

Die Theorie der Pfahlgründungen

Von

Ingenieur Richard Kafka

Mit 19 Textfiguren



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1912

Die Theorie der Pfahlgründungen

Von

Ingenieur Richard Kafka

Mit 19 Textfiguren



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH 1912

ISBN 978-3-662-39321-5
DOI 10.1007/978-3-662-40361-7

ISBN 978-3-662-40361-7 (eBook)

Inhaltsangabe.

	Seite
Einleitung	1
I. Einfluß der Pfahlform auf die Tragfähigkeit	3
1. Grundsätzliche Unterschiede zwischen der Wirkungsweise der Pfähle und der Pfeiler	3
a) Bei Ausschluß jeder Reibungswirkung	3
b) Bei Berücksichtigung der Reibungswirkung	6
2. Pfähle gleichen Widerstandes	10
II. Einfluß der Pfahlform auf die Setzungen	12
1. Die Größe der Setzung	12
a) Bei Ausschluß jeder Reibungswirkung	12
b) Bei Berücksichtigung der Reibungswirkung	14
III. Die Bewertung der Pfahlform vom Standpunkte der Praxis und der Wirtschaftlichkeit	19
1. Allgemeine Bemerkungen	19
2. Besondere Pfahlformen	23
a) Pfähle mit Fußverbreiterung	23
b) Pfähle mit wulstförmigen Schaftverbreiterungen	26
IV. Die Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen	27
1. Die statische Methode	27
a) Belastungsproben	27
b) Die statisch-rechnerische Methode	31
c) Die statisch-geometrische Methode	39
2. Die dynamische Methode	40
a) Einleitende Bemerkungen	40
b) Berechnung des Eindringungswiderstandes ohne Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens	41
c) Der Angriffspunkt des Eindringungswiderstandes und die Berechnung der Deformationslänge	45
α) Bei zylindrischen Pfählen	45
β) Bei verjüngt geformten Pfählen	46
d) Kritische Besprechung der Rammformeln	49
e) Berechnung des Eindringungswiderstandes mit Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens	54
α) Unmittelbare Messung der elastischen Formänderung des Erdreichs und des Pfahles	61
f) Zahlenbeispiel für die Berechnung der Tragfähigkeit eines Pfahles bei Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens	65
Quellenangabe	70

Einleitung.

Begriffsbildend und wesentlich für die Bezeichnung Pfahl wurde in den nachstehenden Ausführungen eine der Herstellung des Pfahles vorausgehende oder während der Herstellung sich vollziehende seitliche Verdrängung des Erdreichs im ganzen Bereiche der jeweiligen Absenkungstiefe angenommen.

Alle pfahlähnlichen Körper, welche zu ihrer Herstellung eine Verdrängung des Erdreichs in lotrechter, allgemein in der Richtung der Pfahlachse erfordern — sei es durch Ausbaggern, Ausbohren oder durch das Spülverfahren — entbehren sohin dieses wesentlichen Merkmals und seien als Pfeiler bezeichnet.

Die Besprechung der Wirkungsweise der Pfeiler in der vorliegenden, den Pfählen gewidmeten Abhandlung bezweckt, durch vergleichende Gegenüberstellung dieser statisch völlig verschiedenen Körper ein möglichst klares Bild zu gewinnen.

Den folgenden Darlegungen seien nachstehende Annahmen zugrunde gelegt, welche bezwecken, einesteils die Lücken in der Theorie der Pfahlgründungen zu überbrücken, anderenteils die theoretischen Entwicklungen möglichst einfach und übersichtlich zu gestalten.

1. Das Erdreich sei homogen und gewichtslos. Obwohl es nicht an Bemühungen fehlt, die Verschiedenheit in der Dichte des Erdreichs und das Erdgewicht sowie den hierdurch hervorgerufenen Erddruck bei der Berechnung der Pfahltragfähigkeit zu berücksichtigen, ist diese Annahme fast ausnahmslos in allen einschlägigen Schriften zu finden. Übrigens ist es auch niemals mehr als eine Annahme, wenn z. B. für die Zunahme der Erddichte von den oberen zu den unteren Schichten ein gesetzmäßiger Verlauf zugrunde gelegt wird. An geeigneter Stelle soll gezeigt werden, wie man dem tatsächlichen Einfluß dieser (nach Stern) „mitwirkenden“ Ursachen des Verdrängungswider-

standes eines Pfahles durch Absolvierung einfacher Belastungsversuche gerecht werden kann.

2. Der Pfahl werde durch eine ruhende Last derart beansprucht, daß dieselbe unmittelbar — also ohne auch das Erdreich belastende Zwischenkonstruktion — und zentrisch auf den Pfahl wirke. Diese Voraussetzung bringt die rein statische und jede Biegungsbeanspruchung ausschließende Belastung des Pfahles zum Ausdruck.

3. Der Pfahlbaustoff habe eine genügende Festigkeit. Wenn berücksichtigt wird, daß die Tragfähigkeit eines Pfahles vor allem auf der Tragfähigkeit des ihn umgebenden Erdreichs beruht, so folgt daraus, daß die Eignung des Pfahlbaustoffes zur vermittelnden Rolle der Lastübertragung eine naturgemäße *conditio sine qua non* ist.

4. Der im Erdreich während der Rammung eingetretene Spannungsüberschuß verschwinde nach vollzogener Rammung völlig. Es ist bekannt, daß die kinetische Energie des fallenden Rammhämmer nicht nur eine sichtbare Arbeit leistet (Eindringen des Pfahles), sondern daß ein Teil derselben — abgesehen von der Umwandlung in Schall, Wärme u. dgl. — zu einer Bodenverdichtung dient, und ein weiterer Teil sich in Energie der Lage umwandelt, welche letztere eben als Spannungsüberschuß bezeichnet wurde. In welchem Größenverhältnisse die genannten Arbeitsleistungen stehen, hängt vorwiegend von der Beschaffenheit des Erdreichs ab. In den Flüssigkeiten ähnlichen Bodenarten, wie Schlamm, weicher Lehm u. dgl., wird der größte Teil der kinetischen Energie schon durch eine Verschiebung der Bodenteilchen aufgezehrt; sohin ist für die Möglichkeit der Bildung potentieller Energie von Haus aus geringe Aussicht vorhanden. Im Grenzfall der unendlich großen Flüssigkeitsmasse tritt eine Erhöhung der Spannung bekanntlich überhaupt nicht auf. Hingegen liegt es in der Natur der Sache, daß bei festen Bodenarten — wie festgelagertem Sand, Schotter, Tegel u. a. — eine Verschiebung der Teilchen nur in sehr geringem Maße auftritt, daß hingegen der Spannungsüberschuß eine beträchtliche Größe erlangt. Ob derselbe — wie hier angenommen wurde — mit der Zeit völlig verschwindet, ist bis nun nicht bewiesen. Sicher ist, daß sich ein Zustand einstellen wird, der jenem Mindestmaß an potentieller Energie entspricht, welches von der Natur

zwecks Erhaltung eines stabilen Gleichgewichtes stets bevorzugt wird. Durch die Annahme des völligen Verschwindens des Spannungsüberschusses ist übrigens dem Gebote der Sicherheit insofern Rechnung getragen, als eine eventuell zurückbleibende größere Bodenspannung das Tragvermögen des Pfahles in günstigem Sinne beeinflusst.

I. Einfluß der Pfahlform auf die Tragfähigkeit.

1. Grundsätzliche Unterschiede zwischen der Wirkungsweise der Pfähle und der Pfeiler.

a) Bei Ausschluß jeder Reibungswirkung. In der Praxis wird mit Tragfähigkeit eines Pfahles oder Pfeilers gewöhnlich jene größte Last bezeichnet, unter welcher keine das Bauwerk irgendwie schädigende Setzung auftritt. Im Hinblick auf den besonderen Zweck dieses Abschnittes wird Tragfähigkeit jene Größtlast genannt, bei welcher das Erdreich nur elastische Zusammendrückungen (auch Verzerrungen genannt) erfährt. Die der Tragfähigkeit entsprechende Einheitspressung des Bodens ist sohin als Festwert anzusehen, solange es sich um die gleiche Bodengattung handelt. Sie wird im folgenden mit p bezeichnet. Ihre Richtung ist normal zum Pfahlmantel.

Die Abb. 1 a bis 1 c stellen einen durch irgendein beliebiges Verfahren abgesenkten Pfeiler, einen zylindrischen und einen verjüngt geformten Pfahl mit den besonderen Merkmalen dar, daß für alle drei Körper die Absenkungstiefe T und der oberste Querschnitt $\left(\frac{d^2 \pi}{4}\right)$ des abgesenkten Teils gleich groß sind.

Da es für die Beurteilung der Pfahltragfähigkeit von keiner grundlegenden Bedeutung ist, ob der Querschnitt polygonal oder kreisförmig gestaltet ist, wurde für die nachfolgenden Untersuchungen der Einfachheit wegen stets der Kreisquerschnitt angenommen.

Gemäß der Voraussetzungen und entsprechend dem Grundgesetze von Wirkung und Gegenwirkung kann die Gegendruckfähigkeit des Erdreichs sich nur an jenen Pfahl- oder Pfeiler-

teilen äußern, deren Mantelfläche gegen die Körperachse geneigt ist. Dementsprechend wird bei den gewählten drei Körperformen unter der Einwirkung der äußeren Kraft P folgendes Kräftespiel auftreten.

Beim Pfeiler wird nur an der Basisfläche, als der einzigen gegen die Achse geneigten Ebene ($\alpha = 90^\circ$) das Erdreich gedrückt (Einheitskraft p).

Beim zylindrischen Pfahl äußert sich diese zur Mantelfläche normal gerichtete Druckkraft p an der kegelförmigen Spitze, sohin in der Größe p sin α in der Richtung der äußeren Kraft.

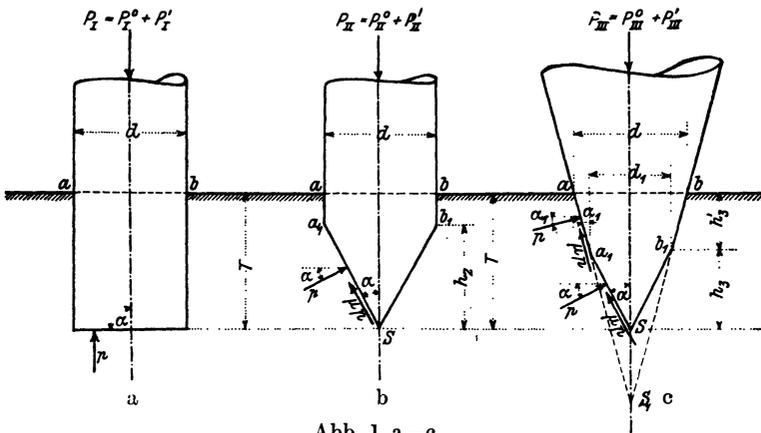


Abb. 1 a—c.

Beim verjüngt geformten Pfähle treten die für den zylindrischen Pfahl geschilderten Verhältnisse in analoger Weise längs des ganzen abgesenkten Pfahlteiles, also an der Spitze und am Schaft auf.

Da die Reibungswirkung zunächst ausgeschieden wird, bestehen für das Gleichgewicht in lotrechter Richtung folgende Bedingungsgleichungen.

Pfeiler:

$$P_I^0 = \frac{d^2 \cdot \tau}{4} \cdot p \dots \dots \dots 1)$$

Zylindrischer Pfahl:

$$P_{II}^0 = \frac{d^2 \pi}{4 \sin \alpha} \cdot p \sin \alpha = \frac{d^2 \cdot \tau}{4} \cdot p \dots \dots \dots 2)$$

Verjüngt geformter Pfahl:

$$P_{III}^0 = \frac{d_1^2 \pi}{4 \sin \alpha} \cdot p \sin \alpha + \frac{(d^2 - d_1^2) \pi}{4 \sin \alpha_1} \cdot p \sin \alpha_1 = \frac{d^2 \cdot \tau}{4} \cdot p \quad (3)$$

Hierbei bedeutet $\frac{d^2 \pi}{4 \sin \alpha}$ die Mantelfläche der Kegelspitze und $\frac{(d^2 - d_1^2) \pi}{4 \sin \alpha_1}$ die Mantelfläche des im Erdreich steckenden, oberhalb der Spitze sich befindenden verjüngten Pfahlschaftes.

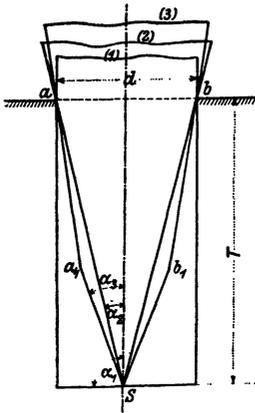


Abb. 2.

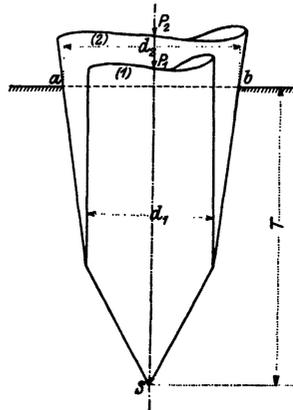


Abb. 3.

Wie die Gleichungen 1 bis 3 zeigen, ist die Tragfähigkeit der in den Abb. 1 a bis 1 c gezeichneten Körper unter sonst gleichen Verhältnissen so lange von gleicher Größe, als die Projektion des im übrigen beliebig geformten, im Erdreich steckenden Pfahlmantels auf eine zur Körperachse normal stehende Ebene die gleiche Größe besitzt. Es sind somit die in der Abb. 2 beispielsweise gezeichneten Körperformen unter den gemachten Voraussetzungen hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit gleichwertig.

Die selbstverständliche Folgerung aus obigem Ergebnisse ist, daß jener Pfahl oder Pfeiler unter sonst gleichen Verhältnissen die größere Tragfähigkeit hat, dessen im Erdreich abgesenkter Teil auf eine zur Achse normalstehende Ebene die größere Pro-

jektion ergibt. Die in der Abb. 3 gezeichneten Körperformen verhalten sich somit:

$$P_1 : P_2 = d_1^2 : d_2^2 \text{*)} 4)$$

b) Bei Berücksichtigung der Reibungswirkung. Für den Pfeiler kommt gemäß den Voraussetzungen eine Reibungsgröße überhaupt nicht zur Wirkung, also ist

$$P'_I = 0 5)$$

Beim zylindrischen Pfahl (Abb. 1 b) beträgt die auf die Flächeneinheit wirkende lotrechte Reibungskomponente $\mu p \cos \alpha$; daher ist die über die ganze kegelförmige Mantelfläche sich erstreckende gesamte Reibungsgröße

$$P'_{II} = \mu p \cos \alpha \cdot \frac{d^2 \pi}{4 \sin \alpha} = \mu p \frac{d^2 \pi}{4} \cotg \alpha . . . 6)$$

Für den verjüngt geformten Pfahl wird erhalten:

$$P'_{III} = \mu p \cos \alpha_1 \frac{(d^2 - d_1^2) \pi}{4 \sin \alpha_1} + \mu p \cos \alpha \frac{d_1^2 \pi}{4 \sin \alpha} . 7)$$

oder

$$P_{III} = \mu p \frac{d_1^2 \pi}{4} \cotg \alpha_1 - \mu p \frac{d_1^2 \pi}{4} (\cotg \alpha_1 - \cotg \alpha) \quad 7 a)$$

Hierbei ist

$$\cos \alpha \cdot \frac{d^2 \pi}{4 \sin \alpha} = h_3$$

die Projektion der kegelförmigen Mantelfläche (Pfahlspitze) auf eine durch die Pfahlachse gehende Ebene; ferner

$$\cos \alpha_1 \frac{(d^2 - d_1^2) \pi}{4 \sin \alpha_1} = h_3'$$

die Projektion der im Erdreich steckenden Mantelfläche des verjüngt geformten Pfahlschaftes auf die gleiche Ebene.

Sohin läßt sich folgendes Ergebnis anmerken: Die der Reibungswirkung entsprechende Tragfähigkeit von Pfählen bleibt

*) In dem Buche von Stern, Das Problem der Pfahlbelastung, sind in zahlreichen Entwicklungen zum Vergleiche der Tragfähigkeit zylindrischer und verjüngt geformter Pfähle die in der obigen Abb. 3 gezeichneten Körper benutzt worden. Diese Ausführungen Sterns sind sohin nicht zutreffend, da der Pfahl 2 schon von Haus aus die größere Tragfähigkeit besitzt.

Achse geneigten Teile auf eine die Achse enthaltende Ebene gleich Null, so beträgt sie beim zylindrischen Pfahl: h_2 und beim verjüngt geformten Pfahl: $h_3 + h_3' = T$.

Die Unterschiede zwischen den Tragfähigkeiten ergeben sich wie folgt aus den Gleichungen 8 bis 10.

Der zylindrische Pfahl hat ein $(1 + \mu \cotg \alpha)$ größeres Tragvermögen als der entsprechende Pfeiler. Und zwar wächst dasselbe außer mit dem Reibungsbeiwerte μ mit der \cotg des halben Spitzenwinkels. Je kleiner letzterer ist, desto besser wird die Tragfähigkeit des den Pfahl umgebenden Erdreichs ausgenützt, was übrigens bei der Besinnung auf den Umstand als selbstverständlich gilt, daß bei gleichbleibendem Durchmesser d die Absenkungstiefe desto größer wird, je kleiner der Spitzenwinkel ist.

Daß der verjüngt geformte Pfahl in noch höherem Grade eine größere Tragfähigkeit besitzt als der Pfeiler und als der zylindrische Pfahl, geht schon allein aus dem Umstande hervor, daß der Verjüngungswinkel des Schaftes bei praktischen Ausführungen wesentlich kleiner ist als der halbe Spitzenwinkel. Daher hat in der Gleichung 10 das bloß vom Schaftwinkel α_1 abhängige erste Glied einen weit größeren Einfluß auf das Endergebnis als das das Resultat vermindernde negative Glied.

Aus der Gleichung 10 ergibt sich ferner, daß die Tragfähigkeit des verjüngt geformten Pfahles um so größer ist, je kleiner $(\cotg \alpha_1 - \cotg \alpha)$ ist. Sie wird sohin für $\alpha_1 = \alpha$ ein Maximum von der Größe

$$\max P_{III} = P_I (1 + \mu \cotg \alpha) \quad 11)$$

Dieser Ausdruck entspricht der Tragfähigkeit des in der Abb. 2 mit 2 bezeichneten kegelförmigen Pfahles; (doch ist an Stelle des dort eingetragenen Winkels α_2 , um die Übereinstimmung mit der Gleichung 11 herbeizuführen, α_1 zu setzen.

Ist $d = d_1$, so ist $\alpha_1 = 0$, d. h. der verjüngt gestaltete Pfahl wird zu einem zylindrischen mit dem bereits bekannten Tragvermögen

$$P_{III} = P_{II} = P_I (1 + \mu \cotg \alpha) \quad 11a)$$

Folgendes Beispiel zeigt die Anwendung der allgemeinen Ergebnisse 8 bis 10 auf einen besonderen Fall.

Die besonderen Werte, den Pfahl betreffend, sind $d = 30$ cm, $d_1 = 25$ cm, $\cotg \alpha = 3$, $\cotg \alpha_1 = 80$.

Die besonderen Werte, das Erdreich betreffend, sind

$$\mu = 0,5, p = 4 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Auswertung der Gleichungen 8 bis 10 ergibt

$$P_I = \frac{900 \pi}{4} \cdot 4 = 2826 \text{ kg}$$

$$P_{II} = P_I [1 + (3 \times 0,5)] = 7065 \text{ kg} = 2,5 P_I$$

$$P_{III} = P_I [1 + (0,5 \times 80)] - 0,5 \times 4 \cdot \frac{625 \cdot \pi}{4} (80 - 3) \\ = 40406 \text{ kg} = 14,3 P_I$$

In diesem besonderen Falle hat der verjüngt geformte Pfahl eine 14 mal größere Tragfähigkeit als der entsprechende Pfeiler, eine fast 6 mal größere Tragfähigkeit als der entsprechende zylindrische Pfahl und letzterer ein 2,5 mal größeres Tragvermögen als der entsprechende Pfeiler. Unter „entsprechend“ ist nach obigem das Vorhandensein des gleichen obersten Pfahldurchmessers des im Erdreiche steckenden Pfahlteiles und die gleiche Absenkungstiefe zu verstehen.

Da für die späteren Ausführungen auch die Kenntnis der Größe des Schaftwiderstandes von Bedeutung ist, wird der allgemeine Ausdruck hierfür nachfolgend entwickelt.

Die Tragfähigkeit eines verjüngt geformten Pfahles (Gleichung 10) setzt sich aus dem Widerstande der Pfahlspitze und aus dem Widerstande des Pfahlschaftes zusammen. Ersterer sei mit P_{sp} , letzterer mit P_{sch} bezeichnet.

Da der Durchmesser an der Pfahlkante des verjüngt geformten Pfahles d ist, so ist entsprechend der Gleichung 9

$$P_{sp} = \frac{d_1^2 \pi}{4} p (1 + \mu \cotg \alpha) \quad . \quad . \quad . \quad 9a)$$

Sohin ist der Schaftwiderstand als Unterschied zwischen dem Gesamtwiderstande P (lt. Gl. 10) und dem Spitzenwiderstande (lt. Gl. 9 a)

$$P_{sch} = P - P_{sp} = \left\{ \frac{d^2 \pi}{4} p (1 + \mu \cotg \alpha_1) - \mu p \frac{d_1^2 \pi}{4} (\cotg \alpha_1 - \cotg \alpha) \right\} - \left\{ \frac{d_1^2 \pi}{4} p (1 + \mu \cotg \alpha) \right\}$$

oder

$$P_{sch} = \frac{p \cdot \pi}{4} (d^2 - d_1^2) (1 + \mu \cotg \alpha_1) \quad . \quad . \quad 12)$$

Das Verhältnis

$$\frac{P_{sp}}{P_{sch}} = \frac{d_1^2 (1 + \mu \cotg \alpha)}{(d^2 - d_1^2) (1 + \mu \cotg \alpha_1)} \quad \dots \quad 13)$$

lehrt, daß der Spitzenwiderstand nur einen geringen Bruchteil des Schaftwiderstandes und naturgemäß auch des Gesamtwiderstandes bildet. Für die besonderen Werte des Beispiels auf S. 8 ist

$$\frac{P_{sp}}{P_{sch}} = \frac{625 (1 + 1,5)}{(900 - 625) (1 + 40)} = \frac{1}{7}.$$

2. Pfähle gleichen Widerstandes.

Darunter seien jene verstanden, die vermöge ihrer besonderen Gestaltung eine gleichmäßige Ausnützung der Gegendruckfähigkeit des Erdreichs im Bereiche der ganzen Absenkungstiefe ermöglichen.

Für den vorliegenden, besonderen Zweck sei angenommen, die Gegendruckfähigkeit des Erdreichs wachse nach der Tiefe nach einem bestimmten gesetzmäßigen Verlaufe. Dann ist zur Erzielung des angestrebten Zwecks jene Pfahlform die günstigste, deren Verjüngungswinkel gleichfalls nach einem bestimmten, von dem Anwachsen der Gegendruckfähigkeit abhängigen Gesetze mit wachsender Tiefe zunimmt.

Mit Beziehung auf die Abb. 4 sei das Erdreich in Schichten solcher Mächtigkeit geteilt, daß innerhalb jeder Schichte wohl eine festwertige, von einer oberen zu einer unteren Schichte jedoch eine

zunehmende Gegendruckfähigkeit herrsche. Es sei also

$$p < p_1 < p_2$$

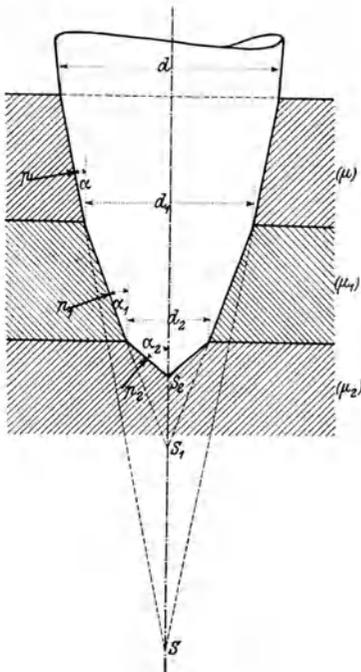


Abb. 4.

Der Einfachheit wegen wird vorläufig der Reibungsbeiwert μ im Bereiche der ganzen Absenkungstiefe als festwertig angenommen.

Laut bereits bekanntem Ergebnis ist jene Last, welche ohne Rücksicht auf eine Reibungswirkung durch den Pfahl aufgenommen werden kann, gegeben durch: Gegendruckfähigkeit der Flächeneinheit (p) mal der Projektion des im Erdreiche steckenden Pfahlmantels auf eine zur Pfahlachse normal stehende Ebene. Sohin ist

$$P^0 = \frac{\pi}{4} [p_2 d_2^2 + p_1 (d_1^2 - d_2^2) + p (d^2 - d_1^2)] \quad 14)$$

Weiter ist jene Last, welche nur infolge der Reibungswirkung durch den Pfahl auf das Erdreich übertragen wird, gegeben durch: μ -fäch vergrößerte Gegendruckfähigkeit der Flächeneinheit mal der Projektion der abgesenkten, gegen die Pfahlachse geneigten Pfahlteile auf eine durch die Achse gelegte Ebene. Sohin ist

$$P' = \frac{\mu \pi}{4} [p_2 d_2^2 \cotg \alpha_2 + p_1 (d_1^2 - d_2^2) \cotg \alpha_1 + p (d^2 - d_1^2) \cotg \alpha] \dots \dots \dots 15)$$

Durch Zusammenfassung dieser Teilbeträge wird die gesamte vom Pfahl auf das Erdreich ohne Überschreitung der jeweiligen Gegendruckfähigkeit übertragene Last wie folgt erhalten:

$$P = \frac{\pi}{4} \{p_2 d_2^2 (1 + \mu \cotg \alpha_2) + p_1 (d_1^2 - d_2^2) (1 + \mu \cotg \alpha_1) + p (d^2 - d_1^2) (1 + \mu \cotg \alpha)\} \dots \dots \dots 16)$$

Soll gemäß der Forderung einer gleichmäßigen Ausnützung der Gegendruckfähigkeit des Erdreichs der gleiche Lastbetrag in jeder Tiefenzone vom Pfahl auf das umliegende Erdreich übertragen werden, so muß

$$p_2 d_2^2 (1 + \mu \cotg \alpha_2) = p_1 (d_1^2 - d_2^2) (1 + \mu \cotg \alpha_1) = p (d^2 - d_1^2) (1 + \mu \cotg \alpha) \quad 17)$$

oder allgemein

$$\frac{p_2}{p_1} = \frac{(d_1^2 - d_2^2) (1 + \mu \cotg \alpha_1)}{d_2^2 (1 + \mu \cotg \alpha_2)} \dots \dots \dots 18)$$

Da voraussetzungsgemäß $p_2 > p_1$, und in praktischen Fällen

$$\frac{d_1^2 - d_2^2}{d_2^2} < 1,$$

so muß

$$(1 + \mu \cotg \alpha_1) > (1 + \mu \cotg \alpha_2) \dots \dots \dots 19)$$

und somit

$$\alpha_2 > \alpha_1 \dots \dots \dots 20)$$

Würde auch der Reibungsbeiwert μ mit der Tiefe proportional der Gegendruckfähigkeit (oder nach einem beliebigen anderen Gesetze) anwachsen, so müßte gemäß dem Ansatz

$$\mu_1 \cotg \alpha_1 > \mu_2 \cotg \alpha_2 \dots \dots \dots 19 a)$$

der Winkel α_2 in noch höherem Maße den Wert von α_1 an Größe übertreffen.

Nach dem Gesagten stellt

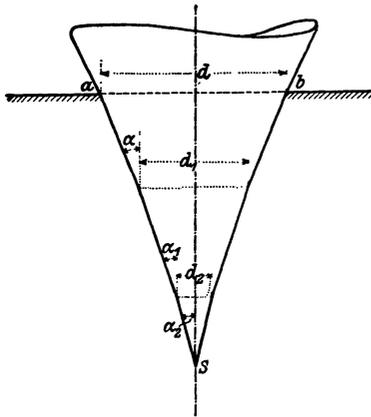


Abb. 5.

sohin die Abb. 4 im Prinzip einen Pfahl „gleichen Widerstandes“ dar. Die Umrißlinie des Pfahllängenschnittes hängt, wie schon erwähnt, sowohl von der Veränderlichkeit der Gegendruckfähigkeit des Erdreichs als auch von den Reibungsverhältnissen ab.

In der Praxis wird auf eine gleichmäßige Ausnutzung der Gegendruckfähigkeit des Erdreichs wohl niemals Anspruch gemacht. Es wird vielmehr zwecks Erzielung möglichst kurzer Pfähle angestrebt, das Erdreich in jeder Tiefen-

zone tunlichst mit dem Größtwerte des Druckes zu beanspruchen. In diesem Falle führen Erwägungen analoger Natur zu dem Ergebnisse, daß die tütenförmigen Pfähle, etwa nach der Abb. 5, die geeignetsten sind, insbesondere, wenn es sich darum handelt, die Baulast auf möglichst tief gelegene Schichten des Erdreichs zu übertragen.

II. Einfluß der Pfahlform auf die Setzungen.

1. Die Größe der Setzung.

a) Bei Ausschluß jeder Reibungswirkung. Wie schon früher erwähnt wurde, handelt es sich hier nur um elastische Zu-

sammendrückungen des Erdreichs, auch Verzerrungen genannt. Gemäß der Voraussetzungen und gemäß der Begriffsbestimmung der Tragfähigkeit eines Pfahles wird für die nachstehenden Untersuchungen stets das Vorhandensein des Größtwertes der Verzerrung angenommen, so daß letztere stets einen Festwert — er sei mit e bezeichnet — darstellt.

Die Richtung der Verzerrung fällt mit der Richtung des Gegendruckes des Erdreichs zusammen, ist sohin wie dieser normal zum Pfahlmantel gerichtet, während die Setzungen (τ) stets in der Richtung der äußeren Kraft, welche voraussetzungsgemäß mit der Achsrichtung übereinstimmt, vor sich gehen. Sohin wird die Setzung mit der Verzerrung in der Regel nicht übereinstimmen. Nur beim Pfeiler trifft dies zu, in welchem Fall also

$$e = \tau_I \dots \dots \dots 21)$$

Beim zylindrischen Pfahle geht die Setzung in einer um $(90 - \alpha)$ von der Verzerrungsrichtung abweichenden Richtung vor sich. Ihre Größe ist mit Beziehung auf die Abb. 6

$$\tau_{II} = \frac{e}{\sin \alpha} \dots \dots 22)$$

Für den verjüngt geformten Pfahl gelten folgende Erwägungen. Da die Pfahlkante, in der Abb. 7 mit a bezeichnet, beiden, durch die Verjüngungswinkel α und α_1 gekennzeichneten Pfahlteilen — Spitze und Schaft — angehört, so muß ihre Setzung und somit auch die Setzung des ganzen Pfahles dem größeren Maße

$$\tau_g = \frac{e}{\sin \alpha_1}$$

gleichkommen. Da jedoch die Spitze des Pfahles theoretisch bloß die kleinere Setzung

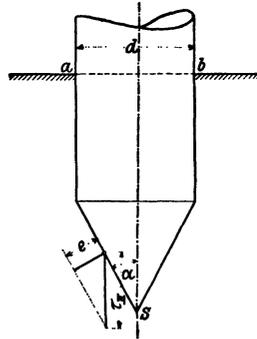


Abb. 6.

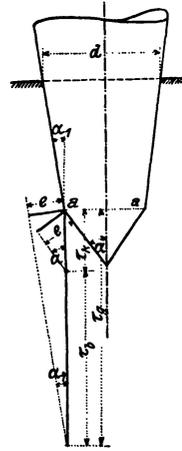


Abb. 7.

$$\tau_k = \frac{e}{\sin \alpha}$$

durchzumachen hat, so folgt daraus, daß unterhalb der Spitze auch eine bleibende Zusammendrückung des Erdreichs eintreten muß. Ihre Größe ist:

$$\tau_b = \tau_g - \tau_k = e \frac{\sin \alpha - \sin \alpha_1}{\sin \alpha \cdot \sin \alpha_1} \quad . \quad . \quad . \quad 23)$$

Für die besonderen Werte des oben gewählten Beispiels, wonach $\cotg \alpha = 3$, $\sin \alpha = 0,31$ und $\sin \alpha_1 = 0,013$ beträgt, ist die Setzung des zylindrischen Pfahles

$$\tau_{II} \doteq 3 \cdot 2 e = 3 \cdot 2 \tau_I,$$

die Setzung des verjüngt geformten Pfahles

$$\tau_{III} = 77 \tau_I$$

wovon auf die bleibende Zusammendrückung des Erdreichs entfällt

$$\tau_b = 74 \tau_I.$$

Über die absolute Größe dieser Setzungsmaße wird an späterer Stelle gesprochen werden.

b) Bei Berücksichtigung der Reibungswirkung. Für diesen

Fall ist es nicht mehr zulässig, den Einheitswert der Bodendruckfähigkeit (p) und die Verzerrung (e) als Festwert anzunehmen. Da die Einheitsbodenpressung infolge der Reibungswirkung von dem (als bekannt vorausgesetzten) Größtwerte (p) eine abweichende Größe besitzt, so muß auch die Verzerrung einen von ihrem Größtwerte abweichenden Wert haben.

Es ist sohin notwendig, zunächst festzustellen, in welcher Beziehung die Verzerrungen des Erdreichs zu den Einheitspressungen stehen. Um diese Frage zu beantworten, ist man mangels ausreichender Versuche auf Annahmen verwiesen.

In der Abb. 8 stellen F_1 und F_2 zwei beliebige, mit den Einheitsdrücken p_1 und p_2 belastete Ebenen im Erdreiche dar. Beide Ebenen gehören jenem Kreiskegel an, dessen Vorhandensein durch die räumliche Verteilung der Lastwirkung im Erdreich bedingt ist.

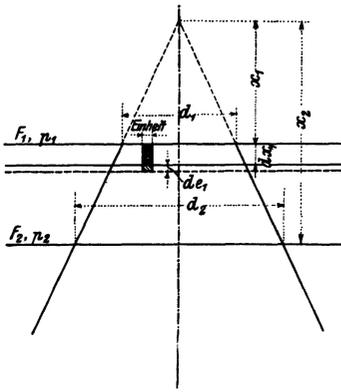


Abb. 8.

Es ergeben sich mit Beziehung auf die Abb. 8 der Reihe nach folgende Ansätze.

$$F_1 : F_2 = d_1^2 : d_2^2 \dots \dots \dots \text{a)}$$

$$d_1^2 : d_2^2 = x_1^2 : x_2^2 \dots \dots \dots \text{b)}$$

Da p_1 und p_2 als festwertig angenommen werden, soweit sie den Ebenen F_1 und F_2 innerhalb des Kegelbereichs angehören, so muß

$$F_1 p_1 = F_2 p_2 = P \dots \dots \dots \text{c)}$$

$$F_1 : F_2 = p_2 : p_1 \dots \dots \dots \text{d)}$$

$$F_1 : F_2 = x_1^2 : x_2^2 \dots \dots \dots \text{e)}$$

$$p_1 : p_2 = x_2^2 : x_1^2 \dots \dots \dots \text{24)}$$

Allgemein ist sohin in einer beliebigen Ebene des Kegels

$$p_n = C \frac{1}{x_n^2} \dots \dots \dots \text{25)}$$

Hierbei ist der Beiwert

$$C = p x^2 \dots \dots \dots \text{26)}$$

für einen bestimmten Fall ein festwertiges Produkt, da sowohl p (die Beanspruchung des Baubodens, unter welcher nur Verzerrungen eintreten) als auch der Abstand x jener Bodenschichte von der Kegelspitze, in welcher eben der Einheitsdruck p erreicht ist, festwertige Größen sind.

Ein unendlich kleines Erdelement von der Höhe gleich der Einheit, und der Flächeneinheit als Querschnitt erleide unter dem Drucke p_1 eine Verzerrung de_1 (¹), welche in linearem Abhängigkeitsverhältnisse von p_1 angenommen wird. Somit ist die Verzerrung eines Erdelements von der Höhe dx_1

$$de_1 = C_1 \cdot p_1 \cdot dx_1 \dots \dots \dots \text{27)}$$

oder mit Benützung des Ansatzes 25

$$de_1 = C_1 \frac{C}{x_1^2} dx_1 = C_2 \frac{1}{x_1^2} dx_1 \dots \dots \dots \text{28)}$$

Durch Integration zwischen den Grenzen x_1 und ∞ wird die gesamte Verzerrung erhalten, welche durch den Einheitsdruck p_1 hervorgerufen wird. Nämlich

$$e_1 = \int_{x_1}^{\infty} de_1 = C_2 \int_{x_1}^{\infty} \frac{dx_1}{x_1^2} = C_2 \frac{1}{x_1} \dots \dots \dots \text{29)}$$

Analog wird die Verzerrung e_2 erhalten, welche durch den Einheitsdruck p_2 hervorgerufen wird.

$$e_2 = C_2 \frac{1}{x_2} \dots \dots \dots 30)$$

Sohin verhalten sich

$$e_1 : e_2 = x_2 : x_1 \dots \dots \dots 31)$$

und da gemäß des Ansatzes (24)

$$x_2 : x_1 = \sqrt{p_1} : \sqrt{p_2} \dots \dots \dots 24 a)$$

so ergibt sich schließlich

$$e_1 : e_2 = \sqrt{p_1} : \sqrt{p_2} \dots \dots \dots 32)$$

Es verhalten sich die elastischen Deformationen (Verzerrungen) des Erdreichs wie die Quadratwurzeln aus den Einheitsdrücken¹⁾.

Laut der Ergebnisse des ersten Abschnittes ist bekannt, daß im Falle des Vorhandenseins „entsprechender“ (in bereits klargestellter Bedeutung) Pfeiler und zylindrischer Pfähle und unter der Voraussetzung der gleichen Last die Pressungen des Erdreichs verschieden sein müssen, daß sohin die Gleichungen

$$P_I = \frac{d^2 \pi}{4} p_I \dots \dots \dots 8')$$

für den Pfeiler und

$$P_{II} = \frac{d^2 \pi}{4} p_{II} (1 + \mu \cotg \alpha) \dots \dots \dots 9')$$

für den zylindrischen Pfahl gelten. Es verhält sich somit

$$p_I : p_{II} = (1 + \mu \cotg \alpha) : 1.$$

Weiter ist laut Gleichung 32

$$p_I : p_{II} = e_I^2 : e_{II}^2.$$

Da nach früherem Ergebnisse

$$\tau_I^2 : \tau_{II}^2 \sin^2 \alpha = e_I^2 : e_{II}^2.$$

so ist

$$\tau_I^2 : \tau_{II}^2 \sin^2 \alpha = p_I : p_{II}$$

und somit

$$\tau_I^2 : \tau_{II}^2 \sin^2 \alpha = (1 + \mu \cotg \alpha) : 1$$

¹⁾ Die mathematische Herleitung dieses Ergebnisses ist in dieser Form zum ersten Male von Ingenieur Milivoj Konrad in einer mir freundlichst zur Verfügung gestellten, noch unveröffentlichten Arbeit geliefert worden.

oder

$$\tau_{II} = \frac{\tau_I}{\sin \alpha \sqrt{1 + \mu \cotg \alpha}} \quad 1) \quad \dots \quad 33)$$

Da hinsichtlich der Setzung die verjüngt geformten Pfähle sich analog den zylindrischen Pfählen verhalten, so gilt auch

$$\tau_{III} = \frac{\tau_I}{\sin \alpha_1 \sqrt{1 + \mu \cotg \alpha_1}} \quad \dots \quad 34)$$

Außer dieser Setzung tritt unter der Pfahlspitze des verjüngt geformten Pfahles eine bleibende Zusammenpressung auf:

$$\tau_b = \tau_I \left\{ \frac{1}{\sin \alpha_1 \sqrt{1 + \mu \cotg \alpha_1}} - \frac{1}{\sin \alpha \sqrt{1 + \mu \cotg \alpha}} \right\} \quad 35)$$

Während bei Außerachtlassung der Reibungswirkung sich ergeben hat, daß die zylindrischen und die verjüngt geformten Pfähle unter sonst gleichen Verhältnissen stets eine größere Setzung aufweisen als der entsprechende Pfeiler, lehren die Gleichungen 33 und 34, daß bei Berücksichtigung der Reibungswirkung das Größenverhältnis der Setzungen davon abhängt, ob

$$\sin \alpha \sqrt{1 + \mu \cotg \alpha} \begin{matrix} > \\ \approx \\ < \end{matrix} 1 \quad \dots \quad 36)$$

Das obere, untere und das mittlere Zeichen entspricht der kleineren, größeren und gleichen Setzung der Pfähle gegenüber dem Pfeiler.

Um nun insbesondere festzustellen, wann die Pfähle eine kleinere oder höchstens gleich große Setzung im Vergleiche mit dem entsprechenden Pfeiler aufweisen, diene folgende Untersuchung.

Durch einfache rechnerische Umformungen des Ansatzes 36, soweit die zwei oberen Zeichen in Betracht kommen, ergeben sich der Reihe nach:

$$\begin{aligned} \sin \alpha &\begin{matrix} > \\ \approx \\ < \end{matrix} \frac{1}{\sqrt{1 + \mu \cotg \alpha}} \\ \frac{1}{1 + \cotg^2 \alpha} &\begin{matrix} > \\ \approx \\ < \end{matrix} \frac{1}{1 + \mu \cotg \alpha} \\ 1 + \cotg^2 \alpha &\begin{matrix} > \\ \approx \\ < \end{matrix} 1 + \mu \cotg \alpha \\ \cotg \alpha &\begin{matrix} > \\ \approx \\ < \end{matrix} \mu \quad \dots \quad 37) \end{aligned}$$

1) Der Vollständigkeit wegen wird erwähnt, daß auf Grund des Gesetzes von Kick über die proportionalen Widerstände, wie Stern nachgewiesen hat, zu dem gleichen Ergebnisse gelangt wird. Näheres hierüber in „Der Vorteil verjüngt gestalteter Fundamentkörper“. (Siehe die unter 27 ausgewiesene Schrift.)

Für $\mu = \operatorname{tg} \omega$ (wobei ω den Neigungswinkel der gleichförmigen Gleitgeschwindigkeit bedeutet) erhält man weiter:

$$\begin{aligned} \cotg \alpha &\overline{=} \operatorname{tg} \omega \\ \cotg \alpha &\overline{<} \cotg (90 - \omega) \\ \alpha &\overline{>} (90 - \omega) \dots \dots \dots 38) \end{aligned}$$

Da der Reibungswinkel zwischen Beton und Erdreich etwa $\omega = 45^\circ$ bis 60° beträgt, so müßte nach 38, um kleinere oder höchstens gleich große Setzungen der Pfähle gegenüber den Pfeilern zu erzielen, der halbe Zuspitzungswinkel

$$\alpha \overline{>} 45^\circ \text{ bis } 30^\circ \dots \dots \dots 38 \text{ a)}$$

Die bloße Besinnung auf die in der Praxis üblichen Verjüngungen der Pfähle — v. Emperger gibt etwa 6 v. H. ($\alpha \doteq 3^\circ 30'$) als größte praktisch noch verwendbare Verjüngung der Pfähle an — ergibt das wichtige Ergebnis, daß Pfähle niemals eine kleinere Setzung aufweisen können, als der entsprechende, gleich stark belastete Pfeiler.

Ferner lehren die Gleichungen 33 und 34, daß die verjüngt geformten Pfähle auch stets eine größere Setzung aufweisen müssen als die entsprechenden, gleich stark belasteten zylindrischen Pfähle, da

$$\sin \alpha \sqrt{1 + \mu \cotg \alpha} > \sin \alpha_1 \sqrt{1 + \mu \cotg \alpha_1} \dots \dots 39)$$

Eine praktische Ausbeutung des gemäß dem Ansatz 33 theoretisch immerhin möglichen Ergebnisses, daß die Setzung zugespitzter Körper kleiner ist als die Setzung des entsprechenden Pfeilers, ist nur für Mauerwerksgründungen möglich, da hier der Zuspitzungswinkel genügend stumpf gemacht werden kann, um der Bedingung 38 a: $\alpha \overline{>} 45^\circ$ bis 30° zu genügen.

Bei Benützung der schon früher gewählten besonderen Werte wird erhalten:

$$\begin{aligned} \tau_{\text{I}} &\text{ für den Pfeiler,} \\ \tau_{\text{II}} &\doteq 2 \tau_{\text{I}} \text{ für den zylindrischen Pfahl,} \\ \tau_{\text{III}} &\doteq 12 \tau_{\text{I}} \text{ für den verjüngt geformten Pfahl,} \end{aligned}$$

wovon auf die bleibende Zusammendrückung unterhalb der Pfahlspitze laut Gleichung 35 $\tau_{\text{b}} = 10 \tau_{\text{I}}$ entfallen. (Bei der Auswertung von τ_{b} wurde vernachlässigt, daß die Spitze des verjüngt geformten Pfahles wegen der Voraussetzung, daß die

obersten Pfahlquerschnitte der abgesenkten Teile einander gleich sind, kleiner ist als die Spitze des zylindrischen Pfahles, daß somit das zweite Glied in der Gleichung 35 größer und τ_b kleiner werden muß als $10 \tau_I$.)

III. Die Bewertung der Pfahlform vom Standpunkte der Praxis und der Wirtschaftlichkeit.

1. Allgemeine Bemerkungen.

Aus den vorstehenden Ausführungen ergibt sich, daß eine Abwägung der Vorteile der Pfähle gegenüber den Pfeilern, und insbesondere verjüngt geformter Pfähle gegenüber zylindrischen Pfählen durch rein theoretische Erwägungen nicht möglich ist, da dem Vorteil einer größeren Tragfähigkeit der Nachteil größerer Setzungen gegenübersteht. Mit Rücksicht auf diese sich bekämpfenden Eigenschaften wird die Beantwortung der Frage, welcher Pfahlform der Vorrang gebührt, nur praktischen und wirtschaftlichen Erwägungen vorbehalten bleiben müssen, wobei in besonderen Fällen nicht nur die Verhältnisse örtlicher Natur, sondern auch die Rücksichtnahme auf den Zweck des Bauwerks bei der Erledigung dieser Frage mitbestimmend sein werden. Im folgenden wird versucht, auch unter diesem Gesichtswinkel, soweit eben eine allgemeine Erörterung möglich ist, die Frage nach der günstigsten Pfahlform zu behandeln.

Auf S. 9 wurde die Tragfähigkeit eines zylindrischen Pfahles für einen besonderen Fall mit $P_{II} = 2,5 P_I$ berechnet, wobei P_I die Tragfähigkeit des entsprechenden Pfeilers bedeutet, ferner die des verjüngt geformten Pfahles mit $P_{III} = 14,3 P_I$. Es verhalten sich somit:

$$P_{II} : P_{III} = 1 : 5,7.$$

Weiter ist das Ergebnis des auf S. 18 durchgeführten Zahlenbeispiels $\tau_{II} : \tau_{III} = 1 : 6$. Wie ersichtlich, ist also in diesem Falle neben der Vergrößerung der Tragfähigkeit des verjüngt geformten Pfahles gegenüber dem zylindrischen Pfahl eine etwa gleichgroße Setzungsvergrößerung zu konstatieren.

An der Hand des folgenden Beispiels soll zunächst dargetan werden, inwieweit dieses Ergebnis auf die Kosten einen Einfluß hat. Auf einen Längenmeter Mauerfundament von einem Meter Stärke entfallen z. B. zwei zylindrische Pfähle, die unter der Vollbelastung eine (absichtlich groß gewählte) Setzung von fünf Zentimetern aufweisen. Da nach obigem die Tragfähigkeit des verjüngt geformten Pfahles 5,7 mal größer ist als die des zylindrischen Pfahles, so kann die Anzahl verjüngter Pfähle gegenüber der Anzahl zylindrischer Pfähle auf $\frac{2}{5,7} = 0,35$ ermäßigt werden. Hingegen müßte wegen der 6 mal größeren Setzung das Mauerwerk um $6 \times 5 = 30$ cm erhöht werden.

Wird die Länge der Pfähle mit 4 m angenommen, und die Kosten für einen Längenmeter Betonpfahl mit 25 Kronen festgesetzt, so ergibt sich folgende Gegenüberstellung der Kosten.

Die zylindrischen Pfähle kosten $2 \times 4,0 \times 25 \dots =$	K 200,00
und die Mehrmauerung (mit 25 Kronen für ein m ³ an- gesetzt) in 45 cm Stärke $0,05 \times 0,45 \times 25 \dots =$	K 0,56
zusammen für einen m ¹ $\dots \dots \dots$	K 200,56
Die Kosten der verjüngt geformten Pfähle betragen	
$0,35 \times 4,0 \times 25 \dots \dots \dots =$	K 35,00
und die Mehrmauerung $0,30 \times 0,45 \times 25 \dots \dots =$	K 3,38
zusammen für einen m ¹ $\dots \dots \dots$	K 38,38

Somit ergeben sich in diesem Falle die Kosten der Gründung mit verjüngt geformten Pfählen mit zirka ein Fünftel der Kosten der Gründung mit zylindrischen Pfählen.

Hierbei ist noch zu berücksichtigen, daß die verjüngt geformten Pfähle schon bei einer kürzeren Länge die gleiche Tragfähigkeit besitzen, während in vorstehendem Beispiel beide Längen als gleich groß angenommen wurden. Es würde also auch darin eine weitere Kostenersparnis liegen. Andererseits ist es nicht ausgeschlossen, daß infolge des großen gegenseitigen Abstandes der verjüngten Pfähle, welcher sich aus der geringen Pfahlanzahl ergibt, der über den Pfählen zwecks einer gleichmäßigen Druckübertragung auszuführende Betonrost (der, weil in beiden Fällen vorkommend, oben vernachlässigt wurde) entweder eine größere Stärke (Höhe) erhalten oder als Eisenbetonrost ausgeführt werden muß.

Daß mit der Möglichkeit, kürzere Pfähle anzuwenden, auch der praktische Vorteil verknüpft ist, soweit es sich um Ramm-pfähle handelt, kompensiösere und einfachere Rammvorrichtungen anzuwenden, wird besonders von jenen richtig eingeschätzt werden, die Gelegenheit hatten, mit Kolossen von Rammgerüsten (Schlagwerken) auf einer beengten, in ungleicher Höhe liegenden Baustelle zu arbeiten.

Es ist nun noch die Frage zu erledigen, ob die mit der größeren Tragfähigkeit verbundene größere Setzung verjüngt geformter Pfähle im Hinblick auf praktische Rücksichten als zulässig erkannt werden kann. Zunächst ist das Ergebnis von Wichtigkeit, daß die Verzerrungen des Erdreiches stets sehr klein sind. Beweis durch zahlreiche Belastungsproben, bei denen die elastische Deformation des Erdreichs immer zwischen den engen Grenzen von zwei bis sechs Millimeter geschwankt hat. Wird der Wert von 6 mm in die auf S. 18 durchgeführte Rechnung eingeführt, so wird erhalten:

für den Pfeiler: $\tau_I = 6$ mm,

für den zylindrischen Pfahl $\tau_{II} = 12$ mm,

für den verjüngt geformten Pfahl $\tau_{III} = 72$ mm.

Selbst das Maß von 72 mm bietet im Hinblick auf die durch die Literatur bekannt gewordenen viel größeren Setzungsmaße nicht den geringsten Anlaß zu irgendwelchen Bedenken praktischer Natur, wenn nur dafür Sorge getragen wird, daß alle zusammenhängenden Bauteile die gleichgroße Setzung durchmachen. Denn daß das absolute Maß einer Setzungsgröße dem Bestand eines Bauwerks oder eines zusammenhängenden Bauteils nicht schaden kann, beweisen nicht nur jene Fundierungsmethoden, bei welchen in sich geschlossene Fundamenthohlkörper (Brunnen, Caissons u. dgl.) abgesenkt werden, sondern auch oft beobachtete unbeabsichtigte Setzungen großer Gebäude. So z. B. war beim Lemberger Theater eine Setzung von 30 cm zu konstatieren, ohne daß irgendwelche nennenswerte, den Bestand des Bauwerks schädliche Erscheinungen auftraten. Laut „Handbuch für Eisenbetonbau“ wurden in Chicago oft gleichmäßige Setzungen von ca. 20 cm, in einem vereinzelt Falle sogar bis zu 75 cm konstatiert, welche allerdings im Hinblick auf den Baugrund zum größten Teil erwartet wurden und daher beim Aufführen des Gebäudes berücksichtigt werden konnten.

In bezug auf die Setzungen liegen die Verhältnisse bei normalen Wohnhausbauten besonders günstig, da hier das Eigengewicht die Nutzlast weit überwiegt, die Setzungen des Bauwerks sohin in der Regel schon zum Abschluß gelangt sind, wenn das Bauwerk im Rohbau fertig ist. Weit ungünstiger liegen diese Verhältnisse bei solchen Bauwerken, bei welchen die Nutzlast ausschlaggebend ist, wie z. B. bei großen, in Pfeilern und Füllmauerwerk aufgelösten Speicherbauten u. dgl. In solchen Fällen empfiehlt es sich, von einer Pfahlfundierung dann abzu-
sehen, wenn nicht die von den Pfählen durchfahrenen Bodenschichten, oder zumindest jene Bodenschicht, in welcher die Pfahlspitze steckt, in unzweifelhafter Weise als wenig zusammendrückbar erkannt worden sind. Auch bei Anwendung verjüngt geformter, nicht bis in eine genügend feste Bodenschicht reichender Pfähle könnten wohl durch möglichste Verringerung der Pfahlbelastung die großen Setzungen wesentlich gemildert oder aufgehoben werden, doch würde durch die hierdurch notwendige große Vermehrung der Pfahlanzahl gegenüber anderen Gründungsarten ein wirtschaftlicher Vorteil sich nicht ergeben.

Die Gewähr für die gleichmäßige Setzung eines zusammenhängenden Bauwerks, das auf eine künstliche Fundierung angewiesen ist, läßt sich ohne Zweifel am einfachsten durch eine Gründung mit Ramppfählen geben. Das Maß der Eindringung unter einem bestimmten Rammhärgewichte und unter einer gleichbleibenden Hubhöhe gibt — von abnormalen mitwirkenden Erscheinungen abgesehen, deren Wertung und Berücksichtigung dem Ermessen des bauführenden Ingenieurs anheimgestellt bleiben muß — in sinnfälliger Weise einen Vergleichsmaßstab für die erzielten Tragfähigkeiten.

Bei der praktischen Bewertung von Pfählen darf nicht unerwähnt bleiben, daß die Voraussetzung eines gewichtslosen, homogenen Erdreichs selbstverständlich in Wirklichkeit nicht zutrifft, daß sohin infolge des Erddruckes auch an dem Schaft eines zylindrischen Pfahles ein Eindringungswiderstand sich äußert. Tatsächlich lassen Versuche von Engels mit Sicherheit darauf schließen, daß ein Teil der auf dem Pfahle ruhenden Last auch bei zylindrischen Pfählen schon an höher gelegene Erdschichten, also nicht bloß durch die Pfahlspitze, abgegeben wird. Da hierüber vorläufig keine bindenden Gesetze bekannt sind,

ist es ein Gebot der Vorsicht, mit dieser Entlastung von Pfählen nicht zu rechnen. Aus dem gleichen Grund empfiehlt es sich, die durch den Erddruck hervorgerufene Reibung bei der Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen nicht zu berücksichtigen. Selbst bei gleichbleibendem Erddrucke kann der Reibungsbeiwert zwischen Erdreich und Pfahl infolge vorangegangener Änderung des Grundwasserspiegels oder dgl. eine wesentliche Verminderung erfahren.

Die rein praktische Bewertung der vorliegenden Verhältnisse führt auf das interessante Ergebnis, daß aus Pfeilern automatisch Pfähle werden, und zwar um so mehr, je weniger eine Lastübertragung durch den Pfahlmantel auf das Erdreich stattgefunden hat. Laboratoriumsversuche haben gezeigt, daß sich unter dem Pfeiler ein Verdichtungskörper bildet, der bei kreisförmigen Querschnitte des Pfeilers einen Kegel bildet, dessen Neigungswinkel gegen die Horizontale wesentlich von der inneren Reibung des Erdmaterials abhängt. Wenn schon die Laboratoriumsversuche, die bekanntlich in sandigem, künstlich eingestampften Material ausgeführt wurden, als Verdichtungskörper unter dem Pfahle nahezu einen Kegel ergeben haben, so wird dies in gewachsenem Erdreich um so eher zutreffen, als dasselbe ja auch mehr oder minder befähigt ist, Zugkräfte aufzunehmen. (Siehe auch S. 24.)

Das Verdichtungsgebiet unter der Spitze tritt vor allem dann auf, wenn der Pfeiler sich in Setzung befindet. Hierdurch erhält der Pfeiler einen gewissen Sicherheitsrückhalt, da er dann zu einem Pfahle wird, dessen Tragfähigkeit größer ist, als die des Pfeilers.

2. Besondere Pfahlformen.

a) **Pfähle mit Fußverbreiterung.** Das Prinzip dieser Pfähle besteht darin, daß auf normalem Wege, durch Rammen, Bohren oder mittels des Einspülverfahrens erzeugte Pfähle durch besondere Maßnahmen eine Verbreiterung an ihrem Fußende erhalten.

Um die Vorteile dieser Pfähle zu erkennen, bedarf es nur des Hinweises auf die Ergebnisse des ersten Abschnittes, laut welchen eine Vergrößerung des Pfahlquerschnitts auch eine Vergrößerung der Pfahltragfähigkeit im Gefolge hat. Durch die Verbreiterung der Spitze, wie sie bei den hier in Frage stehenden

Pfählen zur Ausführung gelangt, wird aus dem Pfahl ein Pfeiler. Es muß sohin, sollen die der Spitzenwirkung entsprechenden Vorteile nicht verloren gehen, die Verbreiterung eine ganz bestimmte Größe erlangen. Es ist wohl nach der Theorie von Schwedler (Zentralblatt der Bauverwaltung 1891) anzunehmen, daß sich auch unter einem stumpf abgeschnittenen Körper (Pfeiler) eine kegelförmige Spitze bildet ¹⁾, so daß der Pfeiler zu einem zylindrischen Pfahle mit einer Erds Spitze wird, doch kann davon hier keine Rede sein, da das Erdreich unterhalb und seitlich der ursprünglichen Pfahlspitze während der Herstellung des Pfahles gewaltsam in einen unregelmäßig gestalteten Verdichtungskörper verwandelt wird, sohin unter der ruhenden Last eine weitere, der Kegelspitze ähnliche Verdichtung nicht mehr eintreten kann.

Nach früheren Ausführungen ist die Tragfähigkeit des zylindrischen Pfahles

$$P = \frac{d^2 \pi}{4} (1 + \mu \cotg \alpha) \dots \dots \dots 9)$$

Soll ein Pfeiler vom Durchmesser D die gleiche Tragfähigkeit bei gleicher Beanspruchung des Baubodens besitzen, so muß wegen

$$\frac{D^2 \pi}{4} p = \frac{d^2 \pi}{4} p (1 + \mu \cotg \alpha)$$

$$D = d \sqrt{1 + \mu \cotg \alpha} \dots \dots \dots 40)$$

Für die bereits mehrfach verwendeten Werte $\cotg \alpha = 3$ und $\mu = 0,5$ müßte sohin

$$D \doteq 1,6 d.$$

Wie an ausgegrabenen Pfählen dieses Systems des öfteren zu ersehen war, scheinen solche Vergrößerungen tatsächlich im allgemeinen möglich zu sein, somit liegt der Vorteil der Pfähle mit Fußverbreiterung gegenüber den zylindrischen Pfählen, aus denen sie entstanden sind, in einer Vergrößerung der Tragfähigkeit bei gleicher Inanspruchnahme des Baubodens.

¹⁾ Laboratoriumsversuche (z. B. von Bauinspektor Geiß besprochen in „Beton u. Eisen“ 1911, XX: „Ein Beitrag zum Problem des Ramm-pfahls“) bestätigten dies insoweit, daß unter dem Pfeiler wohl „niemals eine Spitze, wohl aber eine annähernd halbkugelförmige Ausrundung der Spitze“ zu konstatieren war. Hierbei ist allerdings nicht zu übersehen, daß das gewachsene Erdreich eine gewisse Kohäsion besitzt, welche dem künstlich in Behälter eingestampftem Erdreich völlig mangelt.

Hingegen tritt folgender Nachteil praktischer Natur auf. Da die Verbreiterung naturgemäß von der Beschaffenheit des Erdmaterials abhängt, so fällt sie bei den Pfählen verschieden groß aus, wodurch der durch die Rammung erreichte gleiche Sicherheitsgrad der Pfähle gegen Erreichung einer bestimmten Setzungsgröße wieder verloren geht.

Auch im Hinblick des Kostenpunktes dürfte kaum ein Vorteil, insbesondere bei jenen Pfählen zu erzielen sein, welche nach der normalen Rammung die Verbreiterung dadurch erhalten, daß der in das Rammloch eingebrachte Beton durch entsprechend kräftige, besonders geformte Rammhären in die Seitenwandungen des Erdloches verdrängt wird. Bei der wirtschaftlichen Bewertung dieses doppelt erforderlichen Rammens ist nicht zu übersehen, daß der Beton nunmehr Bodenschichten zu verdrängen hat, welche schon gelegentlich der ersten Rammung verdichtet wurden, sohin einer weiteren Verdrängung erheblich größeren Widerstand entgegensetzen.

Ferner ist der Umstand zu berücksichtigen, daß, falls die über der Verbreiterung lagernden Bodenschichten sich noch in Nachsetzung befinden, der Pfahl eine Mehrbelastung erhält. Zur Illustrierung dieser Tatsache sei an der Hand von dem „Handbuch für Eisenbetonbau“ (Grundbau) entnommenen Angaben über einen ausgeführten und nachträglich ausgegrabenen Pfahl mit Fußverbreiterung folgendes kleine Beispiel durchgerechnet.

Die Pfahllänge betrug 7,20 m, der Pfahldurchmesser (dem Lichtbilde maßstäblich abgegriffen) etwa 50 cm. Die Fußverbreiterung war 1,30 m, deren Höhe ca. 0,70 m. Der Pfahl steckte auf 5,40 m in Füllmaterial und auf 1,80 m in weichem Ton. Die Belastung war 40 000 kg.

Für den nicht verbreiterten zylindrischen Originalpfahl (mit $\cotg \alpha = 3$ und $\mu = 0,5$) ergibt sich nach Gleichung 9 der Einheitsdruck des Erdreichs

$$p = \frac{4 \times 40\,000}{50^2 \cdot \pi \cdot 2,5} = 8 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den verbreiterten Pfahl hingegen ergibt sich eine Bodenbeanspruchung nach Gleichung 8)

$$p_1 = \frac{4 \times 40\,000}{130^2 \pi} = 3 \text{ kg/cm}^2.$$

Befindet sich das über der Verbreiterung liegende Erdreich in Setzung, so entsteht unter der Annahme eines Einheitsgewichtes des Erdreichs von 1600 kg/m^3 eine Mehrbelastung des Pfahles von

$$\Delta P = \frac{\overline{(1,30^2 - 0,50^2)} \cdot \pi}{4} \times 6,50 \times 1600 \doteq 11\,700 \text{ kg.}$$

Hierzu das Mehrgewicht des verbreiterten Teiles von

$$\Delta P_1 \doteq \frac{[(\overline{1,3^2} \times 3) - \overline{0,50^2}] \pi}{12} \times 0,70 \times 2200^1 \doteq 1960 \text{ kg,}$$

somit eine totale Mehrbelastung

$$\Delta P = 13\,660 \text{ kg.}$$

Durch diese Mehrbelastung wird der Bodendruck um

$$\Delta p = \frac{13\,660 \times 4}{130^2 \pi} \doteq 1 \text{ kg/cm}^2$$

wieder erhöht, wodurch somit der angestrebte Zweck der Verbreiterung zum Teil illusorisch wird.

Wenn die Verbreiterung der Pfähle so groß ist, daß sich an ihrem unteren Ende ein zusammenhängender Betonbalken bildet (wie dies in der Praxis manchmal festzustellen war), so kann diese Ausführung — wenn sie erforderlich sein sollte — nur dann einen wirtschaftlichen Vorteil haben, wenn die Herstellung eines solchen Rostes auf normalem Wege durch Ausschachten und nachträgliches Betonieren in die offene Baugrube wegen Wasserandranges oder dgl. auf bedeutende Schwierigkeiten stieße. Aber auch in diesen Fällen muß es vom Standpunkte der Praxis als Nachteil bezeichnet werden, daß im voraus eine Gewähr für das Maß der Verbreiterung nicht gegeben werden kann, ja daß selbst auch während der Ausführung jeder sichere Anhaltspunkt über den erzielten Sicherheitsgrad (infolge Unkenntnis des Verbreiterungsmaßes) fehlt.

b) Pfähle mit wulstförmigen Schaftverbreiterungen. Bei Betonpfählen, die dadurch hergestellt werden, daß ein in das

¹⁾ Gewicht des verbreiterten Teiles abzüglich Gewicht der ursprünglichen Pfahlspitze, deren Rauminhalt gleich ist

$$\frac{\overline{0,5^2} \pi}{12} \times 0,70$$

Erdreich abgesenktes Vortreibrohr (Senkhülle) unter gleichzeitigem Einstampfen von Beton zurückgezogen wird, entstehen am Pfahle wulstförmige Verbreiterungen, da der eingestampfte Beton weichere Bodenschichten leichter und ausgiebiger verdrängt als festere Schichten.

Laut Ergebnisses der S. 7 haben diese Pfähle eine größere Tragfähigkeit als die zylindrischen Originalpfähle. da die Projektion des Pfahles auf eine zur Achse normal stehende und auf eine die Achse enthaltende Ebene nunmehr größer ist.

Dieser Vorteil kann allerdings dem Bedenken keinen Abbruch tun, daß hier, wie bei den Pfählen mit Fußverbreiterung, eine Einhaltung des gleichen Sicherheitsgrades bei allen einem zusammenhängenden Bauwerk angehörigen Pfählen infolge der Unmöglichkeit einer Dosierung der Verbreiterungen ausgeschlossen ist.

Eine Vergrößerung der Reibung durch die Wülste kann meines Erachtens kaum auftreten. Vor allem könnte nur die Reibung an der Pfahlmantelfläche in Betracht kommen, da die unteren Begrenzungsflächen der Wülste eine so große Neigung gegen die Lotrechte haben (α sehr groß), daß $\mu \cotg \alpha$ nur sehr klein sein kann. Wenn berücksichtigt wird, daß Wülste besonders in schlammigen oder erdigen, kurz in weichen Bodenschichten auftreten, die eher mit dem Begriffe der Glattheit, Schlüpfrigkeit als mit dem Begriffe der Reibung gekennzeichnet sind, so wird wohl zugegeben werden müssen, daß auch die Umfangsreibung keine bedeutende sein kann.

Diese Pfähle erlangen durch die Wülste eine Verankerung gegen das Herausziehen, ein Vorteil, dem vom praktischen Standpunkte wohl nur eine geringe Bedeutung beigemessen werden kann.

IV. Die Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen.

1. Die statische Methode.

a) **Belastungsproben.** Die größte Sicherheit und Einwandfreiheit bei der Bestimmung des Gesamteindringungswiderstandes (Tragfähigkeit) eines Pfahles bietet ohne Zweifel die Belastungs-

probe. Sie besteht bekanntlich darin, daß ein Pfahl oder eine Gruppe von Pfählen entsprechend langsam womöglich bis zur äußersten Belastungsgrenze oder aber bis zu einer bestimmten Setzungsgrenze belastet wird. Die sich hierbei ergebenden Setzungen ermöglichen zuverlässig die Festsetzung des für einen Pfahl zulässigen Baulastanteils. Die Belastung von Pfahlgruppen hat gegenüber der Belastung einzelner Pfähle den Vorteil, daß sie den bei der Gründung des Bauwerks auftretenden Verhältnissen insofern näher kommt, als hierbei gleichfalls die erhöhte Bodenverspannung als Folge der wechselseitigen Einwirkung der Bodenverdichtungsgebiete auftritt. Dagegen haftet der Belastung von Pfahlgruppen der unleugbare Nachteil an, daß sie sehr viel Belastungsmaterial erfordert. Stößt schon die Belastung bis zu einer bestimmten Setzungsgrenze aus diesem Grunde auf gewisse Schwierigkeiten, so ist eine Fortführung der Probe bis zur äußersten Belastungsgrenze praktisch meistens unmöglich. Mit um so größerem Vorteile werden sohin Belastungen einzelner Pfähle vorgenommen, als die hierbei gewonnenen Ergebnisse bei der Ausführung der Pfahlgründung infolge der erhöhten Bodenverspannungen nur günstiger werden können.

Die Durchführung einer Belastungsprobe erfordert peinlichste Genauigkeit in der Registrierung der Setzungen und insbesondere Hintanhaltung aller Umstände, welche eine Störung der rein statischen Beanspruchung zur Folge haben könnten, wie z. B. zu rasches Aufbringen der Last, oder Erschütterungen in unmittelbarer Nähe. So konnte ich bei der Gründung einer Kirche in Warschau wahrnehmen, daß ein unter der vollen Last bereits seit etwa vier Wochen zur Ruhe gelangter Probepfahl weitere Nachsetzungen aufwies, als mit dem Fortschreiten der Gründungsarbeiten die Rammung in der Nähe der Probe angelangt war. Aus diesem Grunde ist es auch nicht zu empfehlen, bei großen Bauwerken oder bei unmittelbar nebeneinander liegenden Baustellen die Arbeitseinteilung so zu treffen, daß auf einem bereits fundierten Gebäudeteile das aufgehende Mauerwerk rasch aufgeführt wird, während in benachbarten Teilen noch gerammt wird. In solchen Fällen sind ungleichmäßige Setzungen um so unausbleiblicher, je größere Fallgewichte und Hubhöhen angewendet werden, und in je lockereren Bodenschichten die Pfähle des bereits in Ausführung begriffenen Gebäudeteiles stecken.

Das zentrische, gleichmäßige und ruhige Aufbringen der Last auf einen verhältnismäßig kleiner Pfahlkopf erfordert viel Umsicht und Geduld. Zur Erleichterung sind des öfteren sogenannte Belastungsstühle konstruiert worden. So zeigt z. B. die Abb. 9

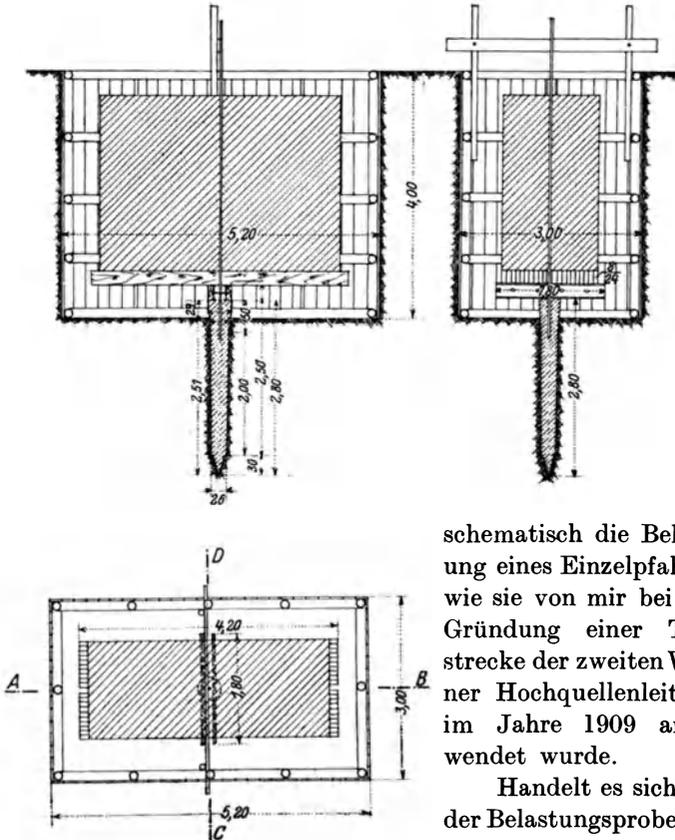


Abb. 9.

schematisch die Belastung eines Einzelpfahles, wie sie von mir bei der Gründung einer Teilstrecke der zweiten Wiener Hochquellenleitung im Jahre 1909 angewendet wurde.

Handelt es sich bei der Belastungsprobe um die Feststellung oder die Erforschung wissenschaftlicher Fragen, so muß selbstverständlich vermieden werden, durch einen über dem Pfahlkopfe aufgeführten Pfeiler einen Teil der Last durch unmittelbare Druckbeanspruchung des Erdreichs dem Pfahle zu entziehen. Rein praktische Bedürfnisse lassen jedoch dieses Hilfsmittel als sehr willkommen scheinen, da es das Aufbringen und die zentrische Verteilung des Be-

lastungsmaterials in hohem Maß erleichtert. Eine Übertragung der bei einer solchen Belastungsprobe gezeitigten Ergebnisse auf die tatsächliche Gründung des Bauwerks erheischt jedoch, daß jedem Pfahl ein ebenso großer mittragender Teil der Bodenfläche zugewiesen werde, wie er bei der Probe dem Pfahle zugewiesen war. Die Breite des sämtliche Pfähle verbindenden Fundamentrostes ist sohin entsprechend dem bei der Belastungsprobe über dem Pfahl aufgeführten Pfeiler zu wählen.

Die bei der Pfahlbelastung sich ergebenden Setzungen werden in der Regel in einem Schaubild aufgetragen, etwa in der aus der Abb. 10 ersichtlichen Weise. Dieses Bild ist einer meiner früheren Veröffentlichungen entnommen. (Siehe die unter 14 ausgewiesene Schrift.)

Der Verlauf dieses Schaubildes ist für alle Pfähle typisch, welche genügend tief abgesenkt wurden. Zunächst ist eine mit der Lastzunahme fast gleichmäßig zunehmende Setzung zu beobachten: bei der weiteren Lastvergrößerung wachsen die Setzungen plötzlich stark an, so daß im Schaubild ein auffallender Bruchentsteht. Von dieser die große Setzungszunahme bewirkenden Last wird selbstverständlich aus Sicherheitsrücksichten nur ein Teil als zulässige Pfahlbelastung angenommen. Im vorliegenden Falle der Abb. 10 wurde dieser Teil mit 75 v. H. festgesetzt.

Wegen des großen Zeit- und Kostenaufwandes werden Belastungsproben an Pfählen verhältnismäßig selten durchgeführt. Sie kommen vor allem für wissenschaftliche Untersuchungen in Betracht und in allen Fällen, wo es sich darum handelt, die auf andere Weise festgesetzte zulässige Pfahlbelastung zu überprüfen. Um die Kosten einer Belastungsprobe möglichst zu verringern wird das Belastungsmaterial tunlichst dem auf der Baustelle verwendeten Baumaterial, wie Ziegel, Zement, Pflastersteine u. dgl., entnommen und die Probe an einer Stelle ausgeführt, die dem Baufortschritte möglichst wenig hinderlich im Wege liegt.

Neben der Möglichkeit der wissenschaftlichen Verwertung hat die Belastungsprobe noch den Vorteil, daß sie für alle Pfähle ohne Unterschied der Herstellungsart (Rammen, Bohren, Einspülen usw.) in gleicher Weise Anwendung finden kann.

b) Die statisch-rechnerische Methode. Unter den in der Einleitung gemachten Voraussetzungen ist die Berechnung der Tragfähigkeit eines Pfahles mit Hilfe statischer Gleichgewichts-

bedingungen bereits im ersten Abschnitte gegeben. Danach ist die Tragfähigkeit eines zylindrischen Pfahles gemäß der Abb. 1 b

$$P_{II} = P_I (1 + \mu \cotg \alpha) \dots \dots \dots 9)$$

und eines verjüngt geformten Pfahles gemäß der Abb. 1 c

$$P_{III} = P_I (1 + \mu \cotg \alpha_1) - \mu p \frac{d_1^2 \pi}{4} (\cotg \alpha_1 - \cotg \alpha) \dots 10)$$

Diese Gleichungen setzen voraus, daß p und μ bekannt sind.

Über den zulässigen Bodendruck sind in allen einschlägigen Lehr- und Handbüchern Erfahrungswerte angegeben, die jedoch für den vorliegenden Zweck der Bestimmung der theoretischen Größe der Pfahltragfähigkeit nicht verwendbar sind, da hier unter p jener Einheitsbodendruck zu verstehen ist, bei dem nur Verzerrungen des Erdreichs eintreten. Desgleichen sind auch für μ in einigen Büchern (z. B. im „Grundbau“ von Brennecke) entsprechende Angaben zu finden.

Die Bestimmung der Größe des Einheitsbodendruckes p und des Reibungsbeiwertes μ harrt noch der Erledigung. Der von vielen Seiten beklagte Mangel an ausreichenden und erschöpfenden Versuchen auf dem Gebiete des Pfahlbaues läßt alle Bemühungen, dem statischen Verhalten der Pfähle mit streng wissenschaftlichen Theorien näherzukommen, vorläufig ziemlich aussichtslos erscheinen.

Die folgenden Ausführungen sollen beiläufig ein Bild darüber geben, welche Fülle wichtiger Fragen durch einfache Belastungsversuche ihrer Lösung zugeführt werden kann.

Vor allem sei jedoch festgestellt, daß alle Ergebnisse, welche aus an Pfählen vorgenommenen Belastungen abgeleitet werden, stets einem ideellen Erdreich entsprechen, welches die Eigenschaften sämtlicher vom Pfahle durchfahrener Bodenschichten besitzt. Diese Tatsache schließt den Vorteil in sich, daß hierbei stets auch alle jene Einflüsse örtlicher Natur berücksichtigt erscheinen, die sonst, sei es wegen Unmöglichkeit der statischen Wertung, sei es zwecks Erleichterung der theoretischen Behandlung unberücksichtigt bleiben.

Bei jeder entsprechend durchgeführten Pfahlbelastung kann konstatiert werden, daß bei der der Vollbelastung folgenden Entlastung mehr oder weniger eine Hebung des Pfahles eintritt

daß im Falle der Abb. 10 der Pfahl auf seine ganze Länge in äußerst weichem lehmigen Boden steckte, bei dessen grober Untersuchung stark elastische Eigenschaften wahrgenommen werden konnten. Der Pfahl der Abb. 11 hingegen steckte mit ungefähr dem untersten halben Meter in schotterigen Ablagerungen, mit dem oberen Teile in, aus Kehrlicht, Schutt u. dgl. bestehender Anschüttung, von denen a priori ein nennenswertes elastisches Verhalten nicht zu erwarten war.

Die auf die angegebene Weise bestimmte „Grenzlast“, bis zu welcher bloß elastische Veränderungen des Erdreichs auftreten, spielt sohin die Rolle einer Elastizitätsgrenze (kg/cm^2).

Die Kenntnis der Grenzlast ermöglicht, aus den Gleichungen 9 oder 10 die entsprechende Elastizitätsgrenze zu berechnen. In gleichartigen Fällen wird sohin die Bestimmung der Grenzlast aus bereits bekannter Elastizitätsgrenze (p) keiner Schwierigkeit unterliegen.

Für den Pfahl der Abb. 10 berechnet sich die Elastizitätsgrenze wie folgt:

$$d = 35 \text{ cm}, d_1 = 25 \text{ cm}, \cotg \alpha = 4, \cotg \alpha_1 = 80, \mu = 0,5, \\ P = 6861 \text{ kg vermehrt um das Eigengewicht des Pfahles} \\ \text{von ca. 619 kg, somit } P = 7480 \text{ kg.}$$

Die Gleichung 10 ergibt somit:

$$7480 = \left[\frac{1225 \pi}{4} \times 41 - \frac{625 \pi}{8} \times 76 \right] \cdot p \\ p = 0,36 \text{ kg/cm}^2.$$

Analog ergibt die Durchführung dieser Rechnung für den Pfahl der Abb. 11 und für die besonderen Werte:

$$d = 32 \text{ cm}, d_1 = 25 \text{ cm}, \cotg \alpha = 3, \cotg \alpha_1 = 80, \mu = 0,5, \\ P = 28\,000 \text{ kg, zuzüglich von 300 kg für das Eigengewicht} \\ \text{also } P = 28,300 \text{ kg,}$$

die Größe

$$p = 2 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierbei darf, um diese Werte richtig einschätzen zu können, nicht übersehen werden, daß die Formeln 9 und 10 unter den in der Einleitung gemachten Voraussetzungen entwickelt wurden, daß sohin die mitwirkenden Ursachen des Eindringungswiderstandes (wie elastischer Erddruck, Ungleichförmigkeit der Erd-

dichte usw.) nicht berücksichtigt wurden. Sohin gehen die angeführten Formeln einen zu kleinen Wert von P . Da jedoch im vorliegenden Falle der den tatsächlichen Verhältnissen entsprechende größere Wert von P eingesetzt wurde, der das p enthaltende rechte Teil der Gleichungen 9 und 10 jedoch unverändert blieb, so folgt daraus, daß hier das p nicht aus einer Gleichung, vielmehr aus einer Ungleichung von der allgemeinen Form $P > C \cdot p$ berechnet wurde. Es ist somit der oben berechnete Wert von p gemäß der Ungleichheit $p < \frac{P}{C}$ zu ermäßigen.

Vom Standpunkte der Praxis fällt dieser Umstand nicht ins Gewicht, da, wie bekannt, auf eine Bodenbelastung, welche ausschließlich elastische Veränderungen des Erdreichs hervorruft, kaum jemals Anspruch gemacht wird, man vielmehr ohne weiteres in der Regel Belastungen zuläßt, die auch bleibende Zusammenrückungen des Erdreichs hervorrufen.

Es bedarf wohl außer dem Hinweis auf die völlige Analogie hinsichtlich der Auswertung der Versuchsergebnisse keiner besonderen Erwähnung, daß auch die Belastung von Pfeilern zur Bestimmung der Elastizitätsgrenze p benützt werden kann, für welchen Fall die Formel 8 als maßgebend in Betracht kommt. Ist der Pfeiler freistehend, so ist, weil mitwirkende Umstände hier nicht auftreten, das Ergebnis der Gleichung 8 nicht zu ermäßigen. Doch ist dies dann notwendig, wenn der Pfeiler allseits vom Erdreich umschlossen ist.

Mit Vorteil werden zu derartigen Belastungsversuchen „Bodendruckpfähle“ verwendet, die im wesentlichen aus einer Pfahlspitze mit einem kurzen Schaftstück bestehen. Ein solcher Bodendruckpfahl hat den Vorteil, daß die Handhabung eine wesentlich einfachere ist, und daß mit verhältnismäßig geringem Belastungsmaterial das Auslangen gefunden wird. Solche Bodendruckpfähle statt ganzer Pfähle zu belasten, ist von Ing. Stern im Jahre 1908 vorgeschlagen und die praktische Verwendbarkeit im gleichen Jahre von mir erprobt worden. Näheres hierüber in der unter 14 ausgewiesenen Schrift.

Die Belastung von Bodendruckpfählen hat neben ihren mannigfachen Vorteilen jedoch den Nachteil, daß ihre Ergebnisse nur für eine verhältnismäßig dünne Bodenschicht Geltung

besitzen, daß sohin Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit des ganzen Pfahles mit einer gewissen Vorsicht insbesondere dann gemacht werden müssen, wenn es nicht unzweifelhaft feststeht, daß die vom Pfahle durchfahrenen Bodenschichten in ihrer Gänze hinsichtlich ihrer Zusammendrückbarkeit jener Bodenschichte gleichen, in welcher die Bodendruckprobe vorgenommen wurde. Aber selbst bei völliger Gleichartigkeit der Bodenschichten kann der Einfluß der mitwirkenden Ursachen auf die Tragfähigkeit des Pfahles durch die Bodendruckprobe allein automatisch nicht berücksichtigt werden.

Hingegen gibt die Durchführung einer Bodendruckprobe als Parallelversuch zu einer in dem gleichen Material vorgenommenen Belastung eines Pfahles wichtige Aufschlüsse über die Größe des Einflusses der mitwirkenden Ursachen des Verdrängungswiderstandes. Dies soll an einem Beispiele klargelegt werden, zu welchem die Angaben der bereits früher erwähnten — allerdings zu einem ganz anderen Zwecke durchgeführten — Bodendruckprobe und der in dem völlig gleichartigen Boden vorgenommenen Probebelastung (Pfahl der Abb. 10) entnommen werden.

Wie schon erwähnt, bestand der Bauboden bis auf große Tiefe aus einem ganz gleichartigen schlammigen Lehm, dessen Elastizitätsgrenze nach dem Ergebnis des Beispiels auf S. 34 $p = 0,36 \text{ kg/cm}^2$ betrug

Die im gleichen Material durchgeführte Bodendruckprobe, deren Verlauf durch die nebenstehende, einer meiner früheren Veröffentlichungen (siehe die unter 14 ausgewiesene Schrift) entnommene Tabelle gegeben ist, ergab die maßgebende, bloß elastische Deformationen hervorrufende Belastung $P = 100 \text{ kg}$. Da der Bodendruckpfahl zylindrisch war ($d = 25 \text{ cm}$, $\cotg \alpha = 4$) so kommt hier die Gleichung 9 in Betracht, aus welcher folgt:

$$p = \frac{4 \times 100}{625 \times \pi \times 3} = 0,07 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit dem vorhin berechneten $p = 0,36 \text{ kg/cm}^2$ verglichen, ist zunächst zu konstatieren, daß die Elastizitätsgrenze infolge des gemeinsamen Einflusses der Pfahlverjüngung und der mitwirkenden örtlichen Verhältnisse ca. 5 mal größer ist.

Um den Einfluß der mitwirkenden Ursachen des Eindringungswiderstandes allein zu erkennen, dient folgende Überlegung.

Tag	Stunde	Zuwachs an Belastung (kg)	Gesamtbelastung (kg)	Ablesung		Eindringung (cm)		Anmerkung
				vor	nach	einzel	zusammen	
				Aufbringung der Last				
9. Mai 1908	4 ⁰⁰	—	30	0	0	15,40	15,40	30 kg ist das Gewicht des Bodendruck-Probepfahles + Gewicht des Gasrohres. Die Belastung ist gebildet durch 300 kg Walzträger und 300 Mauerziegel zu je 4,70 kg.
	5 ⁰⁰	1005	1035	0	23,10	23,10	38,50	
	5 ¹⁰	235	1270	23,10	25,24	2,14	40,64	
	5 ³⁰	470	1740	25,24	30,44	5,20	45,84	
	6 ³⁰	470	1740	30,44	31,88	1,44	47,28	
10. Mai	7 ⁰⁰	470	1740	31,88	33,42	1,54	48,82	
	11 ⁰⁰	470	1740	33,42	33,63	0,21	49,03	
	2 ⁰⁰	470	1740	33,63	33,78	0,15	49,18	
	6 ⁰⁰	470	1740	33,78	33,97	0,19	49,37	
11. Mai	7 ⁰⁰	470	1740	33,97	34,33	0,36	49,73	0,07 cm weitere Nachsetzung noch verfügbar. Beginn der Entlastung.
	11 ⁰⁰	470	1740	34,33	34,40	0,07	49,80	
	1 ⁰⁰	470	1740	34,40	34,44	0,04	49,84	
	4 ⁰⁰	470	1740	34,44	34,49	0,05	49,89	
	5 ⁰⁰	470	1740	34,49	34,53	0,04	49,93	
	5 ⁰⁰	— 1410	330	34,53	34,13	—0,40	49,53	
12. Mai	7 ⁰⁰	—	330	34,13	33,96	—0,17	49,36	Elastische Pfahlhebung = 5,7 mm.

Wird der oben gefundene Wert $p = 0,36 \text{ kg/cm}^2$ im Verhältnis der Gleichung 13 zerlegt, so erhält man jenen Anteil, welcher der Pfahlspitze entspricht, aus

$$p_{sp} : (F_{sch} + p_{sp}) = 0,075 : 1,075$$

$$p_{sp} = \frac{0,075 \times 0,36}{1,075} = 0,025 \text{ kg/cm}^2$$

und den Anteil des Schaftes

$$p_{sch} = 0,36 : 1,075 = 0,335 \text{ kg/cm}^2.$$

Wird der Wert von $p_{sp} = 0,025 \text{ kg/cm}^2$ dem der Bodendruckprobe entnommenen Werte $p = 0,07 \text{ kg/cm}^2$ gegenübergestellt, so ist ein Unterschied von $0,045 \text{ kg/cm}^2$ (ca. 64 %) zu konstatieren. Derselbe ist dadurch erklärt — wenn man von etwa vorhandenem, durch oberflächliche Untersuchung allerdings nicht feststellbarem Unterschied in der Beschaffenheit des Erdmaterials ganz absieht — daß die Gleichung 13 einen Einfluß mitwirkender örtlicher Bodenverhältnisse gemäß den Voraussetzungen überhaupt nicht berücksichtigt, sohin insofern fehler-

hafte Ergebnisse liefert, als die durch Engels durch Laboratoriumsversuche nachgewiesene Tatsache, daß ein Großteil der Last bereits in höheren Bodenschichten aufgenommen wird, wodurch gewissermaßen eine Entlastung der unteren Bodenschichten eintritt, gar nicht zum Ausdruck kommt.

Auf einfache Weise läßt sich auch die Größe des Reibungsbeiwertes μ durch Belastungsversuche feststellen. Zu diesem Behufe wird ein Pfahl (auch hier wird zweckmäßig von Bodendruckpfählen Gebrauch gemacht), dessen Spitzenlänge t und dessen Kantendurchmesser d ist, bis zur Pfahlkante (d. i. also bis zur Tiefe t) abgesenkt. Hierzu ist eine Belastung erforderlich, deren, in diesem Falle bekannte, Größe P_{II} nach der Gleichung 9 ausgedrückt werden kann durch

$$P_{II} = \frac{d^2 \pi}{4} (1 + \mu \cotg \alpha).$$

Ferner wird in dem gleichen Erdreich ein Pfeiler vom Durchmesser d so weit belastet, bis die gleiche Absenkungstiefe t erreicht wird. Die hierzu erforderliche, ebenfalls bekannte Belastung P_I ist nach der Gleichung 8

$$P_I = \frac{d^2 \pi}{4} \cdot p.$$

Wird p aus der letzten Gleichung berechnet und in die frühere eingesetzt, also

$$p = \frac{4 P_I}{d^2 \pi}$$

$$P_{II} = P_I (1 + \mu \cotg \alpha).$$

so läßt sich nunmehr die Reibungsgröße μ wie folgt bestimmen:

$$\mu = \frac{P_{II} - P_I}{P_I \cotg \alpha} \quad \dots \quad 41)$$

Ohne in weitere Details einzugehen, sei nur noch darauf hingewiesen, daß einige Autoren, wie Rankine, Griffith, Boussinesque u. a., versucht haben, die mitwirkenden Ursachen des Eindringungswiderstandes auch theoretisch zu behandeln. Da jedoch diese Autoren selbst nachdrücklich darauf hinweisen, daß eine Erhärtung der rein theoretisch erlangten Ergebnisse auf dem Versuchswege eine unbedingte Notwendigkeit ist, so genüge es, auf diese interessanten und lehrreichen Studien hinzuweisen.

c) **Die statisch-geometrische Methode.** Diese von Stern in seinem „Problem der Pfahlbelastung“ zum ersten Mal entwickelte Methode stützt sich im wesentlichen auf die Kenntnis gewisser, jeder Bodengattung eigentümlicher Festwerte, deren Größe in der Regel erst fallweise bestimmt werden muß, das Verdrängungsmaß (ξ) und die Verdrängungsfestigkeit (f). Die Kenntnis von ξ ermöglicht die Bestimmung des durch einen abgesenkten Pfahl erzeugten Verdichtungsgebietes auf rein geometrischem Wege.

Bedeutet nämlich γ die Tiefe einer Bodenverdichtungswirkung, die dadurch entstanden ist, daß eine ebene Fläche bis auf das senkrecht zu derselben gemessene Maß n in den Boden eingedrückt wurde, so ist das Verdrängungsmaß durch die Verhältniszahl gegeben

$$\xi = \frac{\gamma}{n}.$$

Wie zahlreiche Versuche gezeigt haben, ist das Maß ξ für Bodengattungen gleicher Dichte in gewissen Grenzen ein Festwert und sohin geeignet, einen Wertmesser für die Zusammendrückbarkeit (schlechthin auch Tragfähigkeit) einer Bodengattung abzugeben. Der Vorschlag Sterns, derartige, auf die Bestimmung des ξ abzielende Versuche in großer Zahl für alle möglichen Bodengattungen in den verschiedensten Tiefenlagen durchzuführen, ist entschieden zu begrüßen, da hierdurch eine skalarmäßige Darstellung der Zusammendrückbarkeit der verschiedenen Bodengattungen wenigstens denkbar wäre.

Die kubische Verdrängungsfestigkeit f ist ein statischer Wertmesser (in Kilogramm für eine Raumeinheit) für die passive Druckfähigkeit des durch das Einrammen eines Pfahles in den umliegenden Bodenschichten erzeugten Verdichtungsgebietes.

Ist das Verdrängungsmaß ξ und die räumliche Ausdehnung des Verdichtungsgebietes bekannt, so gibt das Produkt: kubische Verdrängungsfestigkeit mal Rauminhalt des Verdichtungsgebietes selbstverständlich den Eindringungswiderstand.

Näheres hierüber ist in den unter 14 und 26 ausgewiesenen Schriften zu finden.

2. Die dynamische Methode.

a) **Einleitende Bemerkungen.** Bekanntlich sind beim Rammen sowohl die Rammkörper, d. s. Pfahl und Rammbar, als auch das Erdreich bleibenden und elastischen Formänderungen (Verzerrungen) unterworfen. Doch soll im folgenden die Deformation des Rammbaren als verschwindend klein gegenüber der Deformation des Pfahles unberücksichtigt bleiben, ferner soll die bleibende Deformation des Pfahles nicht besonders berücksichtigt, sondern ihre Größe gemeinschaftlich mit der bleibenden Formänderung des Erdreiches durch das Zeichen τ in die Rechnung eingeführt werden. Letztere Annahme erscheint gerechtfertigt, da alle gebräuchlichen Methoden zum Messen der Eindringungsgrößen stets neben der bleibenden Zusammendrückung des Baubodens gleichzeitig auch die des Pfahles ergeben. Übrigens ist letztere Größe immer sehr klein, andernfalls ein solcher Pfahl zum Rammen überhaupt nicht verwendet werden könnte. Weiter sollen auch jene Arbeitsverluste nicht besonders behandelt werden — die Begründung folgt später —, welche sich aus den verschiedenen Reibungsverlusten, aus der Überwindung der Trägheit der Pfahlmasse usw. ergeben.

Für die Berechnung des Eindringungswiderstandes kommen also als wesentlichste Größen in Betracht:

- τ die bleibende Zusammendrückung des Erdreichs und des Pfahles,
- e_1 die elastische Zusammendrückung des Pfahles und
- e_2 die elastische Zusammendrückung des Erdreichs.

In den bekannten Rammformeln erscheint nur die bleibende Zusammendrückung des Erdreichs und in einigen wenigen auch die elastische Pfahldeformation berücksichtigt, und es bleibt daher der Wahl des Sicherheitsgrades vorbehalten, diesen Mangel der Berechnung bei der praktischen Ausführung zu berücksichtigen. Allerdings kann bei näherem Eingehen auf die bekannten Rammformeln bei der Mehrzahl derselben das Bedenken nicht unterdrückt werden, daß bei der Ableitung derselben ein klares Bild des Rammvorganges überhaupt fehlte, und daß daher der bei Rammungen in der Regel eingehaltene hohe Sicherheitsgrad zum

größten Teil den ungeklärten statischen Verhältnissen zuzuschreiben ist.

Wie verschieden die solchen ungeklärten Verhältnissen entspringenden Rechnungsergebnisse sind, ist einer im „Handbuch für Eisenbetonbau“ von Oberbaurat v. Emperger veröffentlichten Zusammenstellung äußerst übersichtlich zu entnehmen. In derselben sind für einen und denselben Pfahl die Eindringungswiderstände nach sechs verschiedenen Formeln (Eytelwein, Brix, Hurtzig, Stern, Weisbach, Wellington) als Funktion der bleibenden Eindringung in einem rechtwinkligen Achsen-system aufgetragen. Diese Darstellung gibt für den dort behandelten Holzpfehl folgendes Ergebnis. Für das Gebiet der großen Eindringungen (z. B. für $\tau = 15$ mm pro Rammschlag) ist die Reihenfolge der Eindringungswiderstände — vom kleinsten zum größten geordnet — wie folgt:

1. Brix, Hurtzig etwa 8 t,
2. Wellington „ 10 t,
3. Eytelwein „ 13 t,
4. Stern „ 18 t,
5. Weisbach „ 30 t.

Für das Gebiet der kleinen Eindringungen hingegen (etwa für $\tau = 2$ mm) ergibt sich folgende Reihenfolge:

1. Hurtzig etwa 10 t,
2. Wellington „ 13 t,
3. Brix „ 40 t,
4. Stern „ 52 t,
5. Weisbach „ 82 t,
6. Eytelwein „ 112 t.

Durch diese Zahlen erübrigt sich jede weitere Erklärung. Wenn nun noch berücksichtigt wird, daß außer den großen relativen Unterschieden, selbst zwischen den Ergebnissen der als wissenschaftlich anerkannten Formeln (Eytelwein, Stern, Weisbach), auch noch absolute Fehlerquellen wegen Nichtberücksichtigung der Elastizität des Baubodens vorhanden sind, so kann über die Ungeklärtheit der statischen Verhältnisse sowie über die Notwendigkeit einer Klarlegung derselben wohl kein Zweifel sein.

b) Berechnung des Eindringungswiderstandes ohne Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens. Bezeichnen: R das

Rambbärgewicht (kg), Q das Pfahlgewicht (kg), H die Hubhöhe (cm), τ die einem Rammschlag entsprechende Eindringungsgröße (cm) und η die Stoßelastizitätsziffer ($0 < \eta < 1$). so lautet der Ausdruck für die kinetische Energie des Rammstoßes unter der Annahme vollkommen starrer Rammkörper:

$$\mathfrak{N}_s = R H \frac{R}{R + Q} \quad \dots \quad 43)$$

unter der Annahme unvollkommen elastischer Rammkörper:

$$\mathfrak{N}_\eta = R H \frac{R + \eta^2 Q}{R + Q} \quad \dots \quad 44)$$

und unter der Voraussetzung vollkommener Elastizität:

$$\mathfrak{N}_\varepsilon = R H \quad \dots \quad 45)$$

Es ist ohne weiteres zu ersehen, daß

$$\mathfrak{N}_s < \mathfrak{N}_\eta < \mathfrak{N}_\varepsilon \quad \dots \quad 46)$$

und zwar verhält sich

$$\mathfrak{N}_s : \mathfrak{N}_\eta : \mathfrak{N}_\varepsilon = R : (R + \eta^2 Q) : (R + Q) \quad \dots \quad 47)$$

Der von einigen Autoren behandelte Fall vollkommen unelastischer Körper, bei welchen also nur bleibende Deformationen auftreten, welche Eigenschaft mitunter auch als plastisch bezeichnet wird, ist hinsichtlich der beim Rammen erzielten kinetischen Energie mit den starren Rammkörpern identisch.

Die kinetische Energie des Rammstoßes wird bekanntlich zum Teil zu einer bleibenden, zum Teil zu einer elastischen Deformationsarbeit aufgebraucht, von denen die erstere gewöhnlich als nutzbare Arbeit (N), die letztere als „verlorene“ Arbeit (\mathfrak{B}) bezeichnet wird. Wenn auch hier — wie allgemein üblich — unter \mathfrak{B} bloß die Arbeit der inneren Kräfte (Spannungen) verstanden wird, so darf nicht übersehen werden, daß beim Rammen auch noch andere Arbeitsverluste auftreten. Hierbei ist zwischen solchen zu unterscheiden, die vor, und solchen, die nach dem Rammschlage in Erscheinung treten. Zu den ersteren gehören z. B. die Reibungswiderstände an der Rolle, an den Führungen des Rambären und des Pfahles, der Luftwiderstand, die Seil- oder Kettensteifigkeit usw. Durch dieselben wird die kinetische Energie des Rammstoßes verringert und sohin

ein entsprechend kleineres Eindringungsmaß τ erzielt. Eine Berücksichtigung dieser Arbeitsverluste läßt sich durch Einführung des von der Gattung der Ramme abhängigen Wirkungsgrades oder durch Wahl eines entsprechend hohen Sicherheitsgrades erreichen. Von Wichtigkeit ist vor allem die Erkenntnis, daß die rechnerische Vernachlässigung der erwähnten Arbeitsverluste in doppelter Hinsicht eine den rechnungsmäßigen Eindringungswiderstand vergrößernde Fehlerquelle enthält. Erstens wird für die dem Eindringungswiderstande direkt proportionale kinetische Energie ein zu großer Wert eingesetzt, und zweitens wird die dem Eindringungswiderstand umgekehrt proportionale, durch die besprochenen Arbeitsverluste verkleinerte Eindringungsgröße τ eingeführt.

Zu den Arbeitsverlusten, welche nach dem Rammschlage auftreten, gehören außer den ganz unwesentlichen Verlusten durch Umwandlung eines Teiles der kinetischen Energie in Wärme, Schall usw. noch jene Arbeitsverluste, welche durch die Überwindung der Trägheit der Pfahlmasse, der Mantelreibung und der zwischen Erdreich und Pfahl auftretenden Haftkraft entstehen. Durch diese Arbeitsverluste wird das Eindringungsmaß τ gleichfalls verkleinert, da sie jedoch erst nach dem Rammschlage zur Wirkung kommen und sohin die theoretisch berechnete Größe der kinetischen Energie unbeeinflußt lassen, so ist hier eine Unstimmigkeit zwischen dem errechneten und dem tatsächlichen Eindringungswiderstande, wie oben besprochen, nicht möglich.

Im allgemeinen lautet die zur Berechnung des Gesamteindringungswiderstandes eines Pfahles dienende Arbeitsgleichung:

$$\mathfrak{N} = N + \mathfrak{B} \quad 48)$$

da

$$N = (W - R - Q) \tau \quad 49)$$

so ist

$$\mathfrak{N} = (W - R - Q) \tau + \mathfrak{B} \quad 50)$$

und

$$W = \frac{\mathfrak{N} - \mathfrak{B}}{\tau} + R + Q \quad 51)$$

Unter der Annahme starrer, unvollkommen elastischer und vollkommen elastischer Rammkörper ergeben sich bei Benützung des bekannten Ausdruckes für die Formänderungsarbeit

Um diese allgemeinen Ausdrücke auf den besonderen Fall des zylindrischen und des verjüngt geformten Pfahles anwenden zu können, muß zunächst über die Größe der Deformationslänge (Δ), d. i. des Abstandes zwischen dem Angriffspunkte der äußeren Kraft (in der Regel die oberste Fläche des Pfahlkopfes) und dem Angriffspunkte des gesamten Eindringungswiderstandes Klarheit geschaffen werden. Zu diesem Behufe wird nachstehend versucht, die Lage des Angriffspunktes des gesamten Eindringungswiderstandes zylindrischer und verjüngt geformter Pfähle rechnerisch festzulegen.

c) Der Angriffspunkt des Eindringungswiderstandes und die Berechnung der Deformationslänge.

α) Bei zylindrischen Pfählen. Unter der Annahme gleicher Einheitspressungen längs des ganzen den Eindringungswiderstand hervorrufenden Pfahlkörpers fällt der Angriffspunkt des Eindringungswiderstandes mit dem Schwerpunkte des Pfahlkörpers zusammen.

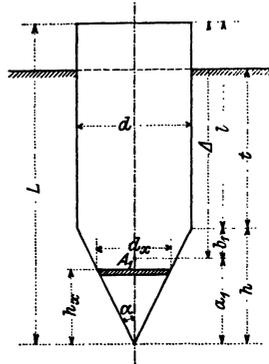


Abb. 12.

Für den zylindrischen Pfahl laut der Abb. 12 gilt, da im Hinblick auf die Deformationsarbeit die zur Pfahlachse normal stehenden Komponenten sowohl der Normalpressung (p) als auch des tangentialen Reibungswiderstandes (μp) vernachlässigt werden können, folgende Gleichung zur Bestimmung des Angriffspunktes des Gesamtwiderstandes:

$$\begin{aligned}
 p (1 + \mu \cotg \alpha) \int_0^{a_1} \pi d_x \cdot h_x \cdot dh + p (1 + \mu \cotg \alpha) \int_{a_1}^h \pi \cdot d_x h_x \cdot dh \\
 = p (1 + \mu \cotg \alpha) \cdot a_1 \int_0^h \pi \cdot d_x \cdot dh \quad . . . \quad 66)
 \end{aligned}$$

Diese Gleichung, welche eine Momentengleichung in bezug auf die Pfahlspitze darstellt, ergibt für den Abstand des Angriffspunktes von der Pfahlspitze nach Einführung von

$$d_x = \frac{d}{h} \cdot h_x$$

$$a_1 = \frac{2}{3} h \quad 67)$$

bzw. für den Abstand von der Pfahlkante

$$b_1 = \frac{h}{3} = \frac{d}{6} \cotg \alpha \quad 68)$$

Sohin ist die Deformationslänge eines zylindrischen Pfahles

$$\Delta = 1 + \frac{d}{6} \cotg \alpha \quad 69)$$

und der Verkürzungsfaktor

$$\alpha = \frac{1 + \frac{d}{6} \cotg \alpha}{F E} = \frac{6 l + d \cotg \alpha}{6 F E} \quad . . 70)$$

Da der Angriffspunkt der äußeren Kräfte in die oberste Fläche des Pfahlkopfes verlegt wurde, während er in Wirklichkeit infolge des hier vernachlässigten Eigengewichtes unterhalb der Kopf- fläche liegen muß, so wird der Sicherheit in erhöhtem Maße insofern Genüge getan, als eine größere Deformationslänge errechnet wurde, welche für den Eindringungswiderstand einen kleineren Wert ergibt. Naturgemäß kann der Einfluß des Eigen- gewichtes nicht groß sein, da dasselbe im Vergleiche zum Ramm- bürgerichte sehr klein ist.

Weiter sei darauf aufmerksam gemacht, daß es in der Regel zulässig ist, das zweite Glied der Gleichung 69, nämlich $\frac{d}{6} \cotg \alpha$ gegenüber 1 zu vernachlässigen. In diesem Falle ist also

$$\Delta = 1 \quad 69 a)$$

und

$$\alpha = \frac{1}{F E} \quad 70 a)$$

β) Bei verjüngt geformten Pfählen. Ist mit Beziehung auf die Abb. 13 der Angriffspunkt (A_1) des Spitzenwiderstandes und der Angriffspunkt (A_2) des Schaftwiderstandes gegeben, so ergibt sich der Angriffspunkt (A) des gesamten Eindringungs- widerstandes durch die Teilung der Strecke $A_1 A_2$ im umgekehrten Verhältnisse der Größe der Teilwiderstände.

Bedeutet sohin W_{sp} den Spitzenwiderstand, W_{sch} den Schaftwiderstand, so muß nach obigem

$$x : y = W_{sp} : W_{sch}$$

$$x : (x + y) = W_{sp} : W$$

$$x = \frac{W_{sp}}{W} \cdot (x + y) \quad \dots \quad 71)$$

$$y = \frac{W_{sch}}{W} \cdot (x + y) \quad \dots \quad 72)$$

Zur Auswertung dieser Ausdrücke ist außer den Teilwiderständen und dem Gesamtwiderstande die Kenntnis von $(x + y)$ erforderlich. Dieselbe wird nachstehend bestimmt.

$$x + y = a_1 + a_2.$$

Da a_1 bereits laut der Gleichung 67 bekannt ist, so ist nur a_2 zu berechnen. Obwohl auch hier die bloße Überlegung ergibt, daß der Angriffspunkt des Schaftwiderstandes — unter den gemachten Voraussetzungen — mit dem Schwerpunkte des abgesenkten Pfahlschaftes zusammenfällt, sei die Ableitung des bezüglichen Ausdruckes nachstehend entwickelt.

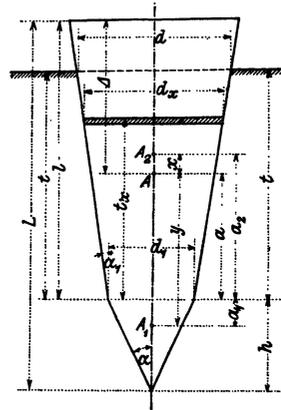


Abb. 13.

Die Momentengleichung in bezug auf die Pfahlkante lautet:

$$\int_0^a \pi \cdot d_x t_x \cdot dt + \int_a^t \pi \cdot d_x t_x \cdot dt = a_2 \int_0^t \pi d_x \cdot dt$$

$$\int_0^t d_x t_x dt = a_2 \int_0^t d_x dt$$

$$d_x = d_1 + 2 t_x \operatorname{tg} \alpha_1$$

$$d_1 \int_0^t t_x dt + 2 \operatorname{tg} \alpha_1 \int_0^t t_x^2 dt = a d_1 \int_0^t dt + 2 \operatorname{tg} \alpha_1 \cdot a_2 \int_0^t t_x dt.$$

Nach Einführung des aus der Abb. 13 sich ergebenden Ausdruckes

$$t = \frac{d - d_1}{2 \operatorname{tg} \alpha_1}$$

sowie nach Integration zwischen den angegebenen Grenzen und nach rein rechnerischen Umformungen wird schließlich erhalten

$$\frac{(d - d_1) (d_1 + 2 d)}{2 \operatorname{tg} \alpha_1} = 3 a_2 (d + d_1),$$

woraus folgt:

$$a_2 = \frac{(d - d_1) (2 d + d_1) \operatorname{cotg} \alpha_1}{6 (d + d_1)} \quad \dots \quad 74)$$

Sohin lautet nunmehr der Ausdruck für

$$(x + y) = (a_1 + a_2) = \frac{d}{6} \operatorname{cotg} \alpha + \frac{(d - d_1) (2 d + d_1) \operatorname{cotg} \alpha_1}{6 (d + d_1)}$$

oder

$$(a_1 + a_2) = \frac{d (d + d_1) \operatorname{cotg} \alpha + (d - d_1) (2 d + d_1) \operatorname{cotg} \alpha_1}{6 (d + d_1)} \quad 75)$$

Gemäß den Gleichungen 9, 10 und 12 ist

$$\frac{W_{sp}}{W} = \frac{d_1^2 (1 + \mu \operatorname{cotg} \alpha)}{d^2 (1 + \mu \operatorname{cotg} \alpha_1) - \mu d_1^2 (\operatorname{cotg} \alpha_1 - \operatorname{cotg} \alpha)} \quad 76)$$

und

$$\frac{W_{sch}}{W} = \frac{(d^2 - d_1^2) (1 + \mu \operatorname{cotg} \alpha_1)}{d^2 (1 + \mu \operatorname{cotg} \alpha_1) - \mu d_1^2 (\operatorname{cotg} \alpha_1 - \operatorname{cotg} \alpha)} \quad 77)$$

Somit sind sämtliche Größen gegeben, um die Gleichung 71

$$x = \frac{W_{sp}}{W} (a_1 + a_2) \text{ und die Gleichung 72 } y = \frac{W_{sch}}{W} (x + y)$$

auszuwerten.

Wie schon die Gleichung 13 gelehrt hat, bildet der Spitzenwiderstand nur einen geringen Bruchteil des Schaftwiderstandes, somit ist auch x gegenüber y für überschlägige Berechnungen ohne weiteres vernachlässigbar. In diesem Falle fällt der Angriffspunkt des Schaftwiderstandes mit dem Angriffspunkt des Gesamtwiderstandes zusammen.

Die Deformationslänge ist somit im Falle der genauen Untersuchung

$$\Delta = 1 - a_2 + x \quad \dots \quad 78)$$

und angenähert

$$\Delta = 1 - a_2 \quad \dots \quad 79)$$

Hinsichtlich des Angriffspunktes der äußeren Kräfte gilt das auf der Seite 46 Gesagte auch hier.

Zum Beispiel wird erhalten für:

$$d = 35 \text{ cm}, d_1 = 25 \text{ cm}, \cotg \alpha = 4, \cotg \alpha_1 = 80, \mu = 0,5, l = 500 \text{ cm}$$

$$a_2 = 211 \text{ cm} \dots\dots\dots 74)$$

$$a_1 + a_2 = 234 \text{ cm} \dots\dots\dots 75)$$

$$\frac{W_{sp}}{W} = 0.67$$

$$x = 16 \text{ cm} \dots\dots\dots 71)$$

Somit

$$\Delta = l - a_2 = 500 - 211 = 289 \text{ cm} \dots\dots 79)$$

und genau

$$\Delta = l - a_2 + x = 305 \text{ cm} \dots\dots\dots 78)$$

In diesem Falle ergibt die angenäherte Auswertung eine um ca. 5 v. H. kleinere Deformationslänge.

d) Kritische Besprechung der Rammformeln. Die allgemein giltige Gleichung 51 läßt erkennen, daß alle jene Rammformeln, welche das elastische Verhalten des Pfahles nicht berücksichtigen, welche also unzutreffenderweise $\mathfrak{B} = 0$ annehmen, wie z. B. die Eytelwein-Formel, für solche Fälle, wo die elastische Deformation schon eine erhebliche Größe erlangt hat, d. i. also für kleine Eindringungen, einen zu großen Eindringungswiderstand ergeben. Nun ist allerdings \mathfrak{N}_s klein; der durch die Vernachlässigung von \mathfrak{B} begangene Fehler wird daher zum Teil kompensiert. Da jedoch \mathfrak{N}_s von τ unabhängig ist, während \mathfrak{B} mit abnehmendem τ bedeutend anwächst, so folgt daraus, daß der Einfluß der Vernachlässigung von \mathfrak{B} im Gebiete der kleinen Eindringungen weit überwiegt, ja bekanntlich sogar eine solche Größe erlangen kann, daß die Eytelwein-Formel für $\tau = 0$ den praktisch unmöglichen Wert $W = \infty$ ergibt.

Andererseits schließen diese Formeln im Gebiete der großen Eindringungen, wo also der Einfluß von \mathfrak{B} keine nennenswerte Rolle spielt, einen zu großen Sicherheitsgrad in sich, der wohl viel Bestrickendes für sich hat, der jedoch aus wirtschaftlichen Gründen sicher nicht zu empfehlen ist. Die Anwendung dieser Formeln im Gebiete der großen Eindringungen hat also nur dann eine Berechtigung, wenn über das elastische Verhalten der Rammkörper keine zuverlässigen Angaben vorhanden sind, da in einem solchen Falle einem unrichtigen großen Werte aus reinen Sicherheitsgründen ein unrichtiger kleiner Wert vorgezogen wird.

Die diesen Verhältnissen entgegengesetzten weisen jene Rammformeln auf, welche unter der Voraussetzung vollkommen elastischer Rammkörper abgeleitet sind, z. B. die Weisbach-Formel.

Es liegt selbstverständlich in der Natur der Sache, daß die Berechnung auf Grund der Voraussetzung unvollkommener Elastizität ein den tatsächlichen Verhältnissen am besten entsprechendes Rechnungsergebnis liefert, deren Genauigkeit nur von der mehr oder minder zutreffenden Annahme der Stoßelastizitätsziffer abhängt.

Zum erstenmal hat meines Wissens Krapf in seiner Broschüre „Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle“ die unvollkommene Elastizität bei der Behandlung dieser Frage benutzt. In ausgiebigster Weise hat später Stern hiervon Gebrauch gemacht und seine „Allgemeine Rammformel“ entwickelt.

Zur besseren Kennzeichnung der eben besprochenen Verhältnisse wurde auch hier die zeichnerische Darstellung gewählt. In der Abb. 14 wurden für $R = 400$ kg, $Q = 300$ kg, $L = 500$ cm,

$$F = \frac{30^2 \pi}{4} = 707 \text{ cm}^2$$

für die Eindringungsgrößen $\tau = 4$ cm abnehmend bis $\tau = 0,0$ die Eindringungswiderstände in einem rechtwinkligen Achsenkreuze aufgetragen. Die Linie I entspricht der Eytelwein-Formel, die Linien II, III und IV entsprechen der allgemeinen Rammformel, und zwar für $\eta = 0$, bzw. $\eta = 0,5$, bzw. $\eta = 1,0$.

Die Linie II für $\eta = 0$ stellt mit großer Annäherung die Redtenbacher-Formel dar, während die Linie IV für $\eta = 1$ nahezu mit der Weisbach-Formel identisch ist. Zwischen diesen Linien und den genannten Formeln besteht nur der kleine Unterschied, daß sowohl Redtenbacher als auch Weisbach zwischen dem absoluten und dem um $(R + Q)$ verminderten nutzbaren Eindringungswiderstand keinen Unterschied machen. Da aber bekanntlich das Gewicht der Rammkörper gegenüber dem Eindringungswiderstand sehr klein ist, so ist auch der Unterschied zwischen den aus der allgemeinen Rammformel (für $\eta = 0$ bzw. für $\eta = 1$) und aus der Redtenbacher- bzw. Weisbach-Formel berechneten Eindringungswiderständen sehr gering. Aus

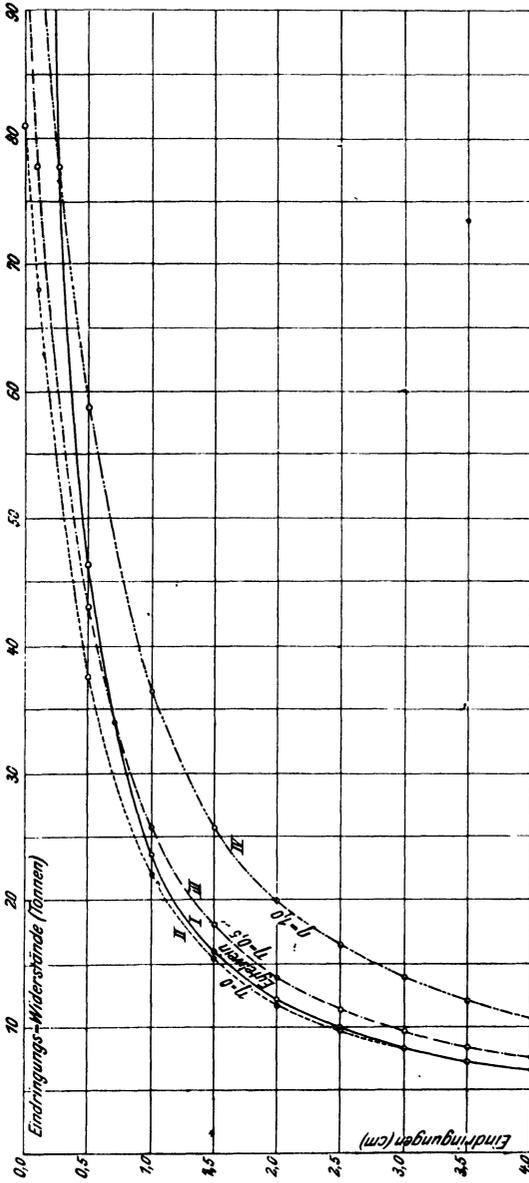


Abb. 14.

diesem Grunde wird im folgenden die Linie II auch mit Redtenbacher-Linie, die Linie IV auch mit Weisbach-Linie bezeichnet.

In den Schaubildern ist zunächst zu konstatieren, daß die Redtenbacher-Formel die kleinsten Eindringungswiderstände ergibt. Der Grund hierfür liegt darin, daß Redtenbacher wohl mit starren Rammkörpern ($\eta = 0$), jedoch mit einem elastischen Stoß rechnet, sohin für die kinetische Energie den für starre Rammkörper giltigen kleinen Wert \mathfrak{N}_0 aus der Gleichung 1, nichtsdestoweniger jedoch mit einem endlichen Wert der Formänderungsarbeit rechnet. Durch diese sich völlig widersprechenden Annahmen wird selbstverständlich in der allgemein giltigen Gleichung 51 der Zähler ($\mathfrak{N} - \mathfrak{B}$) künstlich verkleinert und demnach auch der Eindringungswiderstand W sehr klein. Diese willkürlich herbeigeführte Verminderung des Rechnungsergebnisses ist offenbar dem Streben nach besonders hohem Sicherheitsgrade entsprungen; doch hält dieselbe keiner wissenschaftlichen Kritik stand. Daß im Bereiche der großen Eindringungen die Werte der Redtenbacher- und der Eytelwein-Linie nahezu zusammenfallen, findet seine Erklärung darin, daß hier der Einfluß der elastischen Deformation nur ganz gering ist, die Formänderungsarbeit \mathfrak{B} gegenüber \mathfrak{N} vernachlässigt werden kann, wodurch bekanntlich die Voraussetzungen der Eytelwein-Formel gegeben sind.

Ferner zeigen die Schaubilder das bekannte Ergebnis, daß die allgemeine Rammformel für $\eta > 0$ die Eytelwein-Linie schneidet, so daß letztere von einem bestimmten, von den Rammkörpern und von der Hubhöhe abhängigen Werte τ_{\min} größere Eindringungswiderstände ergibt als die allgemeine Rammformel. Es unterliegt selbstverständlich keiner Schwierigkeit, diesen Schnittpunkt, der also die Grenze für das Geltungsbereich der Eytelwein-Formel darstellt, auf rein rechnerischem Wege durch seine Koordinaten festzulegen.

Diese Rechnung kann übrigens immer dann entfallen, wenn es sich um den Eindringungswiderstand im Gebiete der kleinen Eindringungen handelt. Denn die Schaubilder zeigen in unzweideutiger Weise, daß der Schnittpunkt eher in das Gebiet der großen und mittelgroßen als in das Gebiet der kleinen Eindringungen fällt. Im vorliegenden Falle liegt der Schnittpunkt (für $\eta = 0,25$) etwa bei $\tau = 1,3$ cm. In dem im „Handbuch“

veröffentlichten Diagramm liegt dieser Schnittpunkt gleichfalls bei etwa 1,3 cm. Desgleichen wird in dem im „Problem der Pfahlbelastung“ (S. 192 u. ff.) veröffentlichten Zahlenbeispiel ein $\tau_{\min} = 1,3$ cm erhalten. Ebenso ist in allen Fällen der Praxis für ähnliche Verhältnisse ein gleich großer Wert für τ_{\min} erhalten worden, wodurch also die obige Behauptung bewiesen ist, daß die Berechnung des τ_{\min} in der Regel nicht erforderlich ist. Aus demselben Grunde ist natürlich auch jede andere, naturgemäß bloß angenäherte Festlegung des Geltungsbereiches der Eytelwein-Formel entbehrlich. So ist z. B. im „Handbuch für Eisenbetonbau“ der Vorschlag gemacht, die Eytelwein-Linie nur bis zu jenem Punkte gelten zu lassen, der dem Berührungspunkte

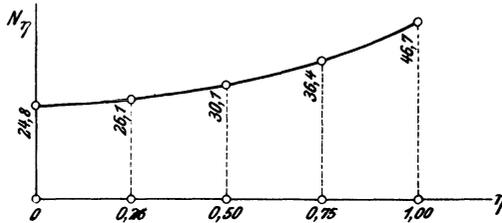


Abb. 15.

jener Tangente entspricht, welche von dem aus der allgemeinen oder aus der Weisbach-Formel berechneten W_{\max} an die Eytelwein-Linie gezogen wird. Diese Annäherung, die übrigens ganz willkürlich gewählt ist, wird umso eher entbehrlich, als die genaue wissenschaftliche Festlegung keine größere Rechnerarbeit erfordert.

Es sei noch mit wenigen Worten auf die Notwendigkeit verwiesen, mit einer kleinen Stoßelastizitätsziffer zu rechnen, falls der genaue Wert nicht bekannt sein sollte. In dem Schaubild Abb. 15 wurde für die Abszissenwerte $\eta = 0, 0,25, 0,50, 0,75$ und $1,0$ der jeweilig entsprechende Wert der kinetischen Energie N_γ in einem rechtwinkligen Achsensystem als Ordinate aufgetragen. Da die bekannte Bedingung der Hyperbelgleichung (Diskriminante negativ) hier erfüllt ist, erhält man auf diese Weise eine Hyperbel. Zur Auswertung wurde einem konkreten Falle entnommen: $R = 335$ kg, $Q = 300$ kg und $H = 140$ cm. Das Schaubild zeigt deutlich den Einfluß eines

wachsenden η und liefert den Beweis für die Angemessenheit des in der Praxis in der Regel eingehaltenen Wertes $\eta = 0,25$.

Wie bereits an der Hand der Gleichung 51 besprochen wurde, hängt der Eindringungswiderstand eines Pfahles wesentlich von der Größe der Deformationsarbeit ab. Es ist daher ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, die „verlorene Arbeit“ durch entsprechende Maßnahmen möglichst zu reduzieren. Aus der Gleichung 52 ist zu ersehen, daß die Deformationsarbeit umso kleiner ist, je kürzer der Pfahl, je größer sein Querschnitt und je größer sein Elastizitätsmodul ist. In dieser Hinsicht müssen fast alle derzeit gebräuchlichen Pfähle als äußerst unwirtschaftlich bezeichnet werden. Insbesondere gilt dies für die zylindrischen Pfähle, da dieselben wegen der für ihre einwandfreie statische Wirkung notwendigen Herabführung bis auf eine genügend tragfähige Schichte in der Regel sehr schlank sind. Die Bestrebungen, die elastische Pfahldeformation möglichst zu verringern, führten zur „Innenrammung“, d. i. jener, bei welcher der Rammbar, im Innern eines rohrförmigen Pfahles geführt, unmittelbar auf die Pfahlspitze schlägt. Daß die Innenrammung trotz ihrer großen Vorteile selten angewendet wird, findet seine natürliche Erklärung darin, daß die meisten Pfahlssysteme dieselbe von vornherein ausschließen.

e) Berechnung des Eindringungswiderstandes mit Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens. Wie bereits erwähnt, wird ein wesentlicher Arbeitsverlust beim Rammen auch durch die elastische Formänderung des Bodens hervorgerufen. Derselbe ist, wie den Berichten der einschlägigen Literatur entnommen werden kann, manchmal so groß, daß eine bleibende Eindringung durch das Rammen überhaupt nicht erzielt werden kann. Sobald nämlich der Stoßdruck durch den Pfahl auf das Erdreich sich übertragen hat, pflanzt sich derselbe je nach der Bodengattung und je nach der Intensität des Rammschlages, strahlenförmig vom Pfahle ausgehend, in stärkeren oder schwächeren Bodenschwingungen im Erdreiche fort. Dieselben kehren, einer Wellenbewegung vergleichbar, wieder zu ihrem Ausgangspunkt zurück und wiederholen dieses Spiel so lange, bis sich ein Gleichgewichtszustand gebildet hat. In jenen Fällen, wo das Rückschwingen und demnach auch die lotrechte Komponente des hierdurch auf den Pfahl ausgeübten Bodendruckes sehr groß ist, bewirkt letztere unmittelbar nach dem Rammschlag ein auch mit unbe-

waffnetem Auge zu beobachtendes Heben des Pfahles samt dem darauf ruhenden Rammhären, wodurch sohin eine ganz bedeutende Verminderung des Rammeffektes eintritt.

Dieser Sachverhalt deutet den Weg an, durch welche Maßnahmen der ungünstige Einfluß der Elastizität des Erdreichs auf den Rammeffekt gemildert werden kann. Werden nämlich schwere Rammhären mit geringer Hubhöhe und rasch folgenden Schlägen verwendet, so wird erzielt, daß der nachfolgende Rammschlag schon in einem Zeitpunkt erfolgt, bevor das durch den vorangehenden Schlag hervorgerufene Rückschwingen des Baubodens zu seiner Gänze seine in einem Heben des Pfahles sich äußernde Wirkung ausüben konnte. In weiterem Verfolge dieses Gedankens ergibt sich von selbst, daß in jenen Fällen, in welchen die Absenkung eines Pfahles durch Rammen überhaupt nicht möglich ist, eine stetig wirkende ruhende Belastung den erwünschten Erfolg haben muß. So z. B. wurden aus den angeführten Gründen laut einem Berichte im „Engineering News“ 1888, S. 510, im Schlamme des Hudson die Pfähle durch eine angehängte Last von einem Prahm aus hinabgedrückt. Wenn auch bei Anwendung einer ruhenden Last eine elastische Formänderung des Erdreichs gleichfalls auftritt, so erscheint dieselbe ohne jene begleitenden Nebenumstände, deren Zusammenwirken eben das Rammen ganz illusorisch machen kann. Ferner ist noch zu beachten, daß durch eine ruhende Last gewisse, die Rammung in ungünstigem Sinne beeinflussende Nebenwiderstände des Bodens, wie z. B. eine große Haftfähigkeit zwischen Erdreich und Pfahl viel leichter überwunden werden können, als durch eine momentan wirkende Kraft.

Die Anordnung schwerer Rammhären mit geringer Hubhöhe und rasch folgenden Schlägen läßt sich naturgemäß nur durch eine maschinelle Rammung erzielen. Wer jedoch nur einigermaßen mit jenen Hindernissen vertraut ist, die sich bei der Anstellung einer etwa die Zahl 30 übersteigenden Arbeiterpartie ergeben, wird ohne weiteres zugeben, daß die Zugrammen den Vorteil schwerer Rammhären für sich nicht in Anspruch nehmen können, sondern daß die Lösung dieser Frage vor allem in direkt wirkenden Rammhären zu suchen ist.

Mit Berücksichtigung der eingangs erwähnten Vernachlässigungen ist der Vorgang beim Rammen folgender: Beim

Auffallen des Rammhärens auf den Pfahl erleidet dieser zunächst eine elastische, dann eine bleibende Formänderung. Während dieser Phase hat der Eindringungswiderstand noch keinen Zuwachs erfahren, er besitzt vielmehr noch jenen Wert, welcher der vor dem erwähnten Rammschlage entsprechenden Ab-

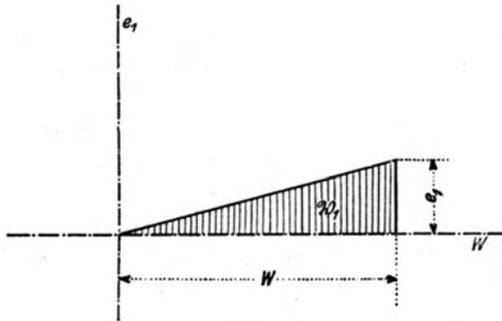


Abb. 16.

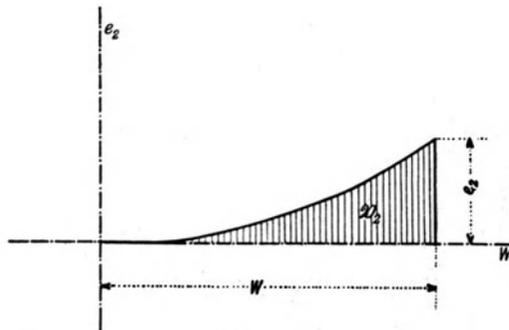


Abb. 17.

senkungstiefe entspricht. Nach dieser ersten Phase und nach Überwindung der Trägheit der Pfahlmasse beginnt nunmehr die elastische Deformation des Erdreichs, während welcher der Eindringungswiderstand des Pfahles wächst und angenähert dann sein Maximum erreicht, wenn die elastische Formänderung des Erdreichs ihr Maximum erreicht. Dies ist ohne weiteres einleuchtend, wenn in Erwägung gezogen wird, daß die Größe des Eindringungswiderstandes mit einer abnehmenden bleibenden Eindringung wächst, daß aber letztere dann am kleinsten ist, wenn

die vorausgegangene Formänderungsarbeit ihren Größtwert erlangt hat. So wird z. B. bei einem feststehenden Pfahle nur eine Deformationsarbeit geleistet.

Was das Anwachsen des Eindringungswiderstandes während der elastischen Formänderung des Baubodens anlangt, so sei auf die Ergebnisse auf S. 16 verwiesen, wo die Verzerrungen des Erdreichs als mit den Einheitspressungen im quadratischen Verhältnisse stehend erkannt wurden.

Ist sohin die elastische Formänderung des Pfahles — entsprechend dem Hookschen Gesetze — dem Eindringungswiderstande direkt proportional, die Formänderungsarbeit (\mathfrak{A}_1) demnach durch eine Dreiecksfläche (Abb. 16) darstellbar, so wächst die Verzerrung des Erdreichs nach einem parabolischen Gesetze, die bezügliche Formänderungsarbeit \mathfrak{A}_2 ist demnach durch die Abb. 17 gegeben.

Man erhält somit:

$$\mathfrak{A}_1 = \frac{1}{2} \omega \cdot e_1 \quad 80)$$

und

$$\mathfrak{A}_2 = \frac{1}{3} \omega \cdot e_2 \quad 81)$$

wobei

$$\omega = W - R - Q \quad 82)$$

die Resultierende der auf den Pfahl wirkenden Kräfte (Eindringungswiderstand, Rammbürgewicht, Pfahlgewicht) bedeutet.

Die gesamte Formänderungsarbeit ist

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{A}_1 + \mathfrak{A}_2 = \frac{1}{6} \omega (3 e_1 + 2 e_2) \quad . . . 83)$$

Wird dieser Ausdruck 83 in die Gleichung 50 $\mathfrak{N} = \omega \tau + \mathfrak{A}$ eingeführt, so wird erhalten

$$\mathfrak{N} = \frac{\omega}{6} (6 \tau + 3 e_1 + 2 e_2) \quad 84)$$

Mit dem Kürzezeichen

$$6 \tau + 3 e_1 + 2 e_2 = 6 \lambda \quad 85)$$

ist

$$\mathfrak{N} = \omega \lambda \quad 86)$$

somit

Pfahlquerschnitt, $E =$ Elastizitätsmodul des Pfahlbaustoffes) ist bekanntlich

$$e_1 = \frac{\Delta \cdot \omega}{F E} \quad 93)$$

Sohin ist aus dem Ansatz (92)

$$e_2 = \lambda' - \tau - e_1 = \lambda' - \tau - \frac{\Delta \omega}{F E} \quad . . 94)$$

Mit Benutzung von 93 und 94 wird aus der Gleichung 85 die folgende:

$$\lambda = \tau + \frac{\Delta \cdot \omega}{2 F E} + \frac{\lambda'}{3} - \frac{\tau}{3} - \frac{\Delta \omega}{3 F E}$$

oder

$$\lambda = \frac{1}{6} \left[4 \tau + \frac{\Delta \omega}{F E} + 2 \lambda' \right] \quad . . . 95)$$

Mit dem Kürzezeichen 53: $\frac{\Delta}{F E} = x$ ist

$$\lambda = \frac{1}{6} [4 \tau + x \omega + 2 \lambda'] \quad 95a)$$

Wird nunmehr dieser Ausdruck in die Gleichung 86 $\mathfrak{N} = \omega \lambda$ eingesetzt, so wird erhalten:

$$\mathfrak{N} = \frac{\omega}{6} [4 \tau + x \omega + 2 \lambda']$$

aus welcher Gleichung eine rein rechnerische Entwicklung schließlich den zu berechnenden Eindringungswiderstand ergibt.

$$\omega^2 + \omega \cdot \frac{2(2\tau + \lambda')}{x} - \frac{6\mathfrak{N}}{x} = \tau$$

$$\omega = \frac{2\tau + \lambda'}{x} \left[-1 \pm \sqrt{1 + \frac{6\mathfrak{N}x}{(2\tau + \lambda')^2}} \right] \quad 96)$$

Naturgemäß kann nur das + Zeichen hier in Betracht kommen.

Nach Einführung von $\mathfrak{N} = \mathfrak{N}_\gamma = R H \frac{R + \eta^2 Q}{R + Q}$ (44)

und mit dem Kürzezeichen

$$\frac{2\tau + \lambda'}{x} = X \text{ (kg)} \quad 97)$$

$$\frac{6 R H (R + \eta^2 Q)}{R + Q} = Y \text{ (kgcm)} 98)$$

ist

$$\omega = X \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{Y}{X (2 \tau + \lambda')}} \right] 96a)$$

und

$$W = X \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{Y}{X (2 \tau + \lambda')}} \right] + R + Q \quad 99)$$

Soll für vorliegende Rammkörper und für einen bestimmten Eindringungswiderstand die Größe der Eindringung (τ) berechnet werden, so ist folgender Weg einzuschlagen.

Vor allem muß auf Grund bereits durchgeführter analoger Rammungen das Verhältnis

$$\tau : e_1 : e_2 = a : b : c 100)$$

bekannt sein. Laut 85 ist

$$\lambda = \tau + \frac{e_1}{2} + \frac{e_2}{3}$$

und gemäß 100

$$\tau : \frac{e_1}{2} : \frac{e_2}{3} = a : \frac{b}{2} : \frac{c}{3} ,$$

somit

$$\tau : \left(\tau + \frac{e_1}{2} + \frac{e_2}{3} \right) = a : \left(a + \frac{b}{2} + \frac{c}{3} \right)$$

oder

$$\tau : \lambda = a : \frac{6 a + 3 b + 2 c}{6}$$

$$\tau = \frac{6 a}{6 a + 3 b + 2 c} \cdot \lambda 101)$$

Durch Einführung von

$$\lambda = \frac{R H (R + \eta^2 Q)}{(R + Q) (W_\eta - R - Q)} 102)$$

aus der Gleichung 90 wird schließlich erhalten

$$\tau = \frac{6 a}{6 a + 3 b + 2 c} \cdot \frac{R H (R + \eta^2 Q)}{(R + Q) (W_\eta - R - Q)} \quad 101a)$$

α) Unmittelbare Messung der elastischen Formänderung des Erdreichs und des Pfahles. Die in der Gleichung 92 angeschriebene Summe der bleibenden und der elastischen Deformationen $\lambda' = \tau + e_1 + e_2$ kann in der einfachsten Weise dadurch gemessen werden, daß an den zu rammen den Pfahl eine Bleistiftspitze in unverrückbarer Höhenlage angehalten wird. Beim Rammschlage liefert der Bleistift auf der Pfahloberfläche einen Strich, der jedoch in Wirklichkeit aus einem zweiästigen Linienzug besteht. Ein Ast verläuft von unten nach oben, der andere schließt an den oberen Endpunkt des ersten Astes an und kehrt in der entgegengesetzten Richtung zurück. Die letztgenannte Strecke entsteht dadurch, daß der Pfahl infolge seiner eigenen und der Elastizität des Bodens nach dem Rammschlage sich wieder hebt. Demnach liefert diese Strecke die Summe der elastischen Formänderungen ($e_1 + e_2$).

Die nach aufwärts gerichtete Strecke ergibt unmittelbar die Größe λ' , und die Differenz der nach aufwärts und der nach abwärts gerichteten Strecke ist mit der bleibenden Eindringung identisch.

Bei der geschilderten einfachen Einrichtung zum Messen der in Frage stehenden Größen ist es infolge Richtungsübereinstimmung der nach aufwärts und nach abwärts gerichteten Strecken nicht möglich, die Differenz $\lambda' - (e_1 + e_2) = \tau$ zu bestimmen. Es ist sohin notwendig, die bleibende Eindringung (τ) unabhängig von der geschilderten Messung zu bestimmen, etwa dadurch, daß an einem außerhalb des Pfahles befindlichen festen Körper die Höhenlage eines am Pfahle bezeichneten Punktes vor und nach dem Rammschlage gekennzeichnet und der Abstand zwischen diesen Punkten gemessen wird.

Ist λ' und τ gegeben, so steht der Auswertung der Gleichung 99, also der Berechnung des Eindringungswiderstandes, nichts im Wege.

Die erwähnte doppelte Messung kann bei Verwendung des von mir ersonnenen, in der Abb. 18 schematisch dargestellten, Apparates erspart werden.

Es bedeutet R_1 ein mit einem Fußgestell fest verbundenes Rohr, in welchem sich ein zweites Rohr R_2 derart verschieben läßt, daß es in jeder Lage durch Reibung im Rohre R_1 festhält. In dem Rohre R_2 befindet sich ein verschiebbarer Stempel St.

dessen unteres breiteres Ende gegen eine im Rohre R_1 befindliche Spiralfeder sich stützt. In der normalen Lage — der Ausgangsstellung zum Messen — befindet sich R_2 in seiner höchsten Stellung. In dieser Lage fällt der Nullpunkt des an R_2 befindlichen Maßstabes (Millimeterteilung) mit dem oberen Rande von R_1 zusammen. Der Vorgang beim Messen ist nun folgender: Der Apparat wird in seiner Normalstellung in entsprechende Nähe

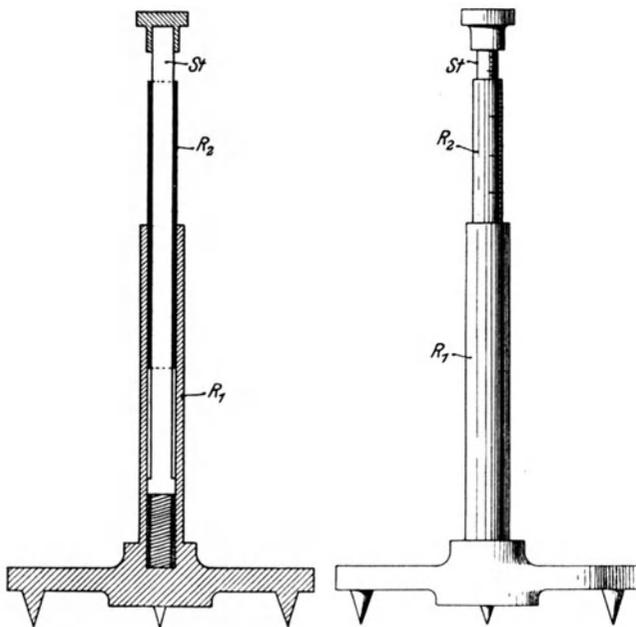


Abb. 18.

des zu rammenden Pfahles derart unverrückbar aufgestellt, daß ein im Pfahle befestigter Stift auf der oberen Platte des Stempels aufruft. Beim Rammschlage drückt der Stift den Stempel St und somit auch das Rohr R_2 in das Rohr R_1 hinein. Während R_2 durch Reibung in der neuen Lage festgehalten wird, wodurch sich an der Teilung (R_2) sofort die Größe λ' ablesen läßt, wird der Stempel durch die Federkraft um ein solches Maß zurückgeschoben, als dem elastischen Zurückschnellen des Pfahles und des Erdreichs entspricht. Am Stempel befindet sich gleichfalls eine Teilung, die ihren Nullpunkt am oberen Rande des Stempels

hat, so daß nach dem Rammschlage an dessen oberem Rande R_2 die elastische Deformation ($e_1 + e_2$) direkt abgelesen werden kann.

Der Vollständigkeit halber soll darauf hingewiesen werden, daß die Messung des λ' bzw. des ($e_1 + e_2$) gewisse Annäherungen in sich schließt. Die unmittelbare Messung ergibt nämlich diese Größen etwas zu klein, da nach erfolgtem Rammschlage ein Teil der elastischen Deformation des Pfahles und des Erdreichs durch das Gewicht des Rammbären und des Pfahles im Gleichgewicht gehalten wird. Außerdem hat die elastische Nachwirkung zur Folge, daß nach dem Rammstoße noch ein kleiner Teil elastischer Zusammendrückung latent zurückbleibt, der unter Umständen erst geraume Zeit nach der Rammung zum Ausgleich kommt. Beide Größen können jedoch mit Rücksicht auf das während des Rammschlages auftretende erheblich größere Maß der elastischen Formänderung vernachlässigt werden. Durch diese letztere Annäherung wird ein etwas zu großer Eindringungswiderstand erhalten.

Dieser gewiß geringe Fehler läßt sich übrigens dadurch kompensieren, daß die bleibende Eindringung (τ) nicht bei einem Rammschlage, sondern als Mittelwert einer Anzahl von Rammschlägen („Hitze“) bestimmt wird. Denn da ein solcher Mittelwert naturgemäß gegenüber der beim letzten Rammschlage erzielten Eindringung etwas zu groß ist, so wird ein etwas zu kleiner Eindringungswiderstand erhalten. Auch dieser Fehler kann nicht groß sein, da die Eindringung τ bei der maßgebenden Absenkungstiefe, d. i. jener, bei welcher der erforderliche Eindringungswiderstand erreicht wird, in der Regel sehr klein ist, daher auch zwischen dem erwähnten Mittelwerte und dem Endwerte von τ kein nennenswerter Unterschied bestehen kann. In ihrer Gesamtwirkung werden sich sohin die an sich kleinen Annäherungen nahezu völlig aufheben.

Auf der S. 60 wurde erwähnt, daß zum Zwecke der Vorausbestimmung der Eindringung (τ) für einen verlangten Eindringungswiderstand (W) das Verhältnis von $\tau : e_1 : e_2 = a : b : c$ für den vorliegenden Fall bekannt sein muß. Gemäß obiger Ausführungen ergeben jedoch die unmittelbaren Messungen außer $\lambda' = \tau + e_1 + e_2$ nur die Summe der elastischen Formänderungen des Erdreichs und des Pfahles ($e = e_1 + e_2$). Sollen die

einzelnen Größen e_1 und e_2 bestimmt werden, so ist hierfür vor allem der rechnerische Weg geeignet. Ist nämlich W mit Hilfe von λ' aus der Gleichung 99 berechnet, so läßt sich e_1 aus der Gleichung 93 bestimmen, worauf sich e_2 als die Differenz von τ' und e_1 ergibt.

In gewissen Fällen kann übrigens auch die elastische Formänderung des Pfahles (e_1) unmittelbar gemessen werden. Zu diesem Behufe muß der zu rammende Pfahl (Rammkern) derart eingerichtet sein, daß mit der Pfahlspitze eine durch den Schaft lose hindurchragende Spindel verbunden ist, die etwa über den Pfahlkopf hinausragt, um gleichzeitig als Führung für den Rammbaren zu dienen. Wird in der Höhe der Pfahlkopfoberfläche eine Spitze oder dgl. derart am Pfahl befestigt, daß sie an der etwa mit Farbe gekennzeichneten Spindel ruht, so hinterläßt diese Spitze beim Rammschlage einen Strich, dessen Größe nichts anderes ist als die elastische Formänderung (e_1) des Pfahles. Werden außerdem nach oben geschildertem Verfahren τ und λ' gemessen, so sind sämtliche Größen zur Bestimmung des Verhältnisses $a : b : c$ bekannt.

Die unmittelbare Messung hat gegenüber jedem Rechenverfahren den großen Vorteil, daß durch sie sämtliche mitwirkende, rechnerisch nicht oder nur angenähert erfaßbare Widerstände, wie Reibungswiderstände, Anhaftung, Luftwiderstände, Zunahme der Erddichte infolge Überlagerung usw. automatisch berücksichtigt werden.

Es sei auch darauf hingewiesen, daß die geschilderte Art zur Bestimmung des Eindringungswiderstandes auch die Möglichkeit bietet, einen den tatsächlichen Verhältnissen entsprechenden Wert der Stoßelastizitätsziffer (η) zu berechnen. Sind nämlich e_1 , e_2 und τ bekannt, so kann λ aus der Gleichung 85 berechnet werden. Wird nun der Eindringungswiderstand durch eine Belastungsprobe bestimmt, so steht der Auswertung der Gleichung 90 nach η nichts im Wege, nämlich:

$$\eta = \sqrt{\frac{\lambda (R + Q) (W - R - Q)}{R \cdot Q \cdot H} - \frac{R}{Q}} \quad . \quad 103$$

Daß eine größere Anzahl derartiger Bestimmungen des η vorgenommen werden muß, folgt schon aus dem Umstande, daß die Stoßelastizitätsziffer auch wesentlich von der Hubhöhe abhängt.

f) Zahlenbeispiel für die Berechnung der Tragfähigkeit eines Pfahles bei Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens. Das folgende Beispiel soll nicht nur den unter d entwickelten allgemeinen Rechnungsvorgang an einem besonderen Falle zeigen, sondern es soll gleichzeitig auch einen Vergleich mit den Rechnungsergebnissen der Eytelwein-, Redtenbacher-, Weisbach- und Stern-Formel bieten.

Die Angaben hinsichtlich der Rammkörper und der Rammlung sind:

$$\text{Rambbärgewicht } R = 325 \text{ kg}$$

$$\text{Pfahlgewicht } Q = 300 \text{ kg}$$

$$\text{Pfahllänge } L = 440 \text{ cm, } \cotg \alpha = 3,2, \cotg \alpha_1 = 100, \\ h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{mittlerer Pfahldurchmesser } d_m = 30 \text{ cm, } d = 28 \text{ cm,} \\ d_1 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{mittlerer Pfahlquerschnitt } F_l = \frac{30^2 \pi}{4} = 706 \text{ cm}^2$$

$$\text{Elastizitätsmodul } E = 110\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Hubhöhe } H = 140 \text{ cm, Absenkungstiefe } t = 150 \text{ cm.}$$

Der Bauboden bestand aus festgelagertem, angeschwemmtem Schotter. Die bleibende Eindringung wurde pro Schlag der letzten Hitze als Mittelwert von 30 Rammschlägen mit $\tau = 0,13 \text{ cm}$ bestimmt.

Die unmittelbare Messung des λ' durch Anhalten einer Bleistiftspitze an den Pfahl ergab:

$$\lambda' = 0,7 \text{ cm}$$

Da die Stoßelastizitätsziffer η nicht genau bekannt ist, wurden sämtliche Formeln, welche das elastische Verhalten der Rammkörper berücksichtigen, für $\eta = 0, 0,25, 0,50, 0,75$ und $1,00$ ausgewertet. Die bezüglichen Ergebnisse der Berechnung sind sowohl aus der folgenden Tabelle als auch aus den Schaubildern der Abb. 19 zu entnehmen.

Um die Übersicht zu erleichtern und um für spätere ähnliche Berechnungen einen beiläufigen Anhaltspunkt zu haben, welche Ziffernwerte bei derartigen Berechnungen vorkommen, sind im nachstehenden nicht nur die einzelnen Formeln wiederholt, sondern es sind auch wichtige Abschnitte der ziffernmäßigen Rechnungen angeschrieben.

I. Eytelwein - Formel.

$$W = \frac{R^2 H}{(R + Q) \tau} + R + Q \quad \quad 54)$$

Diese Formel setzt vollkommen starre Rammkörper und einen vollkommen starren Stoß voraus. Der Eindringungswiderstand ist somit von der Stoßelastizitätsziffer unabhängig.

$$W = \frac{325^2 \times 140}{625 \times 0.13} + 625 = 182\,625 \text{ kg.}$$

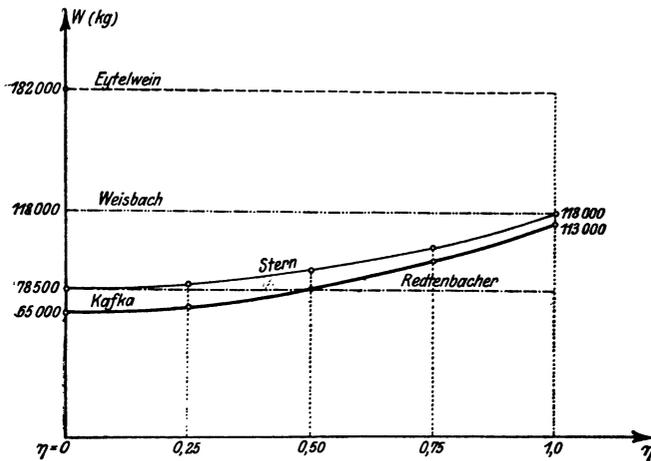


Abb. 19.

II. Redtenbacher - Formel. (Angenäherter Sonderfall der allgemeinen Rammformel für $\eta = 0$.)

$$W = \frac{\tau}{\alpha} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2\alpha}{\tau} \left[(R + Q) + \frac{R^2 H}{(R + Q) \tau} \right]} \right\} \quad 55a)$$

Hier ist die willkürliche und daher fehlerhafte Voraussetzung gemacht, daß die Rammkörper wohl mit einem elastischen Verhalten ausgestattet angenommen sind, der Stoß jedoch als vollkommen starr behandelt wird. Auch diese Formel ist somit von der Stoßelastizitätsziffer η unabhängig.

Zur Auswertung wird die Größe des Verkürzungsfaktors α benötigt. Diesen Ausdruck schreibt man zur ziffernmäßigen Auswertung besser in der reziproken Form:

$$\frac{1}{x} = \frac{F E}{\Delta}$$

$$\Delta = 1 - a_2 + x \dots \dots \dots 78)$$

$$a_2 = \frac{3 \times 81 \times 100}{6 \times 53} = 76,5 \text{ cm} \dots \dots \dots 74)$$

$$x = \frac{W_{sp}}{W} (a_1 + a_2) \dots \dots \dots 71)$$

$$\frac{W_{sp}}{W} = \frac{625 \times 2,6}{(784 \times 51) - (312,5 \times 96,8)} = 0,165 \quad 76)$$

$$a_1 = \frac{2}{3} \times 40 = 26,6 \text{ cm} \dots \dots \dots 67)$$

$$x = 0,165 \times (26,6 + 76,5) = 17 \text{ cm}$$

$$\Delta = 400 - 76,5 + 17 = 340,5 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{x} = \frac{706 \times 110\,000}{340,5} = 225\,000 \text{ kg/cm}$$

$$W = 0,13 \times 225\,000 \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{0,13 \times 225\,000} \left[625 + \frac{325^2 \times 140}{625 \cdot 0,13} \right]} \right\}$$

$$W = 78\,500 \text{ kg.}$$

III. Weisbach - Formel. (Angenäherter Sonderfall der allgemeinen Rammformel für $\eta = 1$.)

$$W = \frac{\tau}{x} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2x}{\tau} \left[R + Q + \frac{R H}{\tau} \right]} \right\} \quad 56)$$

Auch nach dieser Formel ist wegen der Annahme vollkommener Elastizität der Rammkörper der Eindringungswiderstand von η unabhängig.

$$W = 0,13 \times 225\,000 \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{0,13 \times 225\,000} \left[625 + \frac{325 \times 140}{0,13} \right]} \right\}$$

$$W = 118\,000 \text{ kg.}$$

IV. Allgemeine Rammformel (Stern-Formel).

$$W = \frac{\tau}{\alpha} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2\alpha}{\tau} \left[(R + Q) + \frac{R H}{\tau} \frac{R + \eta^2 Q}{R + Q} \right]} \right\} \quad 55)$$

oder in der vereinfachten Schreibweise:

$$W = \frac{1}{\alpha} [-\tau + \sqrt{\tau^2 + A\tau + B H}] \quad . . . \quad 61)$$

$$A = \frac{2 \times 625}{225\,000} = 0,00555 \text{ cm} \quad \quad 57)$$

$$B = \frac{2 R (R + \eta^2 Q) \alpha}{R + Q} \quad \quad 58)$$

$$\text{Für } \eta = 0 \quad B_0 = \frac{2 \times 325}{625 \times 225\,000} \times 325 = 0,00150 \text{ cm}$$

$$\text{Für } \eta = 0,25 \quad B_{1/4} = \frac{2 \times 325}{625 \times 225\,000} \times 343,75 = 0,00159 \text{ cm}$$

$$\text{Für } \eta = 0,5 \quad B_{1/2} = \frac{2 \times 325}{625 \times 225\,000} \times 400 = 0,00185 \text{ cm}$$

$$\text{Für } \eta = 0,75 \quad B_{3/4} = \frac{2 \times 325}{625 \times 225\,000} \times 493,75 = 0,00228 \text{ cm}$$

$$\text{Für } \eta = 1 \quad B_1 = \frac{2 \times 325}{625 \times 225\,000} \times 625 = 0,00289 \text{ cm}$$

$$W_0 = 225\,000 \left[-0,13 + \sqrt{0,0169 + 0,0007 + 0,2100} \right] \\ = 78\,500 \text{ kg}$$

$$W_{1/4} = 225\,000 \left[-0,13 + \sqrt{0,0169 + 0,0007 + 0,2223} \right] \\ = 81\,000 \text{ kg}$$

$$W_{1/2} = 225\,000 \left[-0,13 + \sqrt{0,0169 + 0,0007 + 0,2588} \right] \\ = 88\,000 \text{ kg}$$

$$W_{3/4} = 225\,000 \left[-0,13 + \sqrt{0,0169 + 0,0007 + 0,3190} \right] \\ = 102\,000 \text{ kg}$$

$$W_1 = 225\,000 \left[-0,13 + \sqrt{0,0169 + 0,0007 + 0,4050} \right] \\ = 118\,000 \text{ kg}$$

V. Kafka - Formel.

$$W = X \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{Y}{X(2\tau + \lambda')}} \right] \quad 99)$$

$$X = (0,26 + 0,7) 225\,000 = 216\,000 \text{ kg} \quad . \quad . \quad 97)$$

$$\text{Für } \eta = 0 \dots Y_0 = \frac{6 \times 325 \times 140}{625} \times 325 = 142\,000 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned} \text{Für } \eta = 0,25 \dots Y_{1/4} &= \frac{6 \times 325 \times 140}{625} \times 343,75 \\ &= 150\,000 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Für } \eta = 0,50 \dots Y_{1/2} &= \frac{6 \times 325 \times 140}{625} \times 400,00 \\ &= 175\,000 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Für } \eta = 0,75 \dots Y_{3/4} &= \frac{6 \times 325 \times 140}{625} \times 493,75 \\ &= 215\,000 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Für } \eta = 1,00 \dots Y_1 &= \frac{6 \times 325 \times 140}{625} \times 625 \\ &= 273\,000 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$W_0 = 216\,000 \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{142\,000}{216\,000 \times 0,96}} \right] = 65\,000 \text{ kg}$$

$$W_{1/4} = 216\,000 \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{150\,000}{216\,000 \times 0,96}} \right] = 69\,800 \text{ kg}$$

$$W_{1/2} = 216\,000 \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{175\,000}{216\,000 \times 0,96}} \right] = 78\,000 \text{ kg}$$

$$W_{3/4} = 216\,000 \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{215\,000}{216\,000 \times 0,96}} \right] = 92\,000 \text{ kg}$$

$$W_1 = 216\,000 \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{273\,000}{216\,000 \times 0,96}} \right] = 113\,000 \text{ kg}$$

Tabelle der Tragfähigkeiten.
(W in kg).

$\eta =$	0	0,25	0,50	0,75	1,00
Eytelwein	182 625	—	—	—	—
Redtenbacher	78 500	—	—	—	—
Weisbach	—	—	—	—	118 000
Stern	78 500	81 000	88 000	102 000	118 000
Kafka	65 000	69 800	78 000	92 000	113 000

Wie die vorstehende Tabelle und die Schaubilder Abb. 19 zeigen, darf die Verzerrung des Erdreichs bei der Berechnung des Eindringungswiderstandes eines Pfahles umso weniger unberücksichtigt bleiben, je kleiner die Stoßelastizitätsziffer ist, d. h. je mehr die Rammkörper, sei es infolge ihrer Materialeigenschaften, sei es infolge künstlicher Bewehrungen, sich der Starrheit nähern.

Um für den vorliegenden Fall festzustellen, welche Größe die elastische Deformation des Erdreichs hat, muß zunächst aus 93 die elastische Deformation des Pfahles berechnet werden.

$$e_1 = \frac{340,5 \times 69\,800}{706 \times 110\,000} = 0,309 \text{ cm}$$

Somit ist e_2 nach Gleichung 94

$$e_2 = 0,7 - 0,13 - 0,309 = 0,261 \text{ cm}$$

Es verhält sich also nach 100)

$$\tau : e_1 : e_2 = a : b : c = 1 : 2,37 : 2,01$$

Quellenangabe.

1. Bubendey, Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Zentralbl. d. Bauverw. 1896.
2. v. Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Bd., 2. Aufl.
3. Engesser, Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1893.
4. Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik. 5. Bd.
5. — Versuche über die Elastizität des Baubodens. Zentralbl. d. Bauverw. 1897.
6. Geiß, Tragfähigkeit von Pfählen in nachgiebigem Baugrund. Zentralblatt d. Bauverw. 1904.
7. — Ein Beitrag zum Problem der Rammpfähl. Beton u. Eisen 1911.
8. Griffith, The ultimate load on pile foundation. Proc. of the Am. Soc. of Civ. Eng. Vol. XXXVI, 1910.
9. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst. 1. Teil.
10. Howel, Straight or Tapered Concrete Piles. Eng. News 1909.
11. Jakoby, Die Frage der Pfahlstatik. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. 1910.
12. Kafka, Über die günstigste Form der Betonpfähle. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. 1908.
13. — Über eine ausgeführte Gründung mittels Beton-Blechrohr-Pfählen. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-V. 1909.
14. — Praktische Anwendungen der Methoden zur Bestimmung der zulässigen Pfahlbelastung. Beton u. Eisen 1909.

15. — Praktische Erfahrungen über künstliche Fundierungen in verbauten Stadtgebieten Österreichs. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-V. 1910.
16. — Die Berechnung der Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Armierter Beton, 1910.
17. Krapf, Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle.
18. Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe.
19. Love, Lehrbuch der Elastizität (deutsch von Dr. A. Timpe).
20. Rankine, Manuell of applied Mechanics. 4. Aufl.
21. Redtenbacher, Prinzipien der Mechanik und des Maschinenbaues.
22. Ritter, Lehrbuch der technischen Mechanik. 5. Aufl.
23. Rösler, Berechnung der Tragfähigkeit von eingerammten Pfählen. Zeitschr. f. Tiefb. 1910.
24. v. Schoen, Versuche über die Verdrängung des Bodens beim Einrammen von Pfählen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. 1909.
25. Stern, Künstliche Befestigung des Baubodens mittels „schwebender“ Pilotage. Beton u. Eisen 1907.
26. — Das Problem der Pfahlbelastung.
27. — Der Vorteil verjüngt gestalteter Fundamentkörper. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-V. 1909.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Taschenbuch für Bauingenieure.

Unter Mitwirkung von

Geheimrat Prof. Th. Böhm-Dresden, Geheimrat Prof. H. Engels-Dresden, Prof. Dr. jur. A. Esche-Dresden, Prof. M. Foerster-Dresden, Geheimrat Prof. Dr. C. Gurlitt-Dresden, Stadtbaurat a. D. Th. Koehn-Berlin, Regierungsbaumeister Privatdozent Dr. Ing. F. Kögler-Dresden, Geheimrat Prof. G. Lucas-Dresden, Geheimrat Prof. G. Mehrrens-Dresden, Baurat Dr. Ing. A. Schreiber-Dresden, Kgl. Bauamtmann E. Wentzel-Dresden
herausgegeben von

Max Foerster,

ord. Professor an der Technischen Hochschule in Dresden.

1927 Seiten auf bestem Dünndruckpapier.

Mit 2723 Textfiguren.

In englisch Leinen gebunden Preis M. 20,—

Der Bautechniker 1911, Nr. 44:

Durch das vorliegende Werk erfährt die angesehene deutsche technische Literatur eine Bereicherung, für welche die Fachwelt dem Herausgeber, seinen hervorragenden Mitarbeitern und last not least der allbekanntesten Verlagsbuchhandlung Dank wissen wird. Das Taschenbuch für Bauingenieure ist die Frucht langjähriger Arbeit, die Resultierende aus der Beherrschung der Wissenschaft, dem Verstehen der Praxis und der Erkenntnis ihrer Bedürfnisse. In mehr als 1900 eng bedruckten Seiten ist knapp und übersichtlich zusammengefaßt, was der Bauingenieur an theoretischen Kenntnissen und praktischen Erfahrungen bedarf... Jedes einzelne Kapitel — ob es den eigentlichen Bauingenieurwissenschaften oder deren Grenzgebieten gewidmet ist — ist mit solchem Verständnis für die Zwecke des Buches zusammengestellt, daß kaum eine Frage, die sich bei dem ungeheuer vielfältigen Schaffen des Bauingenieurs darbietet — darin unbeantwortet bleibt. ... Das vorliegende Taschenbuch wird bald auf dem Schreibtische keines Bautechnikers fehlen.

Armierter Beton.

Monatsschrift für Theorie und Praxis
des gesamten Betonbaues.

In Verbindung mit Fachleuten herausgegeben von

Dr.-Ing. E. Probst,
Privatdozent an der Technischen
Hochschule zu Berlin

und

M. Foerster,
ord. Prof. a. d. Technischen
Hochschule zu Dresden.

Monatlich ein Heft. — Preis vierteljährlich M. 3,50, ganzjährlich M. 14,—.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.