \quad H = \frac{h}{\frac{\Delta w_u}{\Delta w_o} - 1} \text{ und } B = \frac{h \cdot \cotg \varphi_1}{1 - \frac{\Delta w_o}{\Delta w_u}}$$

Durch Gl. (88) bis (90) ist die Lage der Gleitfläche bekannt, die für den Endzustand (nach größerer Bewegung) anzunehmen ist, sofern φ_0 (näherungsweise!) kleiner ist als das φ_0 für den Rankineschen Sonderfall ($= 45^\circ - \frac{\varrho}{2}$). Im übrigen kann die Berechnung ähnlich wie unter V durchgeführt werden⁷⁹⁾. Durch veränderlichen Ansatz von φ_1 ist es auch

⁷⁹⁾ Natürlich nur für den Endzustand nach größerer Bewegung; Zwischenzustände, die dem Spannungszustand B näher liegen, sind denkbar.

hier möglich, den Größtwert des Erddruckes bzw. die ungünstigste Gleitflächenlage herauszufinden.

c) Der Erddruck auf Stützmauern.

Unter I und III ist schon bemerkt worden, daß eine Stützmauer⁷⁷⁾ unter der Wirkung des Erddruckes eine kleine Bewegung ausführt, die man sich zur Hauptsache aus einer Drehbewegung um einen in der Fundamentsohle liegenden Punkt und einer Vorwärtsbewegung zusammengesetzt denken kann und die das Eintreten des unteren Erddruck-Grenzwertes zur Folge hat. Bei stärker zusammendrückbarem Untergrund kann auch noch eine lotrechte Setzungsbewegung von Einfluß sein, doch sei auf diese hier nicht näher eingegangen.

In normalen Fällen haben wir es demnach bei (nachgiebigen) Stützmauern mit einer Bewegung nach Abb. 76b zu tun (vgl. dazu das vorstehend unter b Ausgeführte). Da außerdem die Drehbewegung meistens bedeutend überwiegt, so ist der Erddruck auf Stützmauern fast durchweg dreieckförmig verteilt anzunehmen⁷⁸⁾ (Spannungszustand nach Wandbewegung A).

Nun handelt es sich bei der erdstatischen Untersuchung von Stützmauern nicht allein um die Berechnung des Erddruckes, sondern man muß auch nachweisen, daß die in der Gründungssohle wirkende Mittelkraft aus Eigengewicht und Erddruck auch vom Untergrund aufgenommen („getragen“) werden kann. In dieser Hinsicht ist theoretisch noch manches zu klären (insbesondere anwendungsreif durcharbeiten), so daß augenblicklich das vom wissenschaftlichen Standpunkte aus nicht befriedigende Arbeiten mit „zulässigen“ Bodenspannungen, die je nach der Bodenart mit mehr oder weniger Willkür zu schätzen sind, noch nicht ganz aufgegeben werden kann.

d) Der Erddruck auf lotrechte Baugrubenaussteifungen.

Bei der Prüfung der Frage, ob der Erddruck auf ausgesteifte Baugrubenwände mit Hilfe der Gleitflächentheorie ermittelt werden darf, ist besonders zu untersuchen, ob die geringe Nachgiebigkeit der Aussteifung auch wirklich die Ausbildung von Gleitflächen nach sich zieht. Die elastische Verkürzung der Steifen ist meistens nur bei breiten Baugruben (etwa > 10 m) zur Herbeiführung des unteren Grenzzustandes ausreichend (sie darf wegen der Anspannung durch das Verkeilen nur teilweise in Rechnung gestellt werden); hinzu kommt aber noch die Eindrückung der Steifenenden in die Verkeilung und teilweise auch die Durchbiegung der tragenden Teile zwischen den Steifen, z. B. die Durchbiegung der waagerechten Holme bei Spundwänden oder der lotrechten Rammträger und deren Bohlenaufschichtung bei der sogenannten „Berliner Bauweise“. Diese Einflüsse müssen im einzelnen durch Messungen auf Baustellen noch genauer untersucht werden; man darf aber wohl annehmen, daß die gesamte Nachgiebigkeit ausgesteifter Wände besonders bei größeren Baugruben und sandigem Boden groß genug ist, um das Rechnen mit dem unteren Grenzwerte des Erddruckes zu rechtfertigen. Es kommt ja nur darauf an, daß der Boden hinter der Wand sich so weit ausdehnt, daß in der späteren Gleitfläche gerade schon die volle Reibung des Bodens erreicht ist. Durch den bloßen Augenschein braucht eine Bewegung des Rutschkörpers selbstverständlich nicht wahrzunehmen zu sein.

Terzaghi hat ausführlich darauf hingewiesen, daß das Nachgeben ausgesteifter Baugrubenwände im unteren Teile bedeutend größer sein muß als im oberen Teil⁷⁹⁾. Man kann diese Tatsache besonders anschaulich begründen, wenn man die Veränderung der Steifendücke mit fortschreitendem Erdaushub verfolgt. In Abb. 78a möge die gestrichelte Linie die Erddruckverteilung für die Aushubtiefe a, die strichpunktierte Linie die Druckverteilung für die um Δh weitergeführte Aushubtiefe b angeben. Die Differenz der beiden Verteilungskurven gibt den durch das Tieferausheben neu hinzukommenden Erddruck an (In Abb. 78a eng schraffiert). Hat man es nun mit einer biegsamen Wand zu tun (z. B. mit einer eisernen Spundwand), so werden die Steifendücke in ähnlicher Weise zunehmen wie der Erddruck, also etwa wie in Abb. 78b. Die Nachgiebigkeit der Wand ist annähernd verhältnismäßig den Steifendücken, so daß die Bewegung der Wand infolge des Tiefenaushubes von a nach b etwa nach der punktierten Linie in Abb. 78c anzunehmen ist. — Bei einer sehr biegsamen Wand werden infolge der fehlenden Durchbiegung die oberen Steifen und der Erdwiderstand stärker zur Druckübertragung herangezogen, sofern noch genügende Einbindetiefe vorhanden ist. Die zusätzliche Bewegung der Wand wird dann etwa der gestrichelten Linie in Abb. 78c entsprechen. — Bei der Fortführung des Aushubes um eine weitere Tiefenstufe Δh wiederholt sich bezüglich der (geringen) Wandbewegung sinngemäß der gleiche Vorgang.

Diese Darlegungen zeigen, daß die Bewegung einer ausgesteiften Baugrubenwand im großen und ganzen der „Bewegung B“ sehr nahe kommt, so daß annähernd mit der unter V erhaltenen Erddruckverteilung

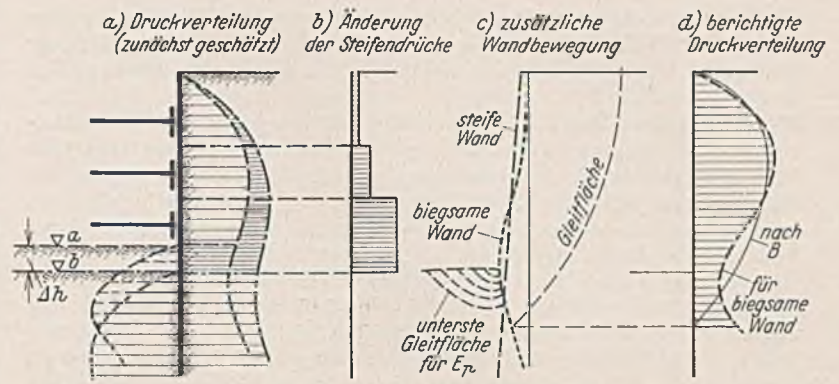


Abb. 78. Steifendruckänderungen und zusätzliche Wandbewegung bei fortschreitendem Aushub einer Baugrube.

zu rechnen ist (s. Abb. 63; Abb. 68 kommt weniger in Betracht, da eine Reibungsverminderung wegen der geringen Wandverschlebung wohl kaum auftritt). Bei den in der Regel vorhandenen genügend biegsamen Wänden treten durch die in Abb. 78c angegebene Form der Wandlinie wohl geringe Abweichungen auf, indem der mittlere Wandteil ein wenig stärker, der untere Wandteil weniger stark belastet wird (etwa nach Abb. 78d), doch dürfte der Angriffspunkt des Erddruckes dadurch kaum wesentlich beeinflusst werden. —

Man könnte einwenden, bei den vorstehenden Erörterungen wäre von vornherein von einer kurvenförmigen Erddruckverteilung ausgegangen, wodurch der Beweis nicht als vollständig anzusehen sei. Man könnte z. B. mit demselben Recht von der Annahme dreieckförmiger Erddruckverteilung ausgehen, wie es kürzlich Niebuhr zur Rechtfertigung der alten Theorie getan hat⁸⁰⁾. Beim Tieferausheben des Bodens würde dann angenähert nur die unterste Steifenlage stärker belastet werden; das entspricht jedoch einer Wandbewegung, die noch „extremer“ ist als die in Abb. 78c skizzierte, für die also der Erddruck auf keinen Fall dreieckförmig verteilt sein kann. Die bisherigen Darlegungen dürften wohl gezeigt haben, daß für die Erddruckverteilung im Grenzzustande einzig und allein Art und Weise der Wandbewegung maßgebend ist; denn diese bedingt die Form der Gleitfläche, von der wiederum die Druckverteilung abhängt.

Die bereits unter III erwähnten Steifendruck-Messungen von Spilker⁸¹⁾ (Siemens-Bauunion) bestätigen recht gut die theoretisch gefundene Verteilung des Erddruckes. In Abb. 79 sind sämtliche von Spilker mit-

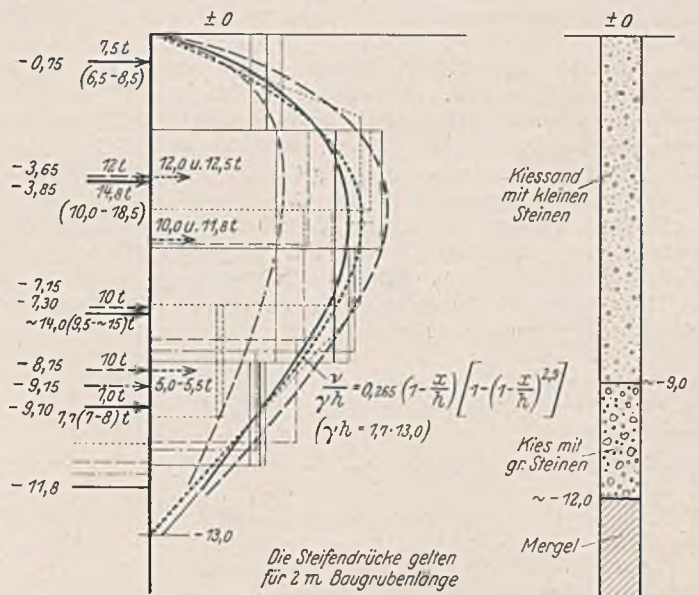


Abb. 79. Auftragung der Steifendruckmessungen von Spilker (Siemens-Bauunion).

geteilten Messungen als Belastungsrechtecke aufgetragen und dann die Verteilungskurven so eingezeichnet, daß sich die Flächen gegenseitig ausgleichen. Die voll ausgezogene Kurve gibt etwa die mittleren Werte an, die durch die punktierte Linie mit der Gleichung

$$\frac{v}{\gamma h} = 0,265 \left(1 - \frac{x}{h}\right) \left[1 - \left(1 - \frac{x}{h}\right)^{2,9}\right]$$

⁸⁰⁾ Niebuhr, Über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. Bautechn. 1938, Heft 1, S. 11.

⁸¹⁾ A. Spilker, Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. Bautechn. 1937, Heft 1, S. 16.

⁷⁷⁾ Stützmauer im üblichen Sinne, nicht nach Abb. 3.

⁷⁸⁾ Selbstverständlich nur für gerade Wand- und Geländelinie und ohne Auflasten usw.

⁷⁹⁾ s. Fußnote 37).

für $\gamma h = 1,7 \cdot 13,0$ ersetzt werden kann. Bemerkenswert ist der niedrige λ -Wert von 0,16, den man nach Gl. (84a) erhält. Danach müßte der Reibungsbeiwert des vorgefundenen steinigten Kiessandes etwa $\mu = 0,9$ betragen.

Die Richtung des Erddruckes hängt von dem Aufbau der Baugrubenwände ab. Bestehen diese z. B. aus Spundbohlen oder aus lotrechten Rammträgern mit Bohlenausfachung, so werden beim Abgleiten des Rutschkörpers hinter der Wand Reibungskräfte erzeugt; der Erddruck ist dann unter dem Reibungswinkel φ' wirkend anzunehmen (vielleicht etwas kleiner). Bei Rammträgern, die in größeren Abständen gerammt sind, ist allerdings nachzuweisen, daß die Rammtiefe unterhalb der Baugrubensohle auch zur Aufnahme der lotrechten Teilkraft des Erddruckes ausreicht. Bei einer Baugrubentiefe von 10 m und einer Trägerentfernung von 2 m erhält man z. B. für sandigen Boden ($\mu = 0,6$) lotrechte Drücke bis zu 25 bis 30 t. — Reicht dagegen die Wand nur bis zur Sohle der Baugrube, so können nach Aushub der letzten Stufe keine lotrechten Kräfte mehr aufgenommen werden. Der Erddruck wirkt also annähernd waagrecht. Genau genommen ist der Neigungswinkel des Erddruckes dann sogar ein wenig negativ, weil das Gewicht der Wand und teilweise auch der Aussteifung noch von dem Rutschkörper mit getragen werden muß.

Bei dem Ansatz des Erddruckes ist zu beachten, daß die Gleitfläche unterhalb der Baugrubensohle ausmündet, und zwar mindestens noch etwas tiefer, als der Erdwiderstand der Sohle zur Aufnahme des Erddruckes voll ausgenutzt wird (vgl. Abb. 78c u. d).

Bei kleineren Baugruben oder auch bei stark blindigem Boden ist es, wie bereits bemerkt, möglich, daß die Nachgiebigkeit der Wand nicht zur Bildung einer Gleitfläche ausreicht. Auch die Anspannung durch die Verkettung der Steifen spielt natürlich eine Rolle; ihre Auswirkung wird bei kleineren Baugruben relativ zur Größe des Erddruckes stärker in Erscheinung treten als bei größeren Baugruben. In solchen zweifelhaften Fällen empfiehlt sich eine Vergleichsrechnung mit etwa 20% höherem Erddruck (gegenüber „B“) und halber Erddruckneigung, wobei der Erddruck nach einer Halparabelfläche verteilt (Scheitel unten) angenommen werden kann.

e) Die Berechnung von einfach verankerten biegsamen Spundwänden.

Gegenüber der einfachen, bisher meist üblichen Berechnung von verankerten Spundwänden mittels der Annahme dreieckförmiger Druckverteilung ist die Ermittlung der wirklichen Verteilung des Erddruckes auf Spundwände recht schwierig. Man könnte zwar meinen, die Aufgabe wäre durch die Berechnungen unter VI schon hinreichend gelöst; das ist jedoch im allgemeinen nicht der Fall. Denn die Bewegung der Wand besteht nicht nur in einer Durchbiegung der Wand selbst, sondern auch in einem Nachgeben sowohl der Verankerung als auch des Fußes der Wand.

Der „Wandbewegung C“ ist demnach noch eine Bewegung nach Abb. 76 hinzuzufügen bzw. zu überlagern. Für unnachgiebige Verankerung und verhältnismäßig stärker nachgebenden Fuß haben wir annähernd eine Überlagerung der Wandbewegungen B und C, für nachgiebigen Anker (bzw. Ankerplatte) und größere Rammtiefe dagegen eine Überlagerung der Bewegungen A und C. Abb. 80 zeigt die sich für diese Grenzfälle ungefähr ergebenden Verteilungskurven des Erddruckes (nach Gutdünken gezeichnet). Solange das Nachgeben des Ankers oder des Fußes im Verhältnis zur Größe der Durchbiegung der Wand nicht vorweg berechnet oder eingeschätzt werden kann, bleibt demnach die Berechnung einer verankerten Spundwand eine sehr unbestimmte Aufgabe.

a) nachgebender Fuß b) nachgebender Anker

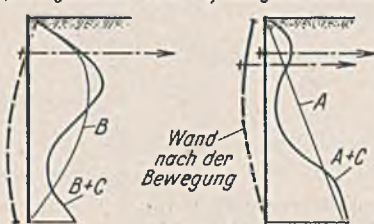


Abb. 80.



Abb. 81. Veränderung der Erddruckverteilung bei tiefliegendem Anker gegenüber der Verteilung für Bewegung C.

Bei reichlicher Rammtiefe und genügend stark durchgebildeter Verankerung wird allerdings das obere und untere Nachgeben der Wand im Vergleich zur Größe der Durchbiegung nur gering sein, so daß für diesen Fall wohl mit den unter VI erhaltenen Verteilungskurven gerechnet werden darf, soweit biegsame Wände mit nicht allzu tief liegendem Anker in Frage kommen⁸³⁾. Es ist dabei zu bedenken, daß ein geringes

⁸²⁾ Für tief liegenden Anker weicht die Biegelinie stärker von der Bewegung C ab. Dementsprechend verändert sich die Druckverteilung etwa nach Abb. 81.

Nachgeben des Ankers sogar notwendig ist, um die Wandbewegung C entstehen zu lassen, weil der Anker in der Regel tiefer liegt als Oberkante Wand. Ähnliches gilt von dem Nachgeben des Fußes in den oberen Teilen der widerstehenden Erde. Gegenüber der zu wählenden Rammtiefe wird man mit der Druckverteilung nach VI genügend ungünstig rechnen, weil die im Bruchfalle auftretende Druckverteilung nach Abb. 80 a eine höhere Schwerpunktlage hat. Anders verhält es sich z. T. mit der Ankerbeanspruchung. Tritt nämlich bei geringer Rammtiefe ein merkliches Nachgeben des Fußes ein, so wird der Anker (nach Abb. 80a) höher belastet als durch die Druckverteilung für Wandbewegung C. Je geringer demnach die Sicherheit gegenüber der unbedingt erforderlichen Rammtiefe ist, mit um so größeren Ankerkräften muß gerechnet werden⁸³⁾.

Für die Richtung des Erddruckes besteht die Bedingung, daß sich die drei Kräfte A , E_a und E_p in einem Punkte schneiden müssen (Abb. 82), wenn man das Gewicht der Spundwand selbst vernachlässigt. Daraus folgt, daß der Neigungswinkel des Erdwiderstandes immer bedeutend größer ist als der Neigungswinkel des Erddruckes. Wollte man also annehmen, durch das infolge der Wanddurchbiegung eintretende Nachgleiten der Erde wäre für den Erddruck mit der vollen Wandreibung zu rechnen, so müßte der Neigungswinkel des Erdwiderstandes größer sein als der Wandreibungswinkel φ' , was natürlich nicht möglich ist. Da jedoch das Bestreben der ein wenig nachrutschenden Erde zur Hervorrufung der Wandreibung sicher vorhanden ist, so ist damit bewiesen, daß der Erdwiderstand unter dem vollen Reibungswinkel zwischen Boden und Wand wirkt. Das ist für die Standsicherheit der Wand sehr günstig, weil der stark geneigte Erdwiderstand bedeutend größer ist als ein etwa waagrecht wirkender Gegendruck (z. B. für $\mu = 0,60$ und $\mu' = \tan \varphi' = 0,48$ etwa 1,65 mal so groß). — Da der Neigungswinkel δ des Erddruckes demnach bedeutend kleiner ist als der Reibungswinkel ($m = \tan \delta$ etwa $\approx \frac{\mu}{2}$), so wird zwischen Rutschkörper und Wand keine Verschiebung auftreten, d. h. die Wand wird von der (geringen) Gleitbewegung des Rutschkörpers mitgenommen. Damit braucht der Neigungswinkel des Erddruckes noch nicht längs der ganzen Wand gleich zu sein; doch wird man wohl genau genug mit dieser Annahme rechnen dürfen.

Gegenüber der Gefahr der Überwindung des Erdwiderstandes vor dem Fuß der Spundwand muß eine genügende Sicherheit

$$\eta = \frac{\lambda_p \cdot \frac{\gamma t^2}{2}}{E_p}$$

vorhanden sein, oder mit andern Worten: der im Bruchfalle vorhandene Erdwiderstand darf nur zu einem gewissen Teil ausgenutzt werden (vgl. Abb. 82). Zur Vereinfachung der Rechnung machen wir mit Krey die Annahme, daß der in Anspruch genommene Teil des Erdwiderstandsdreiecks durch

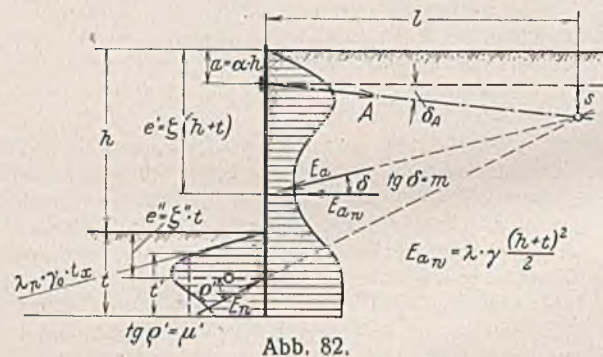


Abb. 82.

eine zur Spundwand gleichlaufende gerade Linie begrenzt ist (gestrichelte Linie in Abb. 82)⁸⁴⁾. Es gilt dann

$$\lambda_p \cdot \frac{\gamma t^2}{2} = \eta \left[\lambda_p \cdot \frac{\gamma t^2}{2} - \lambda_p \cdot \frac{\gamma t'^2}{2} \right]$$

oder

$$(91 a) \quad t' = t \sqrt{1 - \frac{1}{\eta}}$$

und

$$(t - e'') \eta \left[\lambda_p \cdot \frac{\gamma t^2}{2} - \lambda_p \cdot \frac{\gamma t'^2}{2} \right] = \lambda_p \cdot \frac{\gamma t^3}{6} - \lambda_p \cdot \frac{\gamma t'^3}{6}$$

oder

$$(91 b) \quad \frac{e''}{t} = \xi'' = 1 - \frac{1}{3} \left[\eta - (\eta - 1) \sqrt{1 - \frac{1}{\eta}} \right].$$

⁸³⁾ Wir kommen hier zu derselben Schlußfolgerung wie A. Streck: „Jede Unsicherheit durch starken Anker ausgleichen!“ (vgl. Fußnote 74).

⁸⁴⁾ Diese Annahme liegt auf der ungünstigeren Seite, sie verändert bei nicht zu großer Rammtiefe aber kaum das Berechnungsergebnis. Vgl. Niebuhr, Die Berechnung von Spundwänden nach Krey. Bauing. 1929, Heft 46, S. 805.

Wie man leicht erkennt, dient die Annahme für die Begrenzung der Erdwiderstandsfläche nur zur Berechnung der Schwerpunktlage (ζ') dieser Fläche und kann natürlich durch eine andere Annahme ersetzt werden, ohne daß sich dadurch die folgenden Gleichungen ändern.

Bei gegebener Erddruckverteilung hat man zur Berechnung der Rammtiefe folgende Momentengleichung, bezogen auf den Ankerpunkt,

$$\lambda_a \gamma \cdot \frac{(h+t)^2}{2} (e' - a) = \frac{1}{\eta} \cdot \lambda_p \gamma_0 \cdot \frac{t^2}{2} (h - a + e''),$$

wobei γ und γ_0 die Raumgewichte zur Berechnung des Erddruckes bzw. Erdwiderstandes bedeuten⁸⁵⁾. Die Auflösung dieser Gleichung nach t liefert eine Gleichung 3. Grades, aus der man t durch probeweises Einsetzen berechnen wird. Aus diesem Grunde ist eine Auflösung der Gleichung nach a vorzuziehen.

Mit der Abkürzung

$$D = \frac{1}{\eta} \cdot \frac{\lambda_p}{\lambda_a} \cdot \frac{\gamma_0}{\gamma}$$

erhält man

$$a = \frac{\zeta' (h+t)^3 - (h + \zeta'' t) t^2 D}{(h+t)^2 - t^2 D}$$

oder mit $a = \alpha h$ und $t = \tau h$ in dimensionsloser Form

$$(92) \quad \alpha = \frac{\zeta' (1+\tau)^3 - (1 + \zeta'' \tau) \tau^2 D}{(1+\tau)^2 - \tau^2 D}$$

Nach dieser Gleichung berechnet man α für zwei oder drei τ -Werte und findet dann durch Zwischenschalten das τ (und damit die Rammtiefe $t = \tau h$) für den vorliegenden Wert $\alpha = a : h$. Dabei muß allerdings D bzw. λ_a oder letztthin $m = \text{tg } \delta$ zunächst geschätzt werden, was aber ziemlich sicher geschehen kann, weil λ_a mit m nicht sehr stark veränderlich ist. Zur Nachprüfung kann man m wie folgt berechnen. Einerseits ist (nach Abb. 82)

$$l = \frac{s}{\text{tg } \delta_A} = \frac{h + e'' - a - s}{\mu'}$$

und andererseits

$$l = \frac{s}{\text{tg } \delta_A} = \frac{e' - a - s}{m}$$

Die Gleichsetzung der Werte von s liefert nach kurzer Rechnung

$$(93) \quad m = \frac{\zeta' (1+\tau) - \alpha (\mu' + \text{tg } \delta_A) - \text{tg } \delta_A}{1 + \zeta'' \tau - \alpha}$$

Hat man mit Hilfe der Gl. (92) u. (93) für eine bestimmte vorgeschriebene Sicherheit η die Rammtiefe berechnet, so erhält man den Ankerzug aus der Gleichsetzung der waagerechten Kräfte

$$(94) \quad \frac{A \cdot \cos \delta_A}{\gamma h^2} = A_1 = [(1+\tau)^2 - \tau^2 D] \frac{\lambda_a}{2},$$

wo der Klammerausdruck den Nenner in Gl. (92) angibt.

Um die Auswirkung der unter VI gefundenen Druckverteilung mit der Annahme dreieckförmiger Druckverteilung zu vergleichen, seien die Ergebnisse einer Zahlenrechnung für folgendes Beispiel mitgeteilt:

$h = 10 \text{ m}$, $a = 2 \text{ m}$, $\mu = 0,60$, $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$;
Nelung des Ankers 1:20 nach unten.

Es wurde angenommen: $\mu' = 0,48$, $\lambda_p = 5,30$, $\eta = 2,0$ (bei guter Kenntnis von μ m. E. ausreichend) $\zeta' = 0,54$; λ_a -Werte für die Verteilung nach VI um etwa 4% größer angenommen als nach Coulomb.

Die Rechnung nach der vorgeschlagenen Methode lieferte: $t = 3,19 \text{ m}$; $A = 20,9 \text{ t}$; größtes Moment $M_{\text{max}} = 23,3 \text{ tm}$ ($\lambda_a = 0,296$, $m = 0,23$), während für dreieckförmige Druckverteilung erhalten wurde:

$t = 3,73 \text{ m}$; $A = 13,0 \text{ t}$; $M_{\text{max}} = 38,3 \text{ tm}$ ($\lambda_a = 0,277$; $m = 0,32$).

Wie von vornherein zu erwarten war, ergibt die mehr den wirklichen Verhältnissen angepaßte Berechnung gegenüber der Berechnung mit dreieckförmiger Erddruckverteilung eine wesentlich kleinere Beanspruchung der Wand (im vorliegenden Fall 61%); auch die erforderliche Rammtiefe ist etwas geringer (85%⁸⁶⁾), während die Ankerkraft bedeutend größer ist ($\frac{20,9}{13,9} = 1,61$). Diese Ergebnisse

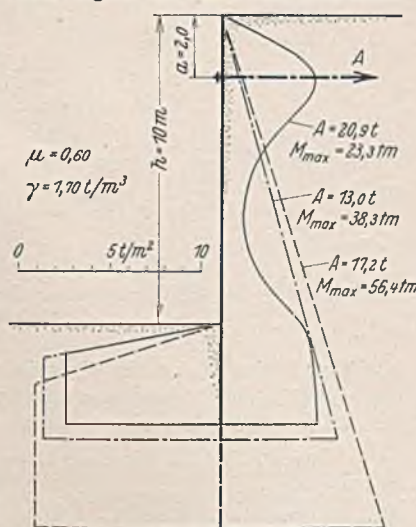


Abb. 83.

⁸⁵⁾ Die Unterscheidung zwischen γ und γ_0 ist getroffen, um auch den Einfluß eines Wasserstandes in Höhe der Baugrubensohle annähernd berücksichtigen zu können.

⁸⁶⁾ Die erhaltene geringe Rammtiefe gilt natürlich nur für den Fall, daß der Erdwiderstand nicht durch Wasserauftrieb verringert wird.

liegen durchaus in Richtung der praktischen Erfahrungen, worauf an dieser Stelle aber nicht weiter eingegangen sei. — Vielfach ist es noch üblich, den (dreieckförmig verteilten) Erddruck und den Erdwiderstand waagrecht wirkend anzunehmen. Daß dadurch für Rammtiefe und Moment viel zu ungünstige Werte erhalten werden, liegt auf der Hand. Für das vorstehende Beispiel findet man (für $\eta = 2,0$; $\lambda_a = 0,321$; $\lambda_p = 3,12$): $t = 6,63 \text{ m}$, $A = 17,2 \text{ t}$ und $M_{\text{max}} = 56,4 \text{ tm}$. Die Ankerkraft ist trotz der ungünstigen Annahmen noch zu klein erhalten. — Abb. 83 zeigt Druckverteilung und Rammtiefe für die drei miteinander verglichenen Berechnungsweisen.

f) Zur Berechnung von unverankerten Spundwänden.

Für unverankerte Spundwände wird meistens mit einer Druckverteilung nach Abb. 84a gerechnet. Diese Druckverteilung muß man sich durch Überlagerung der in Abb. 84b gezeichneten Verteilungslinien entstanden denken⁸⁷⁾.

Die für das Kräftegleichgewicht notwendige Bewegung der Spundwand besteht zur Hauptsache aus einer Drehbewegung um einen Punkt im unteren Teil der Spundwand. Daraus folgt, daß die Annahme dreieckförmiger Druckverteilung im oberen Teil der Spundwand richtig ist. Ebenso muß auch der Erdwiderstand im oberen Teil der dem Kippen entgegenwirkenden Erde dreieckförmig verteilt sein (Bewegung A). Die etwas willkürliche Annahme geradlinigen Druckverlaufes im untersten Teil der Spundwand ist hinreichend genau, solange die Rammtiefe der Spundwand nicht übermäßig groß gewählt wird (s. auch weiter unten). Auf die Bemessung der Spundwand ist die Form der unteren Druck-

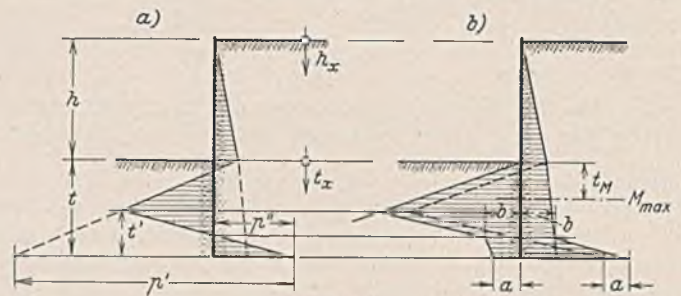


Abb. 84.

verteilungslinie praktisch ohne Einfluß, da das größte Biegemoment meistens im mittleren Teil auftritt; sie ist nur für die Bestimmung der Rammtiefe t von einigem Interesse.

Für den Ort des größten Moments ergibt sich die Querkraft zu Null. Mit den Bezeichnungen der Abb. 84 kann man daher anschreiben

$$\lambda_a \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma (h + t_M)^2 - \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_0) t_M^2 \right] - \lambda_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_0 t_M^2 = 0^{88)},$$

woraus folgt:

$$(95) \quad \frac{t_M}{h} = \tau_M = \frac{1}{\sqrt{D'} - 1} \quad \text{mit} \quad D' = 1 + \frac{\gamma_0}{\gamma} \left(\frac{\lambda_p}{\lambda_a} - 1 \right).$$

Das größte Moment ist

$$M_{\text{max}} = \lambda_a \cdot \frac{1}{6} \cdot \gamma (h + t_M)^3 - \lambda_a \cdot \frac{1}{6} (\gamma - \gamma_0) t_M^3 - \lambda_p \cdot \frac{1}{6} \cdot \gamma_0 t_M^3$$

oder nach einiger Rechnung

$$(96) \quad \frac{M_{\text{max}}}{\gamma h^3} = M_1 = \frac{1}{6} \cdot \frac{\lambda_a}{(\sqrt{D'} - 1)^2} \left(D' - \frac{1}{\sqrt{D'} - 1} \right).$$

Zur Berechnung der beiden Unbekannten t' und p' hat man die beiden Gleichgewichtsbedingungen

$$\lambda_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma (h + t)^2 - \lambda_a \cdot \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_0) t^2 - \lambda_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_0 t^2 + \frac{1}{2} \cdot t' p' = 0,$$

$$\lambda_a \cdot \frac{1}{6} \cdot \gamma (h + t)^3 - \lambda_a \cdot \frac{1}{6} (\gamma - \gamma_0) t^3 - \lambda_p \cdot \frac{1}{6} \cdot \gamma_0 t^3 + \frac{1}{6} \cdot t'^2 p' = 0,$$

aus denen mit $t = \tau h$ leicht erhalten wird

$$(97) \quad \begin{cases} t' = \frac{\lambda_p \gamma_0 + \lambda_a (\gamma - \gamma_0) - \lambda_a \gamma \left(1 + \frac{1}{\tau} \right)^3}{\lambda_p \gamma_0 + \lambda_a (\gamma - \gamma_0) - \lambda_a \gamma \left(1 + \frac{1}{\tau} \right)^2} \cdot t \\ p' = \left[\lambda_p \gamma_0 + \lambda_a (\gamma - \gamma_0) - \lambda_a \gamma \left(1 + \frac{1}{\tau} \right)^2 \right] \frac{t^2}{t'}. \end{cases}$$

Für die Spannung p'' erhält man

$$(97a) \quad p'' = \lambda_a (\gamma h + \gamma_0 t) - \lambda_p \gamma_0 t + p' = p' + \lambda_a \gamma h - (\lambda_p - \lambda_a) \gamma_0 t.$$

Oberhalb des Drehpunktes tritt auf der Erddruckseite bei der Bewegung der Wand ein Nachgleiten des Bodens ein, so daß für den Erddruck E_a annähernd mit dem vollen Reibungswinkel ρ' (etwas $< \rho$) zwischen

⁸⁷⁾ Vgl. auch Krey, Erddruck . . . , Abb. 102.

⁸⁸⁾ Durch die Unterscheidung zwischen γ und γ_0 kann wieder der Einfluß eines Wasserstandes in Höhe der Baugrubensohle mit berücksichtigt werden.

Wand und Boden gerechnet werden kann. Die Gleitflächen des Erdwiderstandes verlaufen unter der Voraussetzung, daß die Wand sich um einen in der Wandachse liegenden Punkt dreht, in der Nähe der Wand waagrecht. Zu der waagerechten Gleitrichtung gehört eine bestimmte Neigung m des Erdwiderstandes E_p , die man nach II durch Nullsetzen von ϑ in Gl. (27) erhält zu

$$m = \frac{\mu}{1 + 2\mu^2}$$

(für $\mu = 0,60$ z. B. $m \approx 0,35$). Bei festliegender Richtung von E_a und E_p sind die Verhältniszahlen λ_a und λ_p gegeben, so daß das Biegemoment der Wand nach Gl. (95) u. (96) berechnet werden kann.

Für die mindestens erforderliche Rammtiefe t_{\min} , bei der die Wand gerade noch steht, ohne umzustürzen, bilden sich auch in der Nachbarschaft des unteren Wandendes Gleitflächen aus (Abb. 85)⁸⁹⁾. Die darauf

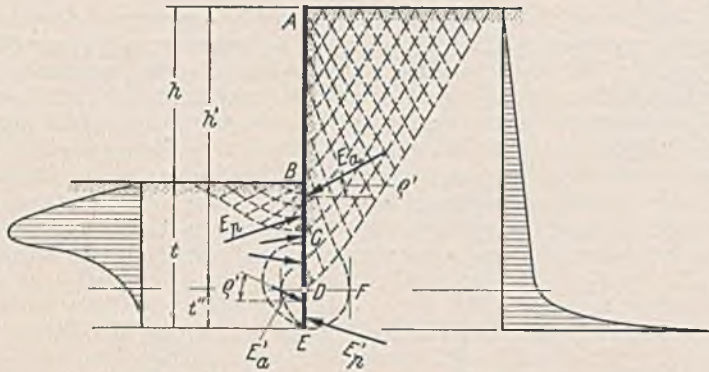


Abb. 85. Gleitflächenausbildung und Druckverteilung für eine unverankerte Spundwand kurz vor dem Umstürzen.

aufbauende Berechnung habe ich für $\mu = 0,60$ durchgeführt und (ohne Wassereinfluß!) das Ergebnis: $t_{\min} = 0,823 h$ erhalten; sie kann hier aber aus Raumgründen nicht wiedergegeben werden und ist für praktische Fälle auch reichlich umständlich. Ich habe deshalb die folgende Näherungsgleichung aufgestellt:

$$(98) \quad t = \frac{1,5 h}{\sqrt{D' - 1}}$$

die aus der Bedingung $t' = 0$ (Gl. 97) unter Hinzufügung des Faktors 1,5 gewonnen wurde und allem Anschein nach ausreichende Rammtiefen liefert.

g) Der Einfluß gleichmäßig verteilter Geländebelastung.

Für Wandbewegung A (Drehung um den untersten Punkt) ist der Einfluß gleichmäßiger Oberflächenbelastung bereits unter II und IV herausgestellt (rechteckige Erddruckverteilung). Für die Bewegungen B und C ist unter III, V und VI auch schon das Grundsätzliche der Berechnungen gezeigt, so daß wir uns bei der vorliegenden Aufgabe im wesentlichen auf die Angabe der Ergebnisse beschränken können.

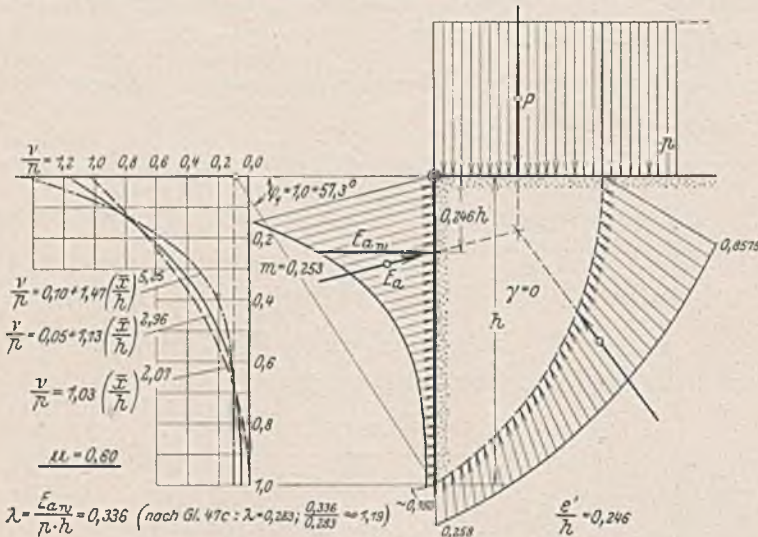


Abb. 86. Einfluß einer Geländeauflast p für eine Drehung der Wand um den Geländepunkt (Wandbewegung C).

Es ist leicht zu übersehen, daß sich für Bewegung B und C die Lage der ungünstigsten Gleitfläche unter der Wirkung gleichmäßiger Geländebelastung in geringem Maße ändert, so daß das lineare Überlagerungsgesetz nicht genau gilt. Die Abweichungen von diesem Gesetz werden jedoch nur gering sein, so daß man genau genug danach rechnet, was um so eher zulässig ist, als sich dadurch ein ungünstigerer Erddruck

⁸⁹⁾ Vgl. auch Krey, Erddruck . . . , Abb. 151.

ergibt. Die weiteren Berechnungen können deshalb unter der Annahme $\gamma = 0$ durchgeführt werden. Im übrigen beschränken wir uns wieder auf den Fall lotrechter Wand und waagerechten Geländes.

Mit $\gamma = 0$ erhält man aus der Kötterschen Gleichung (48) für eine in der Oberfläche lotrecht beginnende kreisförmige Gleitfläche:

$$\bar{\sigma} = C e^{2\mu\vartheta}$$

Die Konstante C folgt aus der Bedingung: $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_0$ für $\vartheta = \frac{\pi}{2}$ zu

$$C = \bar{\sigma}_0 e^{-\mu\pi}$$

so daß schließlich gilt:

$$(99) \quad \bar{\sigma} = \bar{\sigma}_0 e^{-2\mu\left(\frac{\pi}{2} - \vartheta\right)} = \bar{\sigma}_0 e^{-2\mu\vartheta}$$

$$\text{mit} \quad \bar{\sigma}_0 = \frac{p}{\sqrt{1 + \mu^2}} \quad [\text{nach Gl. (42)}],$$

wenn p die Größe der Oberflächenbelastung (z. B. in t/m^2) angibt.

Der weitere Gang der Berechnung für Wandbewegung B (Drehung der Wand um den oberen Punkt) entspricht vollkommen dem unter V gegebenen. Das den Gl. (68) bis (70) entsprechende Ergebnis ist

$$(100) \quad \begin{cases} m \left[\mu + \cos \varphi_1 e^{-2\mu\varphi_1} (1 + 2\mu^2 \operatorname{tg} \varphi_1 - \mu) \right] \\ \quad = (1 + \mu^2)(1 + 4\mu^2)(1 - \cos \varphi_1) \\ \quad \quad - (1 + 2\mu^2) + \cos \varphi_1 e^{-2\mu\varphi_1} (1 + 2\mu^2 + \mu \operatorname{tg} \varphi_1), \\ \lambda = \frac{1}{(1 + \mu^2)(1 + 4\mu^2)} \left[\frac{\mu}{\sin \varphi_1} + e^{-2\mu\varphi_1} (1 + 2\mu^2 - \mu \operatorname{cotg} \varphi_1) \right], \\ 2\lambda \left(\frac{e'}{h} + m \operatorname{cotg} \varphi_1 \right) = 1 - \frac{1}{1 + \mu^2} \cdot \frac{1 - e^{-2\mu\varphi_1}}{\sin^2 \varphi_1}, \end{cases}$$

wobei nach den Ergebnissen unter II und IV gesetzt wurde $E_{aw} = \lambda p h$.

Zahlenmäßig erhält man z. B. für $\mu = 0,60$ und $\varphi_1 = 1,0$:

$$\bar{\sigma} = 0,8575 e^{-1,2\vartheta}; \quad m = 0,253; \quad \lambda = 0,336; \quad e' = 0,246 h.$$

Für ebene Gleitflächen würde man nach Gl. (47c) $\lambda = 0,283$ erhalten, so daß sich auch hier wieder für Bewegung B ein merklich größerer Erddruck ergibt als für Bewegung A ($\frac{0,336}{0,283} \approx 1,19$). Abb. 86 veranschaulicht

das gefundene Ergebnis. Die Verteilung des Erddruckes ist nicht so genau einzugrenzen wie unter V. In Abb. 86 sind drei Möglichkeiten dargestellt. Die Druckverteilungslinie verläuft danach ungefähr parabelförmig. Ebenso wie unter V ist auch hier die „ ζ -Bedingung“ im untersten Wandpunkt nicht erfüllt.

Für eine Durchbiegung der Wand (Bewegung C) läßt sich die durch eine gleichmäßige Geländeauflast hervorgerufene Erddruckverteilung in

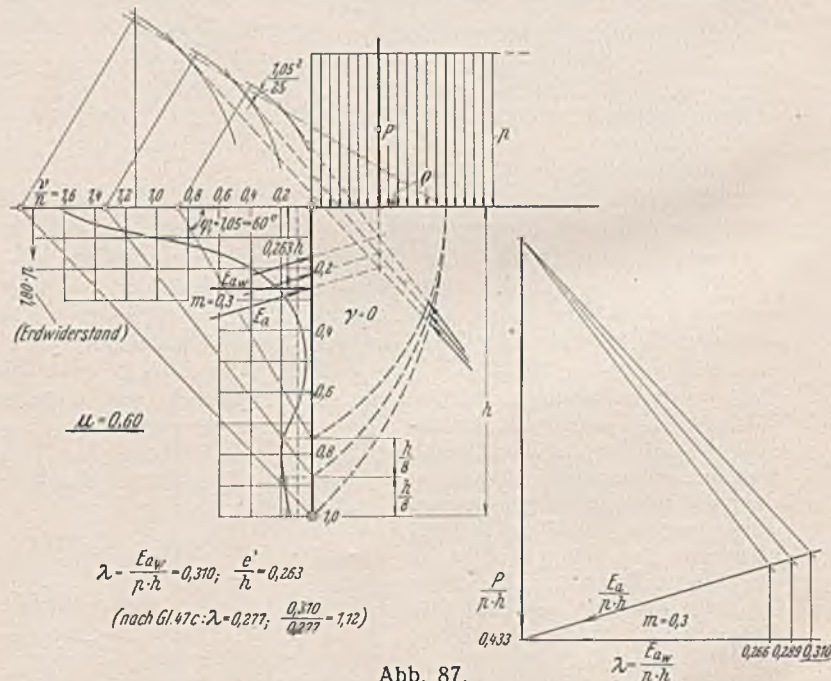


Abb. 87.

Ermittlung des Einflusses einer Geländeauflast für Wandbewegung C (Durchbiegung).

ähnlicher Weise wie unter VI ermitteln. Abb. 87 zeigt die Berechnung für $\mu = 0,60$ und $m = 0,30$ unter der Annahme: $\varphi_1 = 1,05 \approx 30^\circ$. Ergebnis: $\lambda = 0,310$ und $e' = 0,263 h$.

g) Über den Einfluß der Gleitfestigkeit (Kohäsion).

Die Berücksichtigung einer etwa vorhandenen Gleitfestigkeit macht grundsätzlich keine größeren Schwierigkeiten; hier soll der Vorgang nur angedeutet werden.

Jáky hat gezeigt, daß die Köttersche Gleichung für den Gleitflächen-
druck auch für Boden mit Gleitfestigkeit erweitert werden kann⁹⁰⁾, wenn
man sie in der Form schreibt:

$$(101) \quad \tau = \gamma \cdot \sin \varphi \cdot e^{\pm 2\mu \varphi} \left[\int e^{\mp 2\mu \varphi} \cdot \sin(\varphi \mp \rho) ds + C \right].$$

Es ändert sich für die Gleitspannung τ lediglich die Anfangsbedingung,
aus der C zu berechnen ist.

Unter II ist nachgewiesen worden, daß die Lage der Gleitfläche in
den meisten Fällen durch die Gleitfestigkeit beeinflusst wird. Da jedoch
die „ungünstigste“ Gleitfläche aus der Bedingung gefunden wird, daß
der Erddruck bzw. Erdwiderstand seinen Größt- bzw. Kleinstwert an-
nimmt, so folgt, daß die Grenzwerte durch eine geringe Änderung
der Gleitflächenlage kaum beeinflusst werden, d. h. man kann in den
meisten Fällen genügend genau mit einer von der Gleitfestigkeit un-
abhängigen Gleitflächenlage rechnen oder aber die Gleitflächenlage für
den Fall ohne Gleitfestigkeit von vornherein etwas in Richtung des Ein-
flusses der Gleitfestigkeit verschieben.

Für ebene Gleitflächen folgt daraus die Zulässigkeit linearer
Überlagerung der beiden Einflüsse aus Eigengewicht und Gleitfestigkeit;

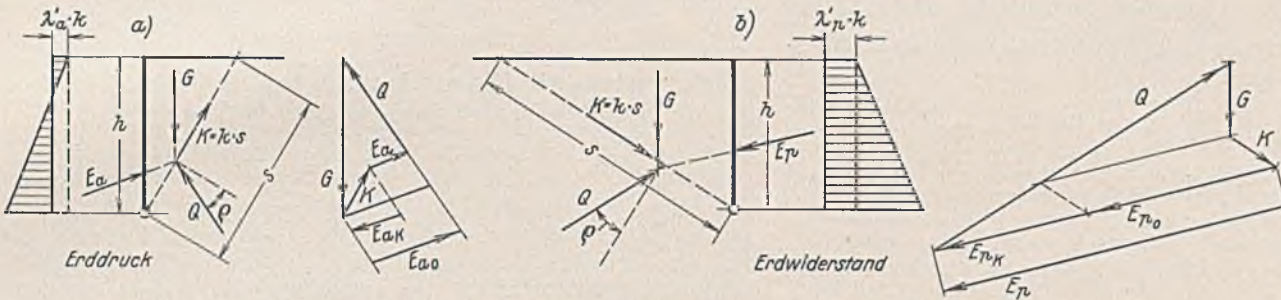


Abb. 88. Berücksichtigung der Gleitfestigkeit bei ebenen Gleitflächen.

z. B. kann man die in Abb. 88 gezeigten Kräftecke aufteilen in ein mit
dem Raumgewicht des Bodens verhältnismäßig wachsendes Kräfteck und
in ein anderes, das nur mit der Gleitfestigkeit k verhältnismäßig anwächst.
Für gegebene konstante Bodenwerte γ und k wächst das Eigengewicht
des Gleitkörpers mit h^2 , die Gleitfestigkeitskraft k dagegen mit h ; man
kann deshalb anschreiben

$$(102) \quad E_w = \lambda \cdot \gamma \frac{h^2}{2} \mp \lambda' \cdot k h,$$

wobei der den Einfluß der Gleitfestigkeit berücksichtigende Faktor λ'
ebenso wie λ außer von den Winkeln α , β und δ nur vom Reibungs-
beiwert μ abhängig ist.

Nimmt man für Wandbewegung A entsprechend früheren Aus-
führungen an, daß der Gleitkörper ganz von Gleitflächen durchzogen ist⁹¹⁾,
so gilt Gl. (102) auch für Teilabschnitte der Wand, vom Gelände aus
gerechnet. Man erhält dann die Erddruckverteilung zu

$$(102a) \quad v = \frac{dE_w}{dh_x} = \lambda \gamma h_x \mp \lambda' k,$$

was der in Abb. 88 angedeuteten geradlinigen Druckverteilung entspricht.
Der Einfluß der Gleitfestigkeit entspricht danach einem Spannungsrechteck
mit den Ordinaten $\lambda' k$, wobei natürlich λ' für den oberen Grenzzustand
einen anderen Wert hat als für den unteren Grenzzustand. Für den
unteren Grenzzustand ergeben sich Zugspannungen, für den oberen
Grenzzustand Druckspannungen.

Die vorteilhafteste Anwendung des obenerwähnten Überlagerungs-
gesetzes besteht darin, daß man den Einfluß des Eigengewichts und den
Einfluß der Gleitfestigkeit vollständig getrennt voneinander untersucht.

a) Erdwiderstand

b) unterer Grenzzustand

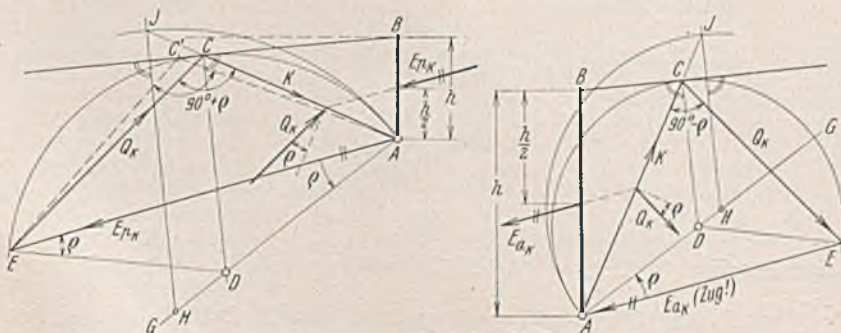


Abb. 89. Ermittlung des Gleitfestigkeitseinflusses für ebene Gleitflächen.

Wir haben damit nur noch zu zeigen, wie der Einfluß der Gleitfestigkeit
für sich allein zu ermitteln ist, was an Hand der Abb. 89 geschehen soll.

⁹⁰⁾ J. Jáky, Stability of Earth Slopes. Proceedings of the Internat. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. II, S. 200.
⁹¹⁾ Über die Berechtigung dieser Annahme siehe weiter unten.

In Abb. 89a möge AC die ungünstigste Gleitfläche angeben. Das Kraft-
eck für die drei untereinander im Gleichgewicht befindlichen Kräfte E_{pk} ,
 K und Q_k zeichnet man zweckmäßig in die Querschnittsfigur ein, und
zwar in einem solchen Maßstabe, daß die Länge AC der Gleitfläche die
Größe von K angibt. Alle Kräfte sind dann gleich dem k -fachen der
Längen. — In der Nähe der ungünstigsten Gleitfläche darf eine (gestrichelt
angedeutete) geringe Änderung der Gleitflächenlage die Größe von E_{pk}
nicht beeinflussen. Da außerdem der Kräfteckwinkel sowohl bei C als
auch bei $C' 90^\circ + \rho$ betragen muß, so folgt, daß die drei Punkte A , C und E
auf einem Kreise liegen, der die Gerade BC in C berührt. Daraus findet
man die angegebene bequeme Konstruktion der Gleitflächenlage und der
Größe von E_{pk} : Nach Auftragen der beiden durch A gehenden Richtungen
 $EA \parallel E_{pk}$ und GA unter ρ zu EA wird um den beliebigen Punkt H auf
der Geraden AG ein Kreisbogen durch A bis zu der zu BC senkrechten
Linie HJ geschlagen. Die Verbindung der Punkte J und A ergibt die
Lage der ungünstigsten Gleitfläche. Eine Gleichlaufende zu HJ durch C
liefert im Schnitt mit dem Strahl AG den Mittelpunkt D des Kreises

durch die drei Punkte A , C und E und damit durch die Länge \overline{EA} die
Größe von E_{pk} ($= k \overline{EA}$).
Abb. 89b zeigt die sich für den unteren Grenzzustand des Erddruckes
mit genau derselben Beweisführung ergebende Konstruktion. Ist die
Erddruckrichtung dem Gelände gleichlaufend, so erhält man aus Ab-

bild. 89 den Winkel zwischen Gelände- und Gleitlinie, wie es sein muß,
zu $45^\circ \pm \frac{\rho}{2}$.

Gl. (102), die das lineare Überlagerungsgesetz in sich enthält, gilt
ihrer Ableitung gemäß zunächst nur für ebene Gleitflächen; sie läßt sich
jedoch auch auf kurvenförmige Gleitflächen — soweit Wandbewegung A
in Betracht gezogen wird — mit guter Näherung erweitern. Auf die
Beweisführung soll hier verzichtet werden; es sei nur darauf hingewiesen,
daß man die durch Gl. (102) zum Ausdruck gebrachte Gesetzmäßigkeit
bei zahlenmäßigen Berechnungen immer wieder bestätigt findet. Abb. 93
zeigt z. B. die Ermittlung des Erdwiderstandes für eine kreisförmige
Gleitfläche. Die Kräfte E_{p0} , Q und Q_0 gelten für den Fall ohne Gleit-
festigkeit; bei vorhandener Gleitfestigkeit kommen die neuen Kräfte K
und E_{pk} hinzu, und an die Stelle von Q_0 tritt Q . Die Gleitfestigkeits-
kraft K ist der Größe nach gleich $k \cdot \overline{AC}$, da man sich die Gleitlinie in
entsprechendem Maßstab als Kräfteck der aneinander gereihten kleinen
Gleitfestigkeitseinzelkräfte denken kann. Die Lage von K außerhalb der
Kreisgleitfläche folgt aus der Momentengleichung $k \cdot \overline{AC} \cdot e_k = k \cdot \overline{CEA} \cdot R$
zu $e_k = \frac{\overline{CEA}}{\overline{CA}}$. Die Zusammensetzung der Kräfte, insbesondere das
Auffinden der Richtungen von Q_0 und Q , dürfte nach dem unter IV an

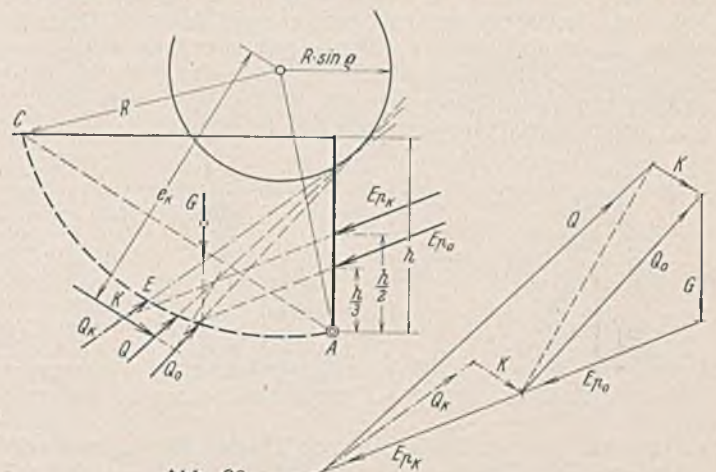


Abb. 90.

Hand der Abb. 45a u. b Gesagten ohne weiteres verständlich sein. Bei
getrennter Ermittlung des Gleitfestigkeitseinflusses würde man die (strich-
punktiert gezeichnete) Kraft Q_k erhalten, deren Richtung gegenüber der
Richtung von Q gerade eine solche Veränderung zeigt, daß sich fast genau
derselbe Wert für E_{pk} ergibt.

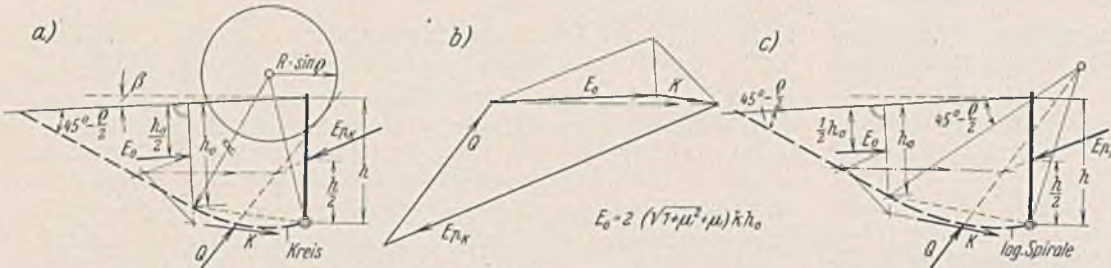


Abb. 91. Ermittlung des von der Gleitfestigkeit herrührenden Anteil des Erdwiderstandes.

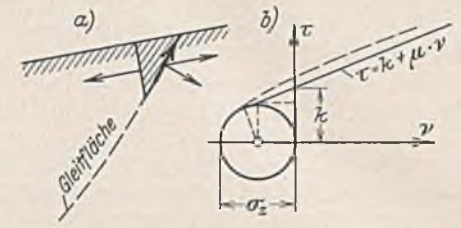


Abb. 93.

Die der früheren Abb. 45 sinngemäß entsprechende Ermittlung des von der Gleitfestigkeit herrührenden Teiles des Erdwiderstandes zeigt Abb. 94. Rechnerisch kann man für den Fall, daß man als Gleitlinie die logarithmische Spirale benutzt, in ähnlicher Weise vorgehen, wie es unter IV an Hand der Abb. 46 gezeigt wurde. Der Gleitlinienverlauf vereinfacht sich noch dadurch, daß die ebenen Gleitflächenteile die Oberfläche unter dem Winkel $45^\circ - \frac{\rho}{2}$ treffen. An Stelle der früheren Gl. (51) erhält man mit den Bezeichnungen der Abb. 92, wenn man als Veränderliche den Winkel φ' wählt,

$$(103) \left\{ \begin{aligned} \bar{\varphi} &= 45^\circ + \frac{\rho}{2} - \varphi' + \alpha' \\ r_1 &= s \cdot \frac{\sin(\bar{\varphi} + \varphi')}{\sin \varphi}; \quad r' = s \cdot \frac{\sin \varphi'}{\sin \varphi}; \quad r_2 = r_1 e^{\mu \varphi'}; \quad s_R = r_2 - r' \\ M_{ER} &= s_R \cdot \cos \rho \left(r_2 - \frac{s_R}{2} \right) k \\ M_{ksp} &= \left[k \int_0^{\bar{\varphi}} r d\varphi r \right] = (r_2^2 - r_1^2) \frac{k}{2\mu} \\ \left(\frac{M_{EP}}{E_p} \right) &= e = \frac{s}{2} \cdot \cos(e - \alpha') + r' \cdot \sin \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} - e \right) \\ E_{pk} &= \left(\frac{E_p}{M_{EP}} \right) (M_{ER} + M_{ksp}) \end{aligned} \right.$$

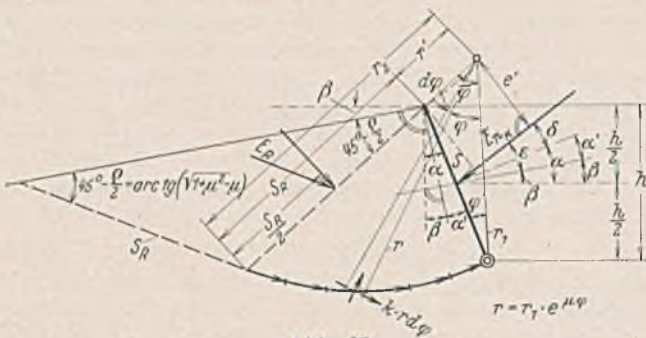


Abb. 92.

Die oben getroffene Annahme, daß der Gleitkörper für Wandbewegung A ganz von Gleitflächen durchzogen ist, bedarf noch einer kurzen Erörterung. Daß diese Annahme in den meisten Fällen der Wirklichkeit entspricht, folgt wohl hinlänglich aus den Ausführungen unter III. Nur eine Ausnahme ist dort noch erwähnt, indem angedeutet wurde, daß der Erdkörper innerhalb der frei stehenden Höhe nicht unbedingt der Wandbewegung zu folgen brauche, sondern daß sich zwischen Wand und Boden hier ein Spalt bilden könne. Letzteres tritt nun tatsächlich in vielen Fällen ein,

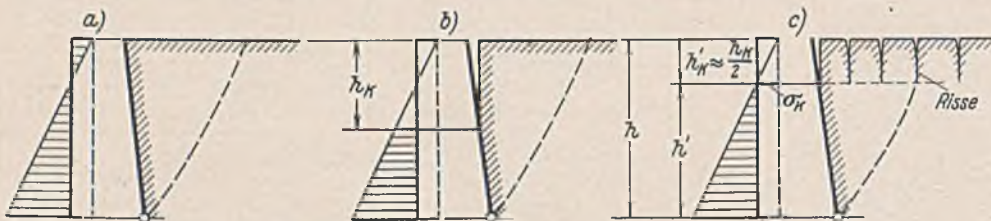


Abb. 94. Mögliche Erddruckverteilungen bei vorhandener Gleitfestigkeit.

so daß die in Abb. 88a gezeichnete Druckverteilung noch einer Berichtigung bedarf, da für den Fall, daß sich ein Spalt bildet, die Zugspannungen im oberen Teil der Wand nicht aufgenommen werden können.

Im Falle völliger Rissefreiheit müssen auch die oberen Schichten des Gleitkörpers ganz von Gleitflächen durchzogen sein, weil sonst ein Mitmachen der Wandbewegung nicht denkbar wäre. Es folgt daraus, daß geländenahe Schichten in den einzelnen Punkten der mit dem (ebenen) Gelände gleichlaufenden Ebenen den gleichen Spannungszustand besitzen

(Rankinescher Fall). Bei der Betrachtung des Gleichgewichts eines kleinen dreiseitigen Oberflächenprismas (Abb. 93a) können die Eigengewichtsspannungen gegenüber den von der Gleitfestigkeit herrührenden Spannungen vernachlässigt werden, wenn die Seiten des Prismas nur genügend klein gedacht werden. Damit ist aber das Spannungsbild in nächster Nähe der Oberfläche von der Geländeneigung β unabhängig, so daß die unter II für waagerechtes Gelände erhaltene Formel (Abb. 23)

$$\text{Zugspannung } \sigma = \frac{2}{\sqrt{n_0}} \cdot k$$

benutzt werden darf. Nun errechnet sich die Zugfestigkeit σ_z des Bodens aus der Darstellung als Spannungskreis (Abb. 93b) zu

$$k = \frac{\sigma_z}{2} \cdot \mu + \frac{\sigma_z}{2} \sqrt{1 + \mu^2} = \frac{\sqrt{n_0}}{2} \cdot \sigma_z \quad \text{oder} \quad \sigma_z = \frac{2}{\sqrt{n_0}} \cdot k,$$

also ebenso groß als die auftretende Zugspannung σ . Danach könnte es zweifelhaft sein, ob sich in der obersten Bodenschicht Risse ausbilden, weil die Zugfestigkeit des Bodens gerade ausreicht, um die auftretende Zugspannung aufzunehmen. Die Zugfestigkeit des Bodens wird jedoch nicht an allen Stellen des Bodens gleich groß sein (Schwankungen statistischer Art); auch besteht die Möglichkeit, daß die Gleitspannungslinie nicht genau einer Geraden folgt (gestrichelte Linie in Abb. 93). Es kommt aber noch hinzu, daß gerade die oberen geländenahe Schichten ganz besonders den Einflüssen der Witterung unterliegen, sei es nun, daß durch den Regen einzelne aufgeweichte Stellen vorhanden sind, oder sei es, daß sich bei anhaltender Trockenheit Trockenrisse bilden. Mit dem Auftreten von Rissen muß daher wohl in den meisten Fällen gerechnet werden, so daß m. E. von den in Abb. 94 skizzierten drei Möglichkeiten der Fall c der Berechnung zugrunde zu legen ist, zumal es sich dabei um den ungünstigsten Fall handelt. Gl. (102) vereinfacht sich damit für den unteren Grenzzustand zu

$$(102') \quad E_{aw} = \lambda \gamma \cdot \frac{h'^2}{2}$$

Bei der Berechnung des Gleitfestigkeitseinflusses nach Abb. 89b ist jetzt h' anstatt h zu nehmen. Aus dem Ergebnis: E_{ak} (Zugkraft!) = $\sigma_k h'$ findet man (vgl. Abb. 94c): $\sigma_k = E_{ak} : h'$ und aus $\lambda \gamma h'_k = \sigma_k$

$$(104) \quad h'_k = \frac{\sigma_k}{\lambda \gamma}$$

Für die Wandbewegungen B und C ist der Einfluß der Gleitfestigkeit naturgemäß nicht so einfach herauszustellen, wie es vorstehend für Wandbewegung A geschehen ist. Es sei deshalb nur angedeutet, in welcher Weise die Druckverteilung in der lotrecht beginnenden Gleitfläche angesetzt werden kann. Weitere Folgerungen können wohl nur aus zahlenmäßigen Durchrechnungen gezogen werden.

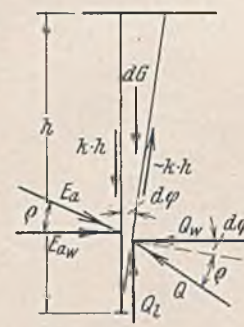


Abb. 95.

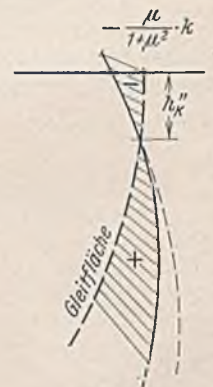


Abb. 96.

In Abb. 35 (unter III) ist angedeutet, daß der Erddruck für den Fall $\delta = -\rho$ als Grenzfall verschwindenden Gleitkeilgewichts anzusehen ist. In diesem Sinne sei jetzt auch bei vorhandener Gleitfestigkeit der Erddruck berechnet. Mit den Bezeichnungen der Abb. 95 hat man unter Vernachlässigung von Größen höherer Kleinheitsordnung die Gleichgewichtsbedingungen

$$\begin{aligned} E_{aw} &= Q_w - k h d \varphi, \\ E_{al} &= Q_l - d G = Q_l - \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot d \varphi, \end{aligned}$$

wenn man mit E_{a_l} nur den auf die Reibung entfallenden Anteil der lotrechten Teilkraft des Erddruckes bezeichnet. Nimmt man noch die beiden Bedingungen

$$\frac{E_{a_l}}{E_{a_w}} = \mu \quad \text{und} \quad \frac{Q_l}{Q_w} = \operatorname{tg}(\varrho + d\varphi)$$

hinzu, so erhält man schließlich

$$(105) \quad E_{a_w} = \frac{1}{1 + \mu^2} \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} - \frac{\mu}{1 + \mu^2} \cdot k h$$

$$\text{oder auch} \quad \frac{dE_{a_w}}{dh_x} = v_a = \frac{1}{1 + \mu^2} \cdot \gamma h_x - \frac{\mu}{1 + \mu^2} \cdot k,$$

woraus die in Abb. 96 beige-schriebenen Werte folgen. Nach der letzteren Gleichung kann man den Einfluß der Gleitfestigkeit dadurch berücksichtigen, daß man bei den Berechnungen unter V und VI längs der Gleitfläche außer den Schubspannungen k noch die gleichmäßig verteilten Zugspannungen von der Größe $\frac{\mu}{1 + \mu^2} \cdot k$ hinzunimmt. Bemerkenswert ist, daß sich h_k'' (Abb. 96) bedeutend kleiner ergibt als h_k' nach Abb. 23 für waagerechten Erddruck; für $\mu = 0,4$ und $0,6$ hat man z. B.

$$\frac{h_k''}{h_k'} \approx 0,117 \text{ und } 0,125.$$

Bücherschau.

Schlußbericht zum zweiten Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau Berlin-München 1936. XX, 981 S. mit 760 Abb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geb. 24 RM.

Nunmehr liegt der umfangreiche Schlußbericht zum zweiten Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau vor, der vom 1. bis 11. Oktober 1936 in Berlin und München tagte¹⁾. Das Werk enthält 9 Hauptberichte und 126 Beiträge zu den 9 Themen des Kongresses; ferner einen Bericht über die feierliche Eröffnung in Berlin, die Schlußsitzung in Berlin und den feierlichen Schlußakt in München mit den hierbei gehaltenen Ansprachen. Das Buch enthält ferner einen Bericht über den Verlauf des Kongresses und die damit verbundenen Besichtigungsfahrten. Von besonderer Bedeutung sind die Folgerungen und Anregungen, die der Kongreß aus den Berichten und Beiträgen gezogen hat. Sie beziehen sich auf: Die Bedeutung der Zähigkeit des Stahles für die Berechnung und Bemessung von Stahlbauwerken, insbesondere von statisch unbestimmten Konstruktionen; Beanspruchungen und Sicherheitsgrad im Eisenbetonbau vom Standpunkte des Konstrukteurs; Praktische Fragen bei geschweißten Stahlkonstruktionen; Neuere Gesichtspunkte für die Berechnung und Konstruktion von Eisenbeton-, Hoch- und Brückenbauten; Theorie und Versuchsforschung der Einzelheiten genieteter und geschweißter Stahlbauwerke; Beton und Eisenbeton im Wasserbau; Anwendung des Stahles im Brückenbau und Hochbau; Anwendung des Stahles im Wasserbau; Baugrundforschung.

Es ist unmöglich, im Rahmen einer Buchbesprechung auf die zahlreichen wertvollen Berichte und Beiträge im einzelnen einzugehen. Sie sind zum Teil wesentlich eingehender gehalten, als es die mündlichen Vorträge in den Arbeitssitzungen des Kongresses wegen des dort herrschenden großen Zeitmangels sein konnten. Allerdings konnten wegen Platzmangels die 29 sogenannten freien Vorträge nicht in den Schlußbericht aufgenommen werden. Ein Teil davon wird in dem demnächst erscheinenden V. Bande der Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau abgedruckt werden.

Der Schlußbericht enthält die Stellungnahme der namhaftesten Fachleute zu den wichtigsten Fragen des konstruktiven Ingenieurbauwesens der Gegenwart. Vieles, was im Drange der Kongreßsitzungen nicht voll zur Wirkung kommen und nicht voll aufgenommen werden konnte, kommt im vorliegenden Schlußbericht erst richtig zur Geltung. Die Beschaffung kann allen, die an den großen Bauaufgaben der Gegenwart mitzuarbeiten haben, dringend empfohlen werden. Sie werden darin viele Anregungen und Hinweise für ihre Arbeit finden. Wedler.

Ramspeck, A., Dr.: Dynamische Untersuchungen auf Betonfahrbahndecken. 25 S. mit 11 Abb. Berlin 1937, Verlag Volk und Reich. Preis 1,75 RM.

Seit dem Jahre 1934 macht die Deutsche Gesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) dynamische Bodenuntersuchungen durch eingeleitete Schwingungen auf Reichsautobahnen, um die Einwirkung der durch die Fahrzeuge hervorgerufenen Schwingungen auf die Fahrbahndecken in Abhängigkeit vom Untergrund und von Zwischenlagen festzustellen. In regelmäßigen Abständen wurden Ergebnisse bekanntgegeben.

In der obigen Veröffentlichung wird über Versuche mit einem 2700 kg schweren stehenden Schwingungsreger auf Betonplatten, die auf lehmig-sandigem, gewachsenem und geschüttetem Untergrunde lagen, berichtet. Die Schwingungsform der Betonplatte wurde bei verschiedener Schwingungszahl mit einem elektrodynamischen Seismographen, der mit einem zuverlässigen mechanischen Seismographen geprüft wurde, gemessen. Aus der Amplitude der Schwingungen wurden die Betonspannungen errechnet, die auf dem Damm etwa viermal so groß sind als auf gewachsenem Boden und schon durch eine 30 cm dicke Sandzwischenlage deutlich anwachsen.

Bei niederen Schwingungszahlen schwingt die Decke gleich wie der Boden, bei hohen Schwingungen auf schlechtem Grunde führt die Decke Biegeschwingungen aus.

Bei den beschriebenen Versuchen stand der Schwinger immer in der Mitte einer Betonplatte. Schwingerversuche am Rande und an einer Ecke der Platte sollen noch durchgeführt werden.

Die interessantesten Versuche verdienen von der Fachwelt verfolgt zu werden. Man darf auf ihre Auswertung für die praktische Anwendung zur zweckmäßigen Ausbildung der Decken nach dynamischen Voruntersuchungen des Untergrundes gespannt sein. Leonhardt.

¹⁾ Besprechung des Vorberichts s. Bautechn. 1936, Heft 52, S. 740.

Straßner, A.: Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. Bd. II: Der Bogen und das Brückengewölbe. 4. Aufl. 165 S. mit 102 Textabb. u. 56 Tabellen. Berlin 1938, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis geb. 12,50 RM., in Leinen 14 RM.

Der Inhalt der vorliegenden vierten Auflage stimmt im wesentlichen mit dem der dritten, 1927 erschienenen Auflage überein. Lediglich an einigen wenigen Stellen sind kleinere Änderungen bzw. Umstellungen vorgenommen, um die Lesbarkeit des Buches noch zu erhöhen. Ferner sind natürlich bei dieser Auflage die neuen amtlichen Bestimmungen berücksichtigt.

In der Bautechn. 1927, Heft 54, S. 797, ist die dritte Auflage einer eingehenden Würdigung unterzogen worden. Um dem Leser das lästige Nachblättern zu ersparen, sei hier kurz folgendes wiederholt:

Das Werk gliedert sich in sechs Hauptabschnitte. Den Anfang bildet ein einleitender Abschnitt über die allgemeine Theorie des eingespannten, elastischen Bogens (nebst Sonderfällen). Bekanntlich baut Straßner nicht auf den allgemeinen Lehren der unbestimmten Statik auf, sondern er entwickelt alle diese Ansätze aus den geometrischen, unmittelbar anschaulichen Beziehungen. Im Anschluß daran behandelt der Verfasser die Berechnung des eingespannten Brückengewölbes (Formgebung der Gewölbeachse, Ermittlung der Veränderlichkeit der Querschnitte usw.).

Von besonderer Wichtigkeit für die praktische Anwendung ist der dritte Abschnitt, in dem Zahlentafeln der Einflußlinienordinaten für die Biegemomente, Bogenkraft, Auflagerdrücke usw. (für Teilung der Spannweite in 24 Teile) gegeben werden. Im vierten Abschnitt wird über das Entwerfen der Gewölbe berichtet (Ermittlung der Scheitel- und Kämpferstärke usw.). Der fünfte Abschnitt bringt zwei Rechnungsbeispiele; den Abschluß bildet dann eine kurze Untersuchung des durchlaufenden Brückengewölbes auf elastischen Pfeilern.

Das Studium des vorliegenden Buches kann allen Ingenieuren, die sich mit dem Entwurf und der konstruktiven Durchbildung von massiven Bogenbrücken zu befassen haben und die mit der allgemeinen Theorie der statisch unbestimmten Systeme nicht vollständig vertraut sind, nur empfohlen werden. Günter Worch, München.

Benzel, M.: Grundbau. 6. Auflage. VI u. 172 S. mit 213 Abb. Leipzig und Berlin 1937, B. G. Teubner. Preis geb. 6,80 RM.

Die neue Auflage ist gegenüber der früheren, im Jahre 1930 erschienenen weitgehend umgearbeitet. Von den drei Hauptabschnitten „Baugrund“, „Baugrube“ und „Grundbauten“ hat besonders der erste ein neues Gesicht erhalten. Die Angaben über Bohrungen und Probelastungen sind entsprechend den neueren Vorschriften übersichtlich und anschaulich dargestellt. Ein näheres Eingehen auf die neuere Bodenlehre (Erdbaumechanik) ist mit Recht vermieden, da eine Darstellung, von der der in der Praxis stehende Ingenieur wirklich Nutzen haben konnte, im Rahmen des Werkes nicht möglich gewesen wäre. Der ersparte Raum ist der Behandlung der Frage zugute gekommen, wie man den Beton der Grundbauten gegen chemische Einflüsse schützt.

Der Abschnitt „Baugrube“ nimmt den breitesten Raum ein. Besonders wertvoll ist der Teil über die Verzimierung und Aussteifung der Baugrube, der mit besonders gut ausgewählten und dargestellten Abbildungen ausgestattet ist. Hier sind zwei Einzelheiten zu erwähnen, daß nämlich bei Beschreibung der Fangedämme ein Schwimmkasten aus Eisenbeton wiedergegeben ist, wie er für Seeschiffskaimauern gebraucht wird, als Fangedamm aber wohl kaum in Betracht kommt, und daß aus der Besprechung des Unterwasserschüttbetons leicht ein zu günstiges Urteil herausgelesen werden kann, wenn der Verfasser sagt, daß das Verfahren nur bei sorgsamster Ausführung fugenlosen Beton ergäbe. An sich ist das richtig, aber man hat auch bei sorgsamster Ausführung nie die Gewähr, daß der Beton wirklich einheitlich gut und „fugenlos“ ist.

Im Abschnitt „Grundbauten“ wird die Flachgründung, die Brunnen-, Druckluft- und Pfahlrostgründung besprochen. Die Behandlung des Pfahlrostes ist neu bearbeitet. Als Einzelheit fällt auf, daß die Zeichnungen der Kaimauern gegenüber den angegebenen Quellen teilweise in den Wasserständen und Abmessungen verändert sind, wodurch sich stellenweise Unstimmigkeiten (z. B. zu enge Pfahlabstände) ergeben. Zum Schluß werden Gründungen im Bergbaueingebiete behandelt.

Im ganzen hat die Neubearbeitung eine vorzügliche Schilderung des „Grundbaues“ gegeben. Infolge des knappen Raumes hat der Verfasser auf die Wiedergabe aller außergewöhnlichen Lösungen verzichtet, dafür aber die in der täglichen Praxis immer wieder vorkommenden Fälle um so wirksamer behandelt. Das Buch ist so ein ausgezeichnetes Lehrbuch geworden, gleichzeitig aber ein wertvolles Hilfsmittel für die Bauausführung. Lohmeyer.

Ernst, E., Reichsbahnoberrat: Oberflächenbehandlung unverkleideter Beton- und Eisenbetonbauten. 2. Auflage. 25 S. mit 29 Abb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 1,60 RM.

Dem Baustoff Beton wird häufig der Vorwurf gemacht, daß seine grauen Ansichtsflächen, insbesondere bei großen Abmessungen, stumpf und eintönig wirken. Es ist richtig, daß mit Naturstein, Werkstein und Klinkern die Ansichtsflächen lebhafter, wirkungsvoller und schöner gestaltet werden können. Aber nicht immer sind die Mittel für eine aufwändige Bauweise vorhanden und die technischen Voraussetzungen für ein Verkleidmauerwerk gegeben. Um so wichtiger ist es, daß dort, wo der Beton als Ansichtsfläche gezeigt wird, alles getan wird, um diese so schön wie nur irgend möglich auszubilden. Gegen diesen Grundsatz ist früher viel gesündigt worden. Die Folgen sind zahlreiche unschöne und sogar häßliche Bauwerke, die der Betonbauweise nicht zur Ehre gereichen und unverdiente Abneigung gegen sie hervorgerufen haben. Es entsprach daher einem dringenden Bedürfnis, daß der Deutsche Beton-Verein sich auf seiner Hauptversammlung im März 1938 mit dieser Frage befaßte und einen so hervorragenden Fachmann wie den Verfasser veranlaßte, in einem Vortrage über die Oberflächenbehandlung unverkleideter Beton- und Eisenbetonbauten seine reichen Erfahrungen auf diesem Gebiete der Öffentlichkeit zur Verfügung zu stellen. Das Büchlein gibt diesen Vortrag wieder. In guter Folge schildert es alle praktischen Maßnahmen, die zu beachten sind, um technisch einwandfreie und ästhetisch schöne Ansichtsflächen zu erzielen. Die Tatsache, daß das Heft bereits nach so kurzer Zeit in 2. Auflage erschienen ist, beweist, welchen Anklang es gefunden hat. Es kann allen, denen an einer Verbesserung der Betonbauweise und an der Herstellung schöner Ansichtsflächen gelegen ist, nur wärmstens empfohlen werden, und es ist dringend zu wünschen, daß der Leserkreis nicht nur auf das Oberpersonal und die Bauleitung beschränkt bleibt, sondern daß der Inhalt dieses Buches auch den Männern der praktischen Ausführung, insbesondere den Betonpolierern, zugänglich gemacht wird.

Pfeiff, Emil: Vom Kampf um eine feste Rheinbrücke bei Karlsruhe-Maxau. 200 S. mit 7 Abb. Karlsruhe 1938, G. Braun. Preis geh. 3,60 RM.

Die feste Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rhein bei Maxau ist fertiggestellt und im Frühjahr dieses Jahres ihrer Bestimmung übergeben worden. Sie hat die alte Schiffsbrücke, die im Jahre 1840 gebaut und im Jahre 1865 als Eisenbahnbrücke hergerichtet wurde, ersetzt. Damit ist ein neuer Verkehrsweg über den Rhein geschaffen worden, der den neuzeitlichen Anforderungen des Eisenbahn- und Straßenverkehrs gerecht wird und die Rheinschiffahrt nicht behindert. Die neue Brücke ist ein Meisterwerk deutscher Brückenbaukunst. Sie fügt sich in ihrer schlichten Form der Rheinlandschaft vorzüglich ein. An die technischen Schwierigkeiten, die ihre glückliche Fertigstellung bot, denkt wohl auch der Laie, wenn er die gewaltigen Abmessungen der Brücke sieht, wohl aber gar nicht an die Kämpfe, die nötig waren, um den Gedanken des neuen Verkehrsweges zu verwirklichen.

Das vorliegende Buch stellt sich die Aufgabe, die Geschichte der langjährigen Kämpfe um die Maxauer Rheinbrücke der Vergessenheit zu entreißen. Es behandelt in vier Abschnitten die Entstehung der Maxauer Brückenbaufrage, das Werden und Vergehen des Maxauer Brückenbauvereins, den Kampf des Maxauer Brückenbauvereins um sein Ziel und die Lösung des gordischen Knotens und bringt in Anlagen acht Vorträge, die sich auf die Maxauer Brückenbaufrage beziehen.

Man muß dem Verfasser für seine Studie dankbar sein; sie bringt nicht allein die Geschichte der Maxauer Rheinbrücke, sondern auch ein Stück deutscher Geschichte. Sie zeigt klar und deutlich, wie es in der Zerrissenheit des deutschen Volkes, die durch die Aufteilung in die verschiedenen Länder begünstigt wurde, nicht möglich war, sich in wichtigen brennenden Fragen zu verständigen, und wie durch die einigende Kraft des Nationalsozialismus die Lösung des gordischen Knotens, den Zerrissenheit und Uneinigkeit geschlungen hatten, mit einem Schlage gebracht wurde.

Mahly, W.: Lichtspiele, Theater, Versammlungsräume, Zirkusse und elektrische Anlagen. 2. Aufl., 132 S. Berlin 1938, Carl Heymanns Verlag. Preis brosch. 3,60 RM.

Der ersten Auflage dieses handlichen Buches ist bereits nach Jahresfrist die neue vorliegende zweite Auflage gefolgt, und zwar in einem erheblich erweitertem Umfange. Neu aufgenommen und erläutert sind die Vorschriften über Theater, öffentliche Versammlungsräume und Zirkusanlagen, die in der sogenannten Theaterbauordnung zusammengefaßt sind. In dem Standardwerk des preußischen Baupolizeirechtes, dem „Baltz-Fischer“, war bei seiner letzten Auflage (1934) der Abdruck und die Erläuterung dieser Verordnung mit dem Hinweise zurückgestellt worden, daß ihr Neuerlaß demnächst zu erwarten sei. Dringendere Aufgaben haben diese Absicht nicht zur Wirklichkeit werden lassen. Das vorliegende Buch schließt nun diese Lücke, und es kann sich aus diesem Grunde mit gutem Recht als Nachtrag zu dem Preußischen Baupolizeirecht von Baltz-Fischer bezeichnen. Die Zusammenfassung der Vorschriften für Lichtspieltheater und der für die Versammlungsräume (Theater) liegt im übrigen schon aus dem Grunde nahe, weil auch die Lichtspieltheater den Bestimmungen über Versammlungsräume unterliegen, soweit die Lichtspieltheatervorschriften für diese Gebäudengattung keine besonderen Regelungen treffen. Das Buch enthält also alle für Versammlungsräume geltenden Sondervorschriften sowohl baulicher als auch betrieblicher Art. Es ist für alle, die mit dem Bau oder dem Betriebe von Theatern, Kinos und Versammlungsräumen zu tun haben, ein nützlicher Ratgeber, für die Organe der Polizei aber ein unentbehrliches Rüstzeug. Ein ausführliches Stichwortverzeichnis erleichtert den Gebrauch des Buches.

Kramer, H., Dipl.-Ing., Architekt: Die Meisterprüfung für Maurer und Zimmerer. VII u. 146 S. mit 37 Textabb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 5,40 RM.

Der Verfasser ist Fachleiter der Meisterkurse für Baukonstruktion und Baukunde an der Berliner Handwerkskammer. Er behandelt in kurzgefaßten, durch gute Abbildungen unterstützten Textausführungen das ganze Gebiet der allgemeinen Baukunde, des Grund- und Rohbaues, des Inneren Ausbaues und der wichtigsten baulichen Sondermaßnahmen. Wenn auch — nach Ausweis des Vorwortes — das Buch kein Lehrbuch, sondern lediglich ein kurzgefaßtes Repetitorium sein soll, das den Bewerber um den Meistertitel über den Umfang des Prüfungsstoffes unterrichtet, so erscheint doch an verschiedenen Stellen etwas mehr Ausführlichkeit recht wünschenswert. Man könnte u. a. das Kapitel der Gründungen (trotz seiner unbestrittenen Wichtigkeit) ein wenig beschneiden und dafür in aller Kürze auf neuzeitliche Bauweisen sowie auf die wichtigsten Maßnahmen hinweisen, die den Belangen des Vierjahresplanes entsprechen. Dessenungeachtet wird das Büchlein auch schon in seiner ersten Formgebung den ihm zugeordneten Zweck erfüllen, zumal Druck und Ausstattung nichts zu wünschen übriglassen.

C. Kersten.

Flügge, R., Ingenieur, Baumeister, Wittenberg: Die gesamte Schutzbehandlung des Bauholzes. 119 S. mit 50 Abb. u. 14 Zahlen- u. Übersichtstafeln. Halle (Saale) 1938, Verlag von Carl Marhold, Verlagsbuchhandlung. Preis kart. 3,20 RM.

Das Buch geht auf die für den Baufachmann außerordentlich wichtige Frage der Schutzbehandlung des Bauholzes in ziemlich umfassender Weise ein, wobei die Fragen des Praktikers gut herausgegriffen sind. Leider ist die Behandlung der Grundlagen recht oberflächlich und geeignet, bei dem gutgläubigen Leser falsche Vorstellungen hervorzurufen. Die Verwendung der lateinischen Namen für die einzelnen Holzarten und Holzschädlinge wäre in einem einfachen Buche für Baufachleute besser unterblieben, zumal dabei des öfteren veraltete und falsche Bezeichnungen mit unterlaufen sind, z. B. „Quercus robur“ für Eiche, während die Botaniker ausdrücklich die Traubeneiche „Quercus sessiliflora“ oder die Stieleiche „Quercus pedunculata“ unterscheiden, oder „Alnus“ statt „Alnus glutinosa“ für Erle.

Dasselbe gilt für die Angabe von chemischen Formeln. Die Wände der Holzellen bestehen keineswegs nur aus „Zellulose oder Holzstoff“, wie der Verfasser schreibt, und für den er die Formel $C_6H_{10}O_5$ angibt, die der Glukose oder dem einfachen Traubenzucker entspricht, während die Zellulose ein hochpolymeres Gebilde dieses Grundmoleküls ist und in Wirklichkeit nur knapp die Hälfte der Zellwandsubstanz ausmacht. Auch die Behauptung, daß die meisten Hölzer außer den Zellen Porenkanäle enthalten, die dem Luftaustausch dienen und zuweilen so groß sind, daß man sie, wie bei Eichenholz, mit bloßem Auge erkennen kann, zeigt, daß der Verfasser die Anatomie des Holzes keineswegs beherrscht. Die von ihm als Beispiel angeführten, mit bloßem Auge bei Eichenholz erkennbaren Poren sind nämlich Gefäße, die dem Safttransport dienen. In einem späteren Absatz nennt er sie Leitzellen und gibt in der Klammer den griechischen Ausdruck „Tracheiden“ dafür an, während er jedenfalls Tracheen und Tracheiden meint. Ferner sind es keineswegs die im Holz enthaltenen Salze, die ihm eine gewisse Hygroskopizität geben, sondern es ist die Zellwand, die selbst hygroskopisch ist.

Das über den unnötigen Gebrauch wissenschaftlich klingender lateinischer Bezeichnungen im Anfang Gesagte gilt besonders auch für die Beschreibung der tierischen Schädlinge, bei deren lateinischer Bezeichnung überall eine falsche Pluralform angewandt wurde, z. B. „Termitida“ statt „Termitidae“ und für die Holzwespenart „Vespeda“ statt „Urozeridae“ u. a. m.

Die Beschreibung der Holzschutzmittel ist ebenso oberflächlich und zum Teil offensichtlich nur aus Firmenangaben oder Werbeschriftangaben entnommen, so daß man sie nicht zur allgemeinen Belehrung empfehlen kann. Wenn z. B. von der Verwendung von Sublimat nur gesagt wird, daß es zeitweilig zur Tränkung von Eisenbahnschwellen verwendet wurde, so übersieht der Verfasser dabei, daß die Tränkung von Leitungsmasten mit Sublimat, die sogenannte Kyanisierung, seit über 100 Jahren das meist verbreitete Schutzverfahren für Fichten- und Tannenholzmasten war, bis es in den letzten Jahren in Deutschland aus Devisengründen durch andere Tränkstoffe ersetzt werden mußte.

Die rein baulichen Maßnahmen sind im allgemeinen gut beschrieben. Vor einer Neuaufgabe wäre es aber dringend zu empfehlen, die zahlreichen, nur zum Teil angeführten Fehler zu berichtigen.

Dr.-Ing. Möraht.

Raschke, G.: Die Malapanne, ihr Wasserhaushalt sowie ihre Flußbett- und Talgestaltung. Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands. Besondere Mitteilungen, Bd. 8, Nr. 2. Herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptinvelements. 56 S. mit 4 Karten. Berlin 1937, Ernst Siegfried Mittler & Sohn. Preis geh. 7 RM.

Nach dem Vorwort des Verfassers sollte einmal versucht werden, den durch das fließende Wasser verursachten Gestaltungsvorgängen an einem Naturbeispiel nach der induktiven Methode nahezukommen. Gegenstand der Untersuchung ist ein in seiner Ursprünglichkeit noch erhaltener, also nicht korrigierter oder regulierter Flußlauf, die Malapanne, ein rechter Nebenfluß der Oder in Oberschlesien. Der Verfasser hat sich das Ziel gesteckt, die vielen, an das Wasser eines Flußgebietes gebundenen Erscheinungen und Vorgänge, über die bisher wohl Einzeluntersuchungen und Theorien vorhanden sind, einmal in ihrem engen organischen Zusammenhang in der Natur zu studieren. Er hat damit den großen Mangel erkannt, der sehr vielen Untersuchungen über diesen Gegenstand anhaftet;

seine Schrift zeigt aber auch, wie zeitraubend, umfangreich und schwierig die Arbeiten werden, wenn das Arbeitsfeld aus der Versuchsanstalt in die Natur verlegt wird.

Der Verfasser führt die heute noch verhältnismäßig geringe Kenntnis von den Gestaltungsvorgängen in Flußbetten und Talräumen auf die zu großzügige und schematische Betrachtungsweise zurück und geht daher bei seinen Arbeiten von einer gründlichen Erforschung der individuellen Eigenschaften des Malapaneflusses aus. In einem hydrographischen Teil wird zunächst der geologische Bau und die Oberflächengestaltung sowie die Bewachung des Einzugsgebietes beschrieben, ferner Gewässernetz, Gefälle und Flußbettform. Sodann sind Niederschlags- und Abflußverhältnisse eingehend dargestellt, auf Grund deren der Wasserhaushalt des Flusses ermittelt wird. Wenn hier bei weiteren Untersuchungen dieser Art noch etwas erwünscht ist, so ist es eine Ergänzung der in Schaubildern dargestellten mittleren Monatswassermengen durch einige charakteristische Ganglinien der täglichen Wassermengen, die dem mit dem Flußcharakter nicht vertrauten Leser weitere wichtige Einblicke insbesondere über die Höhe und Verteilung der Hochwässer vermitteln.

Die Geschiebeverhältnisse werden durch sehr zahlreiche Siebproben und deren graphische Auswertung sowie durch aufschlußreiche Bilder und Beschreibungen der einzelnen Flußabschnitte erläutert. Bei der quantitativen Auswertung ist der Verfasser jedoch gezwungen, die bisher bekannten Laboratoriumsergebnisse zu benutzen, da Erhebungen über die Geschiebemengen nicht durchgeführt werden konnten; aber es ist lehrreich, diese Ergebnisse auf ein konkretes Beispiel angewendet zu sehen. Auf den Unterschied zwischen Modellversuch und Natur infolge der „Sortierarbeit“ des Wassers wird wohl hingewiesen, es ist aber zu erkennen, daß zur Klärung der Geschiebeführung gerade diese Frage noch eingehenderer Beobachtungen bedarf.

Der Kernpunkt der Arbeit ist der hydrodynamisch-morphologische Teil, in dem die Bewegungen des Wassers in einer natürlichen Windung des Flusses auf Grund eigener Beobachtungen und Messungen in allen Einzelheiten untersucht und Modellversuchen anderer Forscher gegenübergestellt werden. Mit einem Richtungszeiger eigener Konstruktion wird der Verlauf der Wasserfäden in der Natur ermittelt und in mustergültigen Plänen dargestellt. Die theoretische Begründung der Naturvorgänge geht von den auftretenden dynamischen Kräften aus und ist so zwingend, daß das Problem wenigstens in seinen Grundzügen als gelöst erscheint. Die gefundenen Bewegungsvorgänge werden zur Gestalt des Flußbettes in Wechselbeziehung gebracht und hierbei abermals bestätigt. Der Verfasser hat nun zwar alle seine Untersuchungen bei Niederwasser durchgeführt, er schließt aber geschickt auf die Vorgänge bei höheren Wasserständen und gibt durchaus einleuchtende Erklärungen für die nach Ablauf der höheren Wasserstände zu beobachtende Ausbildung der Flußsohle und der Geschiebebänke. Eine unmittelbare Beobachtung dieser Vorgänge bei Hochwasser in der Natur ist bis heute noch niemandem gelungen und wegen der großen Schwierigkeiten wohl auch niemals restlos möglich, so daß man immer auf Schlußfolgerungen angewiesen sein wird.

Der Arbeit ist ein reichhaltiges Schriftenverzeichnis beigegeben, das bei einem weiteren Studium der einschlägigen Fragen wertvolle Dienste leistet. Ich möchte hierbei aber noch auf eine nicht aufgeführte Arbeit von Wittmann, Karlsruhe, hinweisen¹⁾, die für die Anschauungen über Geschiebebewegung und Energieverbrauch von großer Bedeutung ist.

Der Verfasser hat in seiner Schrift für einen verhältnismäßig kleinen Fluß eine Monographie geschaffen, die in ihrem Aufbau für weitere Arbeiten Beispiel sein kann. Es wäre sehr zu begrüßen, wenn der Anregung im Schlußwort folgend auch für andere Flußgebiete morphologische Untersuchungen in ähnlicher Art durchgeführt würden. Dabei wäre es meines Erachtens wertvoll, auch korrigierte Flußstrecken einzubeziehen, da den Wasserbauer gerade das Verhalten und die Auswirkungen der Uferdeckwerke interessieren werden. Auch sind hier die natürlichen Zufälligkeiten etwas mehr ausgeschaltet, so daß die Gesetzmäßigkeiten in der Wasser- und Geschiebebewegung klarer in Erscheinung treten werden. Jedenfalls bringt aber schon die vorliegende Arbeit eine Vertiefung des Verständnisses für die in den natürlichen Gerinnen wirkenden Kräfte.

Dr.-Ing. Düll.

Kommentar zum Luftschutzgesetz und den Durchführungsbestimmungen nebst den einschlägigen Erlassen, Dienstvorschriften und polizeilichen Bestimmungen. Von Dr. Darsow, Dr. Müller, Regierungsräte im RLM, und Dipl.-Ing. Nicolaus, Oberregierungsrat im RAM. München und Berlin 1938, C. H. Becksche Verlagsbuchhandlung. Lose Blatt-Sammlung im Ordner. Preis 9,50 RM; Ergänzungsblätter je Blatt etwa 0,04 RM.

Der vorliegende Kommentar, zu dem Ministerialdirigent Dr.-Ing. Ehr. Knipfer ein Geleitwort geschrieben hat, ist zu Beginn des Jahres erschienen und stellt das seit langem erwartete grundlegende Werk über das Luftschutzrecht dar. Eine erste Ergänzungslieferung ist am 1. September erschienen, durch weitere Ergänzungslieferungen wird das Werk mit dem neuesten Stande laufend in Einklang gehalten werden, so daß es ein stets maßgeblicher Führer sein wird. Das Werk enthält das Luftschutzgesetz, die bisher ergangenen fünf Durchführungsverordnungen, die Verordnungen und die Satzung über das Luftschutz-Ehrenzeichen, die Verordnung über die Einführung des Luftschutzrechtes in Österreich und weitere Bestimmungen im Wortlaut und mit Kommentar, ferner das Gesetz

und die Vorschriften über die Luftschutz-Familienunterstützung, schließlich wichtige Vorschriften verwandter Gesetze. Im Anhang sind alle einschlägigen wichtigen Erlasse, Dienstvorschriften und polizeilichen Bestimmungen im Wortlaut aufgeführt.

Für den Baufachmann ist besonders der Teil des Kommentars von Interesse, der die zweite Durchführungsverordnung zum Luftschutzgesetz und die hierzu bisher erlassenen Ersten Ausführungsbestimmungen (Schutzraumbestimmungen) behandelt. Die zweite Durchführungsverordnung schreibt bauliche Maßnahmen, die den Anforderungen des Luftschutzes entsprechen, für Neubauten und für einen bestimmten Kreis von Um- und Erweiterungsbauten vor. Da die Überwachung der Durchführung dieser Verordnung den Baupolizeibehörden übertragen worden ist, sind die Ersten Ausführungsbestimmungen (Schutzraumbestimmungen) vom Reichsarbeitsminister im Einvernehmen mit dem Reichsminister der Luftfahrt und Oberbefehlshaber der Luftwaffe erlassen worden. Diese „Schutzraumbestimmungen“ regeln die Frage des Baues von Luftschutzräumen innerhalb von Gebäuden und geben hierfür die einzelnen Vorschriften über Planung, Konstruktion, Ausbau usw. Im Anhang zu den Schutzraumbestimmungen sind die einschlägigen Erlasse u. a. über „Schutzraum ohne Stahl“ und „Stahlsparende Schutzraumabschlüsse“ abgedruckt.

Durch die zweite Durchführungsverordnung und die Schutzraumbestimmungen ist der bauliche Luftschutz zum erstenmal im Baurecht verankert worden und tritt somit zu den bisher im Baurecht üblichen Begriffen der Standfestigkeit und Feuersicherheit eines Bauwerks sowie der Einfügung eines Gebäudes in bestimmte Planungs- und Gestaltungsmaßnahmen. Da der vorliegende Kommentar auch die weiterhin zu erwartenden Verordnungen, Bestimmungen und Erlasse auf dem Gebiete Bauwesen und Luftschutz aufnehmen und behandeln wird, ist das Werk auch für alle Baufachleute von bleibendem Wert.

K. Otto.

Müller, F. †, Prof., bearbeitet und ergänzt von Dr.-Ing. O. Fischer: *Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. II. Teil. Die Inseln. 5. Folge: Amrum.* XVI u. 237 S. mit 45 Textabb. u. 3 Karten. Berlin 1937, Verlag Dietrich Reimer (Andrews u. Steiner). Preis geh. 9 RM.

In der Buchreihe über das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, II. Die Inseln, ist als 5. Folge der Band „Amrum“ erschienen.

Während in den bisher in der Bücherschau der „Bautechnik“ besprochenen, als 2., 3. u. 4. Folge herausgegebenen Bänden „Alt Nordstrand bis zur Zerstörung durch die Sturmflut im Jahre 1634“, „Nordstrand“ und „Pellworm“ vorzugsweise über die an diesen Marschinseln durch die Naturgewalten hervorgerufenen schweren Schäden, die Verteidigung der Deiche und die Wiedergewinnung der Köge berichtet wird, haben die Sturmfluten die Entwicklung der hochgelegenen Geestinsel Amrum, von Uferabbrüchen abgesehen, in den vergangenen Jahrhunderten nicht nennenswert beeinflusst. Die Wanderung der Dünen wie der Sandflug, denen ein großer Teil der an sich wenig fruchtbaren Insel ausgesetzt war, haben jedoch die Möglichkeit der Besiedlung zeitweise erheblich beeinflusst.

Im ersten des in vier Hauptabschnitte gegliederten Bandes wird einleitend ein Überblick über die geologische Entwicklung der Insel gegeben. Es folgt eine Darstellung der zahlreichen vor- und frühgeschichtlichen Funde, die wesentlich zur Klärung geologischer Fragen beigetragen haben. Der Abschnitt schließt mit einer Deutung des Namens der Insel, der Dünentäler und einzelner Inselteile.

Der zweite Abschnitt behandelt die Verhältnisse auf Amrum seit der ersten urkundlichen Erwähnung aus dem Jahre 1231 bis zum Ausgang der dänischen Herrschaft (1866). Während aus dem 14. bis zur ersten Hälfte des 18. Jahrhunderts nur spärliche Nachrichten über die Zustände auf der Insel vorliegen und auch das vorhandene Kartenmaterial sehr dürftig ist, tritt hierin um die Wende des 18. zum 19. Jahrhundert, vor allem durch die Fertigung ausführlicher Karten, eine Änderung ein. Dieses Kartenmaterial erwies sich als Unterlage für eine gegen den Widerstand der Inselbewohner vom Staate durchgeführte Landaufteilung zur planmäßigen Nutzung des wenig fruchtbaren Inselbodens als unbedingt notwendig, nachdem die Seeschifffahrt als bisherige beste Erwerbsquelle der Amrumer mehr und mehr zurückgegangen war.

Das gesamte Wasserwesen hatte von alters her nur geringe Bedeutung, da die Insel den Einwirkungen der Sturmfluten kaum ausgesetzt war. Selbst die schwere, für die Nachbarinseln Nordstrand und Pellworm so verhängnisvolle Sturmflut von 1825 rief keine unmittelbaren Gefahren hervor, wenn auch an den Dünen als dem wichtigsten Schutzgürtel beträchtliche Zerstörungen eintraten. Die Sicherungsmaßnahmen erstreckten sich demzufolge in den folgenden Jahrzehnten vor allem auf die Erhaltung der Dünen, da dadurch zugleich die durch den Sandflug an den Nutzländereln hervorgerufenen Schäden herabgemindert werden konnten.

Der Abschnitt schließt mit Nachrichten über die Gemeindeverwaltung, einem Bericht über den allgemeinen Zustand Amrums um die Mitte des 19. Jahrhunderts und einem solchen über die Bedeichungs- und Anwachsvverhältnisse der Insel.

Der dritte Abschnitt, in dem über die Uferschutz- und Deichbauten bis zur Gegenwart berichtet wird, darf das besondere Interesse der Wasserbauingenieure beanspruchen. Planmäßige Maßnahmen zur Sicherung der Insel wurden erst nach dem Übergang in die preußische Verwaltung am Nord- und Südende eingeleitet, da sich hier die Angriffe der See am

¹⁾ „Der Einfluß der Korrektion des Rheins zwischen Basel und Mannheim auf die Geschiebebewegung des Rheins“, Ww. 1927, S. 245.

stärksten auswirkten. Der Weststrand fand durch den an die Insel heranwandernden Kniepsand natürlichen Schutz, während das am Ostrand sich hinziehende Marschland durch seine Lage gegen unmittelbare Angriffe der See gesichert war.

Die ersten Buhnen wurden in den Jahren 1894 und 1895 zum Schutze des dahinterliegenden Marschlandes vor die gegen Ende des 19. Jahrhunderts zerstörten Dünen der Risumlücke erbaut. Trotz einer Erweiterung dieses Schutzes in den folgenden Jahren blieb der erwartete Erfolg insofern aus, als zwar einer Strandabnahme entgegen gewirkt wurde, dem weiteren Abbruch der Dünen aber kein Einhalt geboten werden konnte. Die Risumlücke wurde daher im Jahre 1914 durch einen Dammbau geschlossen, und die Buhnen wurden unter Beachtung der gewonnenen Erfahrungen umgebaut.

Auch die Südspitze der Insel, die nach der Entstehung des Badeortes Wittdün stärker besiedelt wurde, bedurfte um das Jahr 1904 eines erhöhten Schutzes durch eine Strandmauer, da hier Buhnen nicht als ausreichend erschienen. Starke Sturmflutschäden an der kaum fertiggestellten Mauer gaben sodann zur Verlängerung der Mauer und ihrer weiteren Sicherung durch Buhnen Veranlassung.

Die durch Angriffe der See weiterhin verursachten Schäden machten in den Jahren 1921 bis 1927 eine erneute Instandsetzung der Buhnen vor dem Risumdamm erforderlich. Nach Beendigung der Arbeiten konnten aber die Schutzmaßnahmen hier als endgültig abgeschlossen gelten, nachdem sich inzwischen die Verhältnisse an diesem Teil des Inselstrandes durch Heranwanderung des Kniepsandes günstig entwickelt hatten.

Auch an der Strandmauer vor Wittdün erwiesen sich nach ihrer Fertigstellung Wiederherstellungsarbeiten mehrfach als notwendig, die insbesondere nach den Oktoberfluten des Jahres 1936 in größerem Umfang vorzunehmen waren.

Die staatlichen Maßnahmen zum Schutze der Insel erstreckten sich auch auf die Erhaltung der Marschengebiete im Osten der Insel durch Ufersicherungen, die durch eine Bedeichung der Marschen im Norden und Süden der Insel unter Einsatz des Freiwilligen Arbeitsdienstes im Jahre 1933 ihren Abschluß fanden.

Im vierten Abschnitt schließlich wird das Dünenwesen auf der Insel behandelt. Während im 17. und 18. Jahrhundert immer wieder gegen die Zerstörung der natürlichen Dünenbepflanzung durch Verordnungen eingeschritten werden mußte, trat hierin nach der Landaufteilung gegen Ende des 18. Jahrhunderts und Durchführung planmäßiger Dünen Schutzarbeiten ein entscheidender Wandel ein. Die gegen die Dünenwanderung und den Sandflug getroffenen Maßnahmen wirkten sich im Laufe der Jahre günstig aus und führten infolge zunehmenden Eingreifens des Staates in den Dünen Schutz — insbesondere unter preußischer Verwaltung — schließlich dazu, daß gegen Ende des 19. Jahrhunderts keine Wanderdünen mehr auf Amrum vorhanden waren. Von wesentlicher Bedeutung erwies sich auch die im Laufe der Zeit mehr und mehr vervollkommnete Sicherung der Insel durch Buhnen und Strandmauern, durch die der Düngürtel an den besonders gefährdeten Stellen im Norden und Süden der Insel weitgehend gesichert wurde.

Gegen Ende des 19. Jahrhunderts konnten schließlich auch Auf forstungsarbeiten zur Schaffung eines schützenden Waldgürtels zwischen dem Düngelände und dem Marschengebiet erfolgreich in Angriff genommen werden.

Wenn auch die Nordseeinsel Amrum nicht den bewegten Werdegang ihrer Nachbarinseln Nordstrand und Pellworm aufzuweisen hat, so mußte doch auch diese Insel gegen die zwar anders gearteten Angriffe des Meeres in zähem Kampfe verteidigt werden. Gerade weil die Verhältnisse auf der Geestinsel Amrum ganz anders geartet sind wie auf den Marscheninseln Nordstrand und Pellworm, muß der als 5. Folge der Buchreihe erschienene Band „Amrum“ als wertvolle Fortsetzung der bisher erschienenen Bände bezeichnet werden. Dr.-Ing. Hibben.

Hartung: Stoneyschützen und Rollenschützen. (Mitteilungen aus den Forschungsanstalten GHK-Konzern Bd. VI, Heft 5.) 20 S. mit 30 Abb. Berlin 1938, VDI-Verlag G. m. b. H. Preis geh. 2,25 RM.

Eigentlich sollte die umfangreiche von Dipl.-Ing. F. Hartung, MAN, Werk Gustavsburg, veröffentlichte Abhandlung die Überschrift: „Walzenwagen oder Rollenwagen für Schützenauflagerungen?“ tragen, denn nur die Lagertelle mit Endspant und Schützennische der beiden Schützenkonstruktionen werden einem kritischen Vergleich unterzogen. Wer auf einer Baustelle gesehen hat, wie schwere Lasten mit leichter Mühe auf Walzen fortbewegt werden — der Physiker schreibt hierfür die Formel $Z = \frac{P \mu_1}{D}$ an, wo $\mu_1 = 0,1$ cm und $D =$ Walzendurchmesser in cm —, der wird sich nicht wundern, solche einfachen Trag- und Bewegungsglieder bei den Auflagerkonstruktionen schwerbelasteter Träger wiederzufinden, aber auch bei dem Rollversuch merken, daß die Last den doppelten Weg der Walze zurücklegt, was sehr zu beachten ist.

Ogleich Walzenwagen mit mehreren Walzen bei unseren Brückenauflagern von jeher angewendet werden, hat der gewissenhafte deutsche Ingenieur im Gegensatz zu den englischen und amerikanischen Eisenwasserbauern Bedenken, den mit den Hauptträgern belasteten Endspant einer Schützenkonstruktion auf einen aus einer gewissen Anzahl von Walzen bestehenden Stoneywagen zu lagern, und zieht einer solchen, mehrfach statisch unbestimmten Lagerung, die statisch klare Auflagerung der einzelnen Hauptträger auf getrennte Rollenwagen vor. Im Gegensatz zum Stoneywagen gehören hier Träger und Auflager unverrückbar zusammen. Die

Formel für die erforderliche Zugkraft zum Bewegen einer Rolle lautet bekanntlich: $Z = \frac{P(d\mu_2 + \mu_1)}{D}$, wo $\mu_2 = 0,2$ Reibungsbeiwert für Achs-

reibung und $d =$ Achsdurchmesser in cm ist; wir können demnach die Abmessungen der Rolle so festlegen, daß genau wieder die kleine Zugkraft der Walze erreicht wird. Überdies hilft uns die Rolle weit besser über die Schwierigkeiten hinweg, die anlässlich einer Vereisung und starken Verschmutzung der Schützennische entstehen, auch bereitet uns der gegenüber der Schütze um die Hälfte kleinere Hubweg der Stoneywagen bei großen Hubhöhen Sorgen. All' dies sind jedoch keine unüberwindlichen Hindernisse. Das Bestechende der Schützenauflagerung auf einem Walzenwagen ist und bleibt ihre Einfachheit, die sich sowohl auf die Auflagerkonstruktion selbst, als auch auf die Ausbildung des Endspants und der kleinen Schützennische erstreckt. Wenn ich nun am Schlusse die Anwendung des Stoneywagens besonders befürworte, so geschieht es hauptsächlich der großen Eisensparnis wegen, die dann eintritt, wenn wir für die einfachen Walzen mit Beton oder Schmelz gut gefüllte Hohlwalzen verwenden. Solche, mit Preßbeton gefüllte Hohlwalzen hat die Neckarbaudirektion Stuttgart als bewegliche Auflager bei schweren Betonbrücken bereits mit bestem Erfolg ausgeführt.

A. Schäfer.

Lärm- und Erschütterungsabwehr im Hochbau. Eine Vortragsreihe für Baufachleute, herausgegeben von Dr.-Ing. W. Zeller VDI. 70 S. mit 83 Abb. Berlin 1937, VDI-Verlag G. m. b. H. Preis geh. 4,50 RM.

Über die am 27./28. November 1937 vom Fachausschuß für Lärm-minderung des VDI für Baufachleute veranstaltete Vortragsreihe über Maßnahmen zur Lärm-minderung berichtet der stellvertretende Vorsitzende des Ausschusses unter Mitwirkung der Sachbearbeiter in der angegebenen Schrift. Die Lärmbekämpfung als Aufgabe der Gemeinden, Grundbegriffe der Schalltechnik, Geräusch- und Erschütterungsmessungen, bei Entwurf und Ausführung zu beachtende Maßnahmen und Rechtsfragen werden behandelt. Der subjektive und objektive Lautstärkenmesser, Beschleunigungs- und Schwingwegmesser für Erschütterungen, Maßnahmen zur Dämmung von Maschinenfundamenten und Hochbauten und die Ausführung lärm- armer Hausinstallationen werden besprochen.

Die Schrift mehrt die Kenntnis und die Sicherheit der Beurteilung von Maßnahmen zur praktischen Lärmabwehr. Mit einfachen Mitteln kann rechtzeitig eine ausreichend den praktischen Bedürfnissen genügende Lärmabwehr herbeigeführt und Fehlleitung von Kapital und spätere Belästigung im Wohngebrauch vermieden werden.

Angeregt wird: a) die Trittschallmessung im Gebrauchsbereich durchzuführen und die Abstrahlung nach oben und nach unten zu messen; b) das Trittschallmeßverfahren nach Pfeiffer zu erörtern; c) bei größeren Maschinenfundamenten höher liegende Hausfundamente mindestens bis Unterkante Maschinenfundament zu unterfahren (Bild 32, S. 39); d) die Bilder 8 u. 9 (S. 48) einer Durchsicht zu unterziehen. Doorentz.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Direktor bei der Reichsbahn: Oberreichsbahnrat Hammer bei der RBD Köln.

Versetzt: die Oberreichsbahnrate Marsteller, Dezernent der RBD Frankfurt (Main), als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Königsberg (Pr.), Dr.-Ing. Gläsel, Dezernent der RBD Hannover, als Dezernent zur RBD Berlin, Dr.-Ing. Hartwig, Dezernent der RBD Oppeln, als Dezernent zur RBD Erfurt, Hager, Dezernent der RBD Erfurt, als Dezernent zur RBD Frankfurt (Main); — die Reichsbahnrate Freihub, Vorstand des Kohlenabnahmeamtes Gleiwitz, zur RBD Hannover, Fritz Otto, Vorstand der Bauabteilung Hamburg-Harburg 2 der Reichsautobahnen, als Dezernent zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hannover, Jacobs, Vorstand des Betriebsamts Neiß, als Dezernent zur RBD Breslau, Dr.-Ing. Eger bei der RBD Mainz als Dezernent zur Reichsbahndirektion Berlin, Conradl bei der RBD Königsberg (Pr.) zum Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen; — die Reichsbahnbaussessoren Bernhard Meyer bei der RBD Köln als Vorstand zum Betriebsamt Neuß, Wöckel bei der RBD Saarbrücken als Vorstand zum Betriebsamt Neustettin, Knohl bei der RBD Oppeln als Vorstand zum Betriebsamt Neiß, Ruffler bei der RBD Augsburg zur RBD Oppeln, Krieger bei der RBD Königsberg (Pr.) in den Bezirk der RBD Erfurt, Graßmann bei der RBD Saarbrücken zur RBD Königsberg (Pr.), Schön bei der RBD Regensburg zur RBD Dresden, Helmut Graf beim Betriebsamt Kaiserslautern zur Reichsbahndirektion München.

Gestorben: Oberreichsbahnrat Karl Marquardt, Dezernent der RBD Stuttgart; — die Reichsbahnrate Trapp, Vorstand des Betriebsamts Reutlingen, Vogler, Vorstand des Betriebsamts Neustettin.

Im Ruhestand verstorben: Geheimer und Oberregierungsbaurat a. D. Kahler in Braunschweig, zuletzt Dezernent der RBD Essen.

INHALT: Die Regulierung der unteren Ems an der Knock. — Zur Frage der Tragfähigkeit von Rammpfählen. — Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. (Schluß) — Bücherschau. — Personalmeldungen.

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