

# Der Betonpfehl

## in Theorie und Praxis

Von

Dr.-Ing. Otto Leske

Mit 26 Textfiguren



**Berlin**

Verlag von Julius Springer

1916

ISBN-13:978-3-642-90036-5 e-ISBN-13:978-3-642-91893-3  
DOI: 10.1007/978-3-642-91893-3

Alle Rechte, insbesondere das der  
Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.

Copyright 1916 by Julius Springer in Berlin.

## Vorwort.

Die Anregung zu dieser Arbeit verdanke ich Herrn Professor Kohnke. Ihm wie Herrn Professor Dr. Lorenz, der mir die Benutzung des Festigkeitslaboratoriums der Kgl. Technischen Hochschule Danzig freundlichst gestattete, sowie Herrn Professor Schulze bin ich für vielseitige Unterstützung und wertvolle Ratschläge zu Dank verpflichtet, den ich auch an dieser Stelle gern abstatte.

Des weiteren schulde ich Dank den Herren Regierungsbaumeister Winkler, Dipl.-Ing. Knäbel und Dipl.-Ing. Doeinck für wertvolle Hilfe bei den Laboratoriumsversuchen, sowie den Danziger Firmen Wayß & Freytag A.-G. und Gebr. Burchardt für bereitwillige Überlassung von Materialien und Arbeitspersonal.

Wenn die Arbeit auch naturgemäß die Frage des Pfahlproblems einer vollkommenen Lösung nicht entgegenführen konnte, so hoffe ich doch auch mit diesen, in erster Linie verneinenden Ergebnissen die behandelte Frage gefördert zu haben.

Der zweite Teil der Arbeit bezweckt eine auch zum Nachschlagen geeignete Zusammenstellung der gebräuchlichen Betonpfahlsysteme mit ihren Vorteilen und Nachteilen zu geben, um dem Ingenieur in der Praxis die Wahl des jeweils vorteilhaftesten Pfahles zu erleichtern.

**Berlin-Grünwald, im Oktober 1914.**

**Otto Leske.**

# Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Vorwort . . . . .	III
Einleitung . . . . .	1
<b>I. Abschnitt. Theorie der Pfahlgründungen.</b>	
I. Bisheriger Stand der Theorie.	
1. Der Sicherheitsgrad . . . . .	4
2. Die am Pfahle wirksamen Kräfte . . . . .	6
3. Voraussetzungen und Schwierigkeiten beim Aufstellen von Rammformeln . . . . .	12
4. Die Theorie von Stern . . . . .	18
5. Die Theorie von Kafka . . . . .	25
II. Neue Untersuchungen.	
6. Weitere Kraftwirkungen am Pfahl . . . . .	28
7. Neue Versuche . . . . .	30
8. Schlußfolgerungen aus den Versuchen . . . . .	43
9. Vergleich zwischen der Tragfähigkeit des Konuspahles und des Zylinderpahles . . . . .	47
10. Dynamische und empirische Rammformeln . . . . .	48
11. Die gebräuchlichsten Rammformeln . . . . .	51
12. Ergebnisse der neuen Untersuchungen . . . . .	53
<b>II. Abschnitt. Konstruktion und Beurteilung der verschiedenen Pfahlssysteme.</b>	
III. Vorzüge des Betons als Pfahlbaustoff.	
13. Widerstand gegen mechanische Einflüsse . . . . .	55
14. Widerstand gegen chemische Einflüsse . . . . .	57
15. Betonpfähle im Meerwasser . . . . .	59
16. Wirtschaftliche Vorzüge des Betons im Pfahlbau . . . . .	59
IV. Der fertige Betonpfahl.	
17. Bauweise des fertigen Pfahles . . . . .	61
18. Bewertung des fertigen Pfahles . . . . .	67
V. Die im Baugrund hergestellten Pfähle.	
19. Der Dulacpfahl . . . . .	69
20. Mastpfahl und Sternpfahl . . . . .	71
21. Der Raymondpfahl . . . . .	75
22. Der Straußpfahl . . . . .	76
23. Der Wolfsholzpfahl . . . . .	80
24. Der Simplexpfahl . . . . .	81
25. Pfähle mit Fußverbreiterung . . . . .	84
Schluß . . . . .	87
Literaturverzeichnis . . . . .	88

## Einleitung.

Von den drei Hauptbaustoffen, die vor Einführung des Eisenbetonbaues dem Ingenieur fast ausschließlich zur Verfügung standen: Holz, Eisen und natürlichem oder künstlich hergestelltem Steinmaterial, haben vor allem Stein und Eisen auf weiten Gebieten dem neuen Baustoff das Feld einräumen müssen. Weniger das Holz; Grund dafür ist, daß hier einige umfassende Anwendungsgebiete den Wettbewerb des Eisenbetons ausschließen. Dazu gehören alle provisorischen Bauten, bei denen schneller und leichter Aufbau und gleichzeitig die Möglichkeit ebenso raschen Abbruches verlangt wird. Auch bei allen Bauten, die möglichste Leichtigkeit der Konstruktion erfordern, oder die untergeordneten Zwecken dienen, wird die Holzbauweise dauernd vorgezogen werden. Ebenso wird das Holz auf seinem wohl wichtigsten Anwendungsgebiete, dem Dachstuhlbau, seine herrschende Stellung behaupten, namentlich je mehr der wirtschaftliche Wettbewerb dadurch ausgeschlossen wird, daß neueren Bestrebungen folgend, auch die hölzernen Dachstühle in einfachen und darum statisch klaren und sparsamen Formen ausgeführt werden.

Um so bemerkenswerter erscheint es, daß auf einem wichtigen Gebiet, für das die Anwendung von Holz früher fast ausschließlich in Frage kam, der Eisenbeton in der kurzen Zeit seines Bestehens das Holz in weitem Maße verdrängt hat. Es ist dies der Pfahlgründungsbau, der als ein Teil des Grundbaues zu den allerältesten Anwendungen der Ingenieurbaukunst zählt. Von seinem frühesten Vorkommen bei den Pfahlbauten der Urvölker an ist er bis zur neuesten Zeit stets ein wichtiges Gebiet des gesamten Bauwesens gewesen. Daher muß es auffallen, daß Jahrhunderte hindurch keinerlei Fortschritte in dieser Bauweise zu verzeichnen waren, es ist die Bauausführung bis gegen Ende des vorigen Jahrhunderts im Prinzip stets die gleiche geblieben. Dann erst entstanden neue Bauweisen durch die Einführung des Spülverfahrens und vor allem durch die Anwendung von Pfahlböcken mit zugfesten Pfählen. Auch auf theoretischem Gebiete waren lange Zeit keine Fortschritte festzustellen. Die gesamte Wirkungsweise, vor allem die Trag-

fähigkeit der Pfähle, ist zumeist nur nach empirischen, oft recht rohen Regeln beurteilt worden. Dieses erscheint freilich dadurch ausreichend erklärt, daß das Kräftespiel bei diesem hauptsächlich durch dynamische Wirkungen beeinflussten Bauvorgang offenbar so verwickelt ist, daß hierbei an eine Lösung der Fragen mit einer Genauigkeit wie bei den meisten Aufgaben der Statik nicht zu denken ist.

Ein Umschwung in diesen Verhältnissen trat ein, als der Eisenbetonbau sich auch dieses Gebiet des Baufaches zu erobern suchte. Zunächst gelang es, künstliche Pfähle herzustellen, die bedeutend größeren Widerstand gegen ruhende Lasten und Stoßkräfte boten als die hölzernen. Die dadurch ermöglichten, größeren Ausführungsmaße sowie die in der künstlichen Herstellung begründeten, vielgestaltigen Querschnittsformen und die andere Oberflächenbeschaffenheit der Pfähle machten die bisherigen Rammformeln unbrauchbar. Erschien bei diesen Eisenbetonpfählen noch das Prinzip der Bauweise — Einrammen fertiger Pfähle — dem des Holzbaues nahe verwandt, so traf dieses nicht mehr zu bei den zahlreichen, neueren Methoden der Herstellung von Pfählen im Erdreich. Da hier auch teilweise das Rammen wegfiel, so wurden alle auf der langen Erfahrung des Holzbaues beruhenden Regeln zur Beurteilung der Tragfähigkeit und damit der Sicherheit von Pfahlgründungen wertlos. Dazu kam, daß der größere Wert des einzelnen Betonpfahles eine wirtschaftlichere Ausnutzung durch genauere Rechnungsweisen wünschenswert erscheinen ließ. Infolgedessen machte sich bald das Bestreben geltend, die alten Erfahrungsregeln den neuen Verhältnissen anzupassen oder gänzlich neue Regeln aufzustellen, wobei die besonderen Konstruktionsweisen der einzelnen Systeme für die Festlegung der rechnerischen Grundlagen bestimmend waren. Es konnte so nicht ausbleiben, daß das Bemühen, die besonderen Vorzüge der verschiedenen Patente zu möglichst günstigen Rechnungsannahmen auszunutzen, zu einer Fülle oft nicht unparteiischer Rechnungsmethoden führte.

Wenn also die große Anzahl der neu eingeführten Pfahlgründungen es einerseits erfordert, diese einer vergleichenden Prüfung in praktischer und wirtschaftlicher Hinsicht zu unterziehen, so ist es andererseits auch wünschenswert, die theoretischen Untersuchungen über die Standfestigkeit der neueren Pfahlbauweisen, wie sie zurzeit vorliegen, unparteiisch zu beleuchten.

Da jedoch das Kräftespiel beim gerammten Pfahl hauptsächlich durch zwei Wirkungen: den Erdwiderstand und den Rammstoß beeinflusst wird, die beide der wissenschaftlich exakten Forschung bis heute noch manche unüberwundene Schwierigkeit entgegensetzen, so ist von vornherein zu betonen, daß eine exakte Lösung aller Fragen nicht zu erreichen ist. Die Aufgabe dieser Abhandlung ist vielmehr folgende:

Es soll zunächst in einem theoretischen Teil untersucht werden, ob und wie sich die Tragfähigkeit des Eisenbetonpfahls allgemein ermitteln läßt. Dazu müssen die zahlreichen gebräuchlichen Rammformeln und die neueren, theoretischen Abhandlungen über diese Frage einer Kritik unterzogen werden. Sodann sollen Laboratoriumsversuche beschrieben werden, die der Verfasser zur Untersuchung einiger einschlägiger Fragen im Festigkeitslaboratorium der Technischen Hochschule zu Danzig angestellt hat. Im zweiten Teil sollen dann die bemerkenswerteren, neueren Pfahlbauweisen von praktischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten aus beleuchtet und verglichen werden. Hierbei muß jeweils eine wenigstens kurze Beschreibung der einzelnen Systeme vorausgeschickt werden. Zum Schluß soll als Ergebnis der praktischen und theoretischen Erwägungen die Antwort auf die Frage versucht werden, welche Pfahlgründungsart im bestimmten Einzelfall den Vorzug verdient.

Erster Abschnitt.

## Theorie der Pfahlgründungen.

### I. Bisheriger Stand der Theorie.

#### 1. Der Sicherheitsgrad.

Aufgabe des Statikers bei einem Bauentwurf ist es, möglichst große Standsicherheit des Bauwerks mit möglichst geringen Kosten zu erreichen, also zwei sich stets widerstrebende Forderungen, soweit angängig, miteinander zu vereinigen. Die Lösung dieses Problems kann stets nur eine Annäherungslösung, ein Kompromiß sein, nicht nur weil beide Aufgaben ihre gleichzeitige vollkommene Lösung gegenseitig ausschließen, sondern schon deshalb, weil keine der beiden Aufgaben für sich theoretisch exakt behandelt werden kann. Auch wo es gelingt, bestimmte hierbei auftretende Fragen, wie z. B. nach dem Minimum der Kosten oder wie zumeist nach der Bestimmung des vorhandenen Sicherheitsgrades, in mathematische Form zu kleiden, ist die Behandlung und Lösung der Frage nur scheinbar exakt, denn die mathematische Einkleidung kann stets nur mit Hilfe zahlreicher Annahmen erreicht werden, stellt also immer eine Annäherung dar. Die Praxis des Ingenieurbaues verlangt in den meisten Fällen Genauigkeit nur in bestimmten Grenzen, die so gesteckt sind, daß die Lösung einer großen Anzahl von Aufgaben innerhalb dieser Grenzen als exakt anzusehen ist. Das zweite Problem, größte Standsicherheit mit größter Wirtschaftlichkeit zu vereinigen, wird dadurch überwunden, daß für eine der Forderungen, in der Regel für die Standsicherheit, ein vereinbartes Maß festgesetzt wird, und danach die andere Forderung möglichst günstig erfüllt wird. Wird ein bestimmter  $n$ -facher Sicherheitsgrad im Bauwerk als nötig und ausreichend festgesetzt, so ist die Konstruktion dann so zu wählen, daß die Kosten ein Minimum werden.

Bei der Wahl des Sicherheitsbeiwertes fällt es nun auf, daß bei zusammengesetzten Bauwerken oft für die verschiedenen Einzelteile

verschiedene Sicherheitsgrade vorgeschrieben werden, ein Verfahren, das zunächst unbegründet und falsch erscheint, da natürlich die Überwindung des geringsten im ganzen Bauwerk vorhandenen Sicherheitsgrades theoretisch zum Einsturz führen müßte, ohne daß die gewählten höheren Sicherheitsgrade anderer Bauteile in Wirksamkeit treten könnten. Diese Teile wären also unwirtschaftlich entworfen.

Zwei Gründe können dieses Verfahren rechtfertigen. Man kann einmal für einzelne Bauteile, bei deren Berechnung vereinfachte Annahmen zu ungunsten der Sicherheit gemacht wurden, zum Ausgleich einen höheren Sicherheitsgrad wählen. Z. B. ist im Eisenbetonbau der hohe zehnfache Sicherheitsgrad für Säulen im Vergleich zu dem vorgeschriebenen sechsfachen Sicherheitsgrad für Balken und Decken zum Teil darin begründet, daß man bei Berechnung der Säulen die stets auftretenden Biegungsspannungen zu vernachlässigen pflegt. Umgekehrt kann man zweitens einen kleineren Beiwert als sonst im Bauwerk zulassen, wenn für Berechnung bestimmter Bauteile sehr ungünstige Annahmen gemacht sind, sei es, daß eine größere Reihe schädlicher Einflüsse in Rechnung gestellt ist, deren gleichzeitiges Auftreten sehr unwahrscheinlich ist, sei es, daß zur Vereinfachung der Rechnung grobe Annäherungen zugunsten der Sicherheit gemacht wurden. So werden z. B. im Eisenbau bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Nutzlast, Wind und Schnee größere Spannungen zugelassen als bei der Belastung ausschließlich mit Nutzlast.

Mit am auffälligsten ist die Abweichung des Sicherheitsgrades vom üblichen Maße bei Pfahlgründungen. Während der übliche Wert des Sicherheitsbeiwertes  $n$  zwischen 4 und 6 schwankt, legt man in der Praxis gerade bei diesem wichtigen Bauteil gewöhnlich einen wesentlich geringeren Wert zugrunde.  $n$  beträgt in gewöhnlichen Fällen 2, steigt ausnahmsweise auf 3 und fällt in besonderen Fällen sogar unter 2. Dabei ist man gerade hier mit am weitesten von dem wünschenswerten Zustande entfernt, die theoretischen Grundlagen so genau geklärt zu wissen, daß man sich deshalb mit einem geringeren Sicherheitsgrade begnügen könnte. Im Gegenteil ist die Fülle der mitspielenden Zufälligkeiten und ungeklärten Einflüsse kaum irgendwo im Bauwesen so groß, wie bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des Baugrundes und im besonderen der Tragfähigkeit von Pfählen.

Die Erklärung für diesen scheinbaren Widerspruch liegt darin, daß gerade infolge dieser mannigfachen Schwierigkeiten beim Aufstellen von Rammformeln so zahlreiche und weitgehende Annahmen zugunsten der Sicherheit gemacht werden mußten, daß die entstehenden Formeln ein völlig falsches Bild von der Sicherheit der danach ausgeführten Konstruktion ergeben. Es bleibt daher nur der Weg, auf Grund der Erfahrung einen Sicherheitsgrad in die Formeln einzuführen,

der tatsächlich die gleiche Standsicherheit gewährleistet, wie sie bei anderen Bauteilen üblich ist. Schon hieraus läßt sich erkennen, daß die üblichen Rammformeln nur einen sehr beschränkten Wert besitzen.

Dazu kommt bei Beurteilung des Sicherheitsgrades jeder Gründung eine weitere Schwierigkeit. Die Standsicherheit irgendeiner Konstruktion des Aufbaues bezieht man auf die Bruchfestigkeit und damit auf einen genau festgelegten Ausgangspunkt. Ein der Bruchgrenze entsprechender Vergleichspunkt läßt sich bei der Beanspruchung des Baugrundes nicht finden. Wenn auch Vorschläge für eine solche Festsetzung gemacht sind, so ist eine Einigung darüber bisher doch nicht erzielt. Stern <sup>1)</sup> will entsprechend der Festigkeitsgrenze festsetzen „als äußerste Belastungsgrenze des Pfahles jene Pfahllast anzusehen, bei welcher das der Verdrängung ausgesetzte Erdreich nicht mehr imstande ist, dem Eindringen des belasteten Pfahles überhaupt Einhalt zu tun“, bei der also der Pfahl seine Bewegung ununterbrochen fortsetzt. Wenn Stern meint, daß der Ermittlung dieser Grenze nur die Schwierigkeit im Wege stünde, genügend große Belastungen auf den Pfahl zu bringen, so ist dem entgegenzuhalten, daß selbst im theoretisch gleichartigen Boden ein solches Stadium wohl kaum denkbar ist. Jedenfalls wird sich bei einem Setzungsdiagramm, wie es ein normaler Baugrund mit wechselnden Schichten liefert, kaum mit einiger Annäherung ein Punkt feststellen lassen, der als Beginn dieses Zustandes anzusehen wäre. Eher wäre wohl, wie es ähnlich von Emperger für Belastungsproben im Baugrund vorschlägt, ein Punkt feststellbar, bei dem die Senkung des Pfahles nicht mehr proportional der Auflast zunimmt, sondern schneller wächst. Dieser Punkt ließe sich im Setzungsdiagramm festhalten, solange nicht durch unregelmäßige Schichtenbildung ein ganz unregelmäßiges Diagramm entsteht. Auf diese Proportionalitätsgrenze könnte ähnlich wie bei den Baustoffen auf die Festigkeitsgrenze der Sicherheitsgrad bezogen werden. Bei der Aufstellung einer Rammformel für die Praxis wäre auch diese Frage, auf welche Einsenkung der Sicherheitsgrad bezogen ist, bzw. welche Senkung als gefährlich angenommen ist, jedesmal zu berücksichtigen.

## 2. Die am Pfahle wirksamen Kräfte.

Es erhellt auf den ersten Blick, daß das Problem der Pfahlstatik, wie kaum ein anderes in der technischen Mechanik, von einer ungeheuren Anzahl wesensverschiedener Einflüsse abhängig ist und auf eine Fülle wichtiger, zum größten Teil noch ungeklärter Fragen führt, deren Beantwortung der Lösung des Pfahlproblems vorausgehen müßte. Ein

---

<sup>1)</sup> Ottokar Stern, Das Problem der Pfahlbelastung. Berlin 1908.

Beweis dafür ist die Tatsache, daß in der verhältnismäßig kurzen Zeit, seitdem diese Aufgabe mehr in den Vordergrund getreten ist, die einschlägige Literatur ins Riesige gewachsen ist, und daß stets wieder in theoretischen, einander häufig widersprechenden Untersuchungen und praktischen Experimenten diese Fragen behandelt werden, ohne daß ein abschließendes Ergebnis bisher erreicht wäre.

Während diese Arbeiten zunächst nur die wichtigsten mitwirkenden Umstände in Rechnung setzten, führte die Unzufriedenheit mit dem Erreichten dazu, daß immer mehr Einflüsse untersucht und in den Formeln berücksichtigt wurden. Die neueren Rammformeln haben dadurch bereits zumeist einen solchen Umfang und einen derart entwickelten Aufbau erreicht, daß keine von ihnen weiteren Eingang in die Baupraxis gefunden hat <sup>1)</sup>. Es werden im Baufach immer noch fast ausschließlich die handlicheren, alten Formeln trotz ihrer deutlichen Mängel benutzt.

Abgesehen von diesem Nachteil drängt sich jedoch dem Beobachter die Frage auf, die später ausführlicher behandelt werden soll, ob mit dem Nachteil der geringen, praktischen Brauchbarkeit dieser Versuchsergebnisse denn nun wirklich ein wesentlicher Vorteil in theoretischer Hinsicht gewonnen ist, oder ob nicht vielmehr noch eine ganze Reihe von Faktoren unbeachtet geblieben ist, die gleiche Bedeutung besitzen, wie manche anderen Einflüsse, die sich nur theoretisch etwas bequemer in den Formeln unterbringen lassen.

Wohl die neuesten Forschungen und Zusammenstellungen der bisherigen Resultate gibt Stern in seinem bereits angeführten Werk. Seine Auffassungen sind meines Wissens in der Literatur bisher nicht bestritten worden. Es soll das Sternsche Werk, soweit nicht ältere Versuche mit herangezogen werden müssen, dem Folgenden zugrunde gelegt werden und genauer untersucht werden, welche seiner Anschauungen bestritten werden müssen. Zur Vereinfachung sollen Sterns Definitionen und Bezeichnungsweisen möglichst beibehalten werden.

Stern bemüht sich, im ersten Teil seines Werkes Klarheit in die Frage zu bringen, welche Kräfte insgesamt beim Eindringen eines Pfahles in das Erdreich auftreten. Schon bei der Aufstellung dieser Kraftwirkungen aber ist zu bemerken, daß er von vornherein auf ein bestimmtes Ziel zusteuert, nämlich den Beweis zu der Behauptung, die sich als roter Faden durch sein ganzes Werk hinzieht, daß ein konisch geformter Pfahl im Erdreich größeren Widerstand findet, als ein zylindrischer. Stern erklärt, daß außer einigen nebensächlichen Ursachen, wie z. B. der Klebrigkeit, alle Pfahlwiderstände überhaupt nur auf konische Pfähle, bei zylindrischen Pfählen also nur auf die konische Spitze wirkten.

---

<sup>1)</sup> Vgl. S. 52 und 53.

Diese Frage ist in doppelter Hinsicht von größter Wichtigkeit; einmal vom theoretischen Standpunkt aus, weil mit dem Gelingen dieses Beweises der Pfahltheorie ganz neue Bahnen gewiesen wären. Dann ist die Frage aber auch von großer praktischer Bedeutung, weil einige der wichtigsten und verbreitetsten Pfahlssysteme sich nicht konisch ausführen lassen und die Bedeutung dieser Systeme daher beim Gelingen dieses Beweises erheblich zurücktreten würde. Die Absicht nun, diesen Beweis zu liefern, führt Stern schon bei der Aufzählung der Ursachen für die Eindringungswiderstände zu Unklarheiten. Stern bezeichnet die Gesamtheit der dem Pfahl entgegenwirkenden Kräfte als Eindringungswiderstand, gleichgültig, ob diese Kräfte normal zum Pfahl oder in seiner Tangentialrichtung wirken. Beim Eindringungswiderstand unterscheidet Stern die regelmäßig wirkenden Kräfte, Verdrängung, Reibung und Anhaftung, und die gelegentlich mitwirkenden Ursachen. Davon ist die Anhaftung — Adhäsion — eine Tangentialkraft, die Verdrängung eine Normalkraft. Die Reibung ist die durch diese Verdrängungskraft hervorgerufene Tangentialkraft, gleich dem Produkt aus Verdrängungskraft und Reibungsbeiwert. Unglücklich erscheint in der Definition der ausdrücklich scharf hervorgehobene Gegensatz zwischen Verdrängung und Reibung, die in Wahrheit die Komponenten einer einzigen schräg gerichteten Kraft darstellen und nicht getrennt auftreten können.

Unter Verdrängungswiderstand versteht Stern nur diejenige Reaktion, die im Erdreich dadurch ausgelöst wird, daß der Pfahl das Erdreich aus seiner Lage verdrängt, also nur die Kraftwirkung, die durch Herstellung eines Loches oder Erweiterung eines vorhandenen Loches im Augenblick der Kraftwirkung selbst hervorgerufen wird. Diese Auffassung seiner Definition der Verdrängungskraft wird später dadurch bestätigt, daß er eine solche Kraft nur dort für möglich erklärt, wo konische Pfahlteile in das Erdreich eindringen. An einem zylindrischen Pfahlteile wirken, wie er später ausführlich beweist, keine Verdrängungskräfte.

Außer diesem Verdrängungswiderstand am konischen Pfahlteil tritt nun nach Sterns Erklärung am ganzen Pfahl kein weiterer Normalwiderstand auf, wie er in § 4 S. 9 ausdrücklich zur näheren Erklärung seiner früheren Definition hervorhebt. Damit wäre dann auch das Auftreten irgendeiner weiteren Reibungskraft ausgeschlossen. In dieser Auffassung liegt die erste wesentliche Lücke in der Sternschen Anschauung. Zunächst ist klar, daß ein Pfahl, der Tangentialwiderstände nur beim Eindringen erlitte, sich ohne den geringsten Widerstand wieder ausziehen lassen müßte, während zum Ausziehen des Pfahles in Wahrheit erfahrungsgemäß Kräfte gehören, die oft fast so groß, manchmal größer sind als die Lasten, die denselben Pfahl zum weiteren Eindringen

bringen. Es ist ferner ersichtlich, daß abgesehen vom reinen Widerstand gegen weitere Bodenverdrängung als weitere wesentlich auf den Pfahl wirkende Kraft die Reaktion infolge Elastizität des verdichteten Erdbodens in Frage kommt.

Das vom Pfahl verdrängte Erdreich wird, wie auch Stern angibt, eine Bodenverdichtung in der Nachbarschaft des Pfahles hervorrufen, und zwar wird das Verdichtungsgebiet um so größer sein, je größer die Dichtigkeit, je geringer also die Zusammendrückbarkeit des Bodens ist. Erdreich ist elastisch und behält darum nach dem Absenken des Pfahles das Bestreben bei, den ursprünglichen Zustand wieder herzustellen und dieses Bestreben macht sich als Normaldruckkraft auf den Pfahl bemerkbar. Nun spricht Stern im späteren Verlauf bei Erwähnung der gelegentlich mitwirkenden Ursachen auch von der Bodenelastizität. Darunter versteht er jedoch etwas anderes, nämlich einen nur zeitweise wirkenden Erddruck, der vorübergehend so lange besteht, bis der Boden Zeit gefunden hat, einen Teil des Spannungsüberschusses in benachbarte und weniger verdichtete Gebiete abzugeben. Dieser wieder verschwindende Erddruck stellt jedoch — das ist wesentlich — nur einen Teil der elastischen Bodenkräfte dar. Der größere Teil ist eine bleibende Kraft, die dauernd auf den Pfahl wirkt, soweit nicht etwa durch spätere äußere Veränderungen im Erdreich ein Ausgleich auch dieser Spannung ermöglicht wird.

Es muß bei Betrachtung dieser Frage im Auge behalten werden, daß das Erdreich einen Aggregatzustand zwischen dem flüssigen und dem festen Zustande darstellt, daß also weder die Druckgesetze der Flüssigkeit, noch die des festen Körpers gelten. Ähnlich wie bei der Flüssigkeit wird hier wenigstens ein Teil des Druckes sich angenähert nach allen Seiten verteilen, ähnlich wie beim festen Körper, z. B. einem Holzstamm, in den ein Keil eingetrieben wird, wird hier wenigstens ein Teil, der auf den Keil wirkenden Reaktion bestehen bleiben, so lange bis der Keil — beim Erdreich der Pfahl — entfernt wird. Während beim Wasser die Fortpflanzung des Druckes nach allen Seiten sich gleichzeitig mit der Druckwirkung vollzieht, wird sie im Erdreich allmählich vor sich gehen, und zwar um so langsamer, je dichter der Boden ist.

Noch nicht berücksichtigt sind bei dieser Betrachtung der Bodenelastizität etwaige Bodenschwingungen, die außerdem die Erscheinung vorübergehend verändern können.

Während also Stern keine durch die Bodenelastizität dauernd hervorgerufene Klemmwirkung des Erdreiches auf den Pfahl kennt, und außer der Normalkraft, die nur dem weiteren Eindringen sich entgegenstellt, eine Normalkraft überhaupt nicht annimmt, wird in Wirklichkeit diese aus der Elastizität herrührende Normalkraft, wie sich ja beim Ziehversuch zeigt, den Hauptanteil zu der Reibungskraft am Pfahl

liefern. Diese Reibung wirkt nun je nach der Krafrichtung sowohl aufwärts wie abwärts, macht sich also beim Rammen wie beim Ziehen bemerkbar und muß außerdem auf einen zylindrischen Pfahl genau so wirken wie auf einen konischen.

Wenn man diesen Reibungswiderstand vernachlässigt, so ist klar, daß außer geringfügigen Nebenerscheinungen nur der Widerstand gegen weitere Bodenverdrängung übrig bleibt, ein Widerstand, der in der Tat nur von den eindringenden Pfahlteilen, also den konischen Teilen ausgelöst werden kann. Damit beweist denn Stern auch in längeren Ausführungen eine außerordentliche Überlegenheit der Tragfähigkeit eines konischen Pfahles gegenüber der eines zylindrischen. Alle diese Erwägungen, die den Hauptbestandteil des Sternschen Werkes ausmachen, werden jedoch hinfällig mit der Erkenntnis, daß Stern eine wesentliche Kraftursache, die beim zylindrischen wie konischen Pfahl gleichmäßig wirksam ist, außer acht läßt. Im besonderen baut sich die von Stern ausführlich aufgestellte statisch-geometrische Methode zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit auf diesen falschen Grundlagen auf. Im weiteren Verlauf sollen noch gegen einige andere Grundlagen der Sternschen Betrachtungen Einwände erhoben werden.

Die Unterscheidung zwischen den reinen Verdrängungswiderständen gegen weiteres Eindringen und den infolge des schon verdichteten Erdreichs auftretenden, elastischen Normalkräften gibt der von Stern mit Nachdruck verfochtenen Anschauung recht, daß Ziehversuche einen Maßstab für die Tragfähigkeit eines Pfahles nicht abgeben können, da ein wesentlicher Teil des Bodenwiderstandes beim Ziehen nicht auftritt.

Außer der bisher besprochenen Verdrängungskraft führt Stern als regelmäßig wirkenden Eindringungswiderstand die Anhaftung an. Er versteht unter Anhaftung eine Adhäsionswirkung, die dann entstehen soll, wenn bei besonders starken Kraftwirkungen die Erdteilchen an den Pfahlmantel so stark angepreßt werden, daß die Luftteilchen dazwischen verschwinden, wodurch eine starke Anhaftung entstände, ähnlich wie bei dem bekannten Experiment, bei dem die starke Adhäsion zweier glatter Glasplatten dargestellt wird, die ohne ein Luftmedium aufeinander ruhen. Meines Erachtens kann bei dem doch stets von Luft durchsetzten Boden eine solche Wirkung nicht auftreten, da die Erdkörner ihrer Form und Größe wegen stets nur in Punkten oder Kanten am Pfahlmantel anliegen werden. Außerdem würde das Auftreten einer solchen Erscheinung nur zur Folge haben, daß sich zwischen diesen anhaftenden Erdteilchen und den nächsten Erdteilchen eine Trennung einstellen würde, so daß nur an Stelle der Reibung zwischen Erde und Holz die Reibung zwischen Erde und Erde treten würde.

Diesen regelmäßig wirkenden Widerständen stellt Stern als untergeordnet die gelegentlich mitwirkenden Ursachen gegenüber. Er zieht

als solche in Betracht: Erddruck, Druckkräfte infolge vorübergehender Bodenspannung, infolge von Klebefestigkeit und infolge von Bodenschwingungen. Einen Einfluß des Erddruckes schließt Stern mit der Begründung aus, in einem nicht rolligen Boden würde ein Loch vom Durchmesser eines Pfahles auch in sich stehen, wenn es nicht durch Rammen, sondern durch Ausgrabung entstanden wäre. Bei festem Boden, der freilich für Pfahlgründung selten in Frage kommen wird, trifft dies auch zu. Es kommt eben auf die Kohäsionsfestigkeit des betreffenden Materials an. Je kohäsionsloser der Boden ist, desto mehr wird sich, namentlich in tieferen Schichten, ein Erddruck entgegen der Sternschen Auffassung doch bemerkbar machen.

Unter der vorübergehenden Bodenspannung versteht Stern, wie erwähnt, den Teil der elastischen Kraftwirkung, der sich allmählich im Boden wieder ausgleicht, der also nur eine Folge davon ist, daß die Verschiebung der Bodenteilchen eine gewisse Zeit beansprucht. Diese Kraftwirkung ist zuzugeben, nur ist sie nicht unter die gelegentlichen, sondern unter die regelmäßig wirkenden Ursachen zu zählen, da diese Nachwirkung stets, wenn auch freilich je nach der Bodenart verschieden lange auftreten wird.

Eine weitere Erscheinung bezeichnet Stern als Klebefestigkeit. Er definiert diese als eine erhöhte Haftfestigkeit, die dadurch entsteht, daß bei einem in hohem Wasserstand gerammten Pfahl das Erdreich nach dem Zurücktreten des Wassers beim Austrocknen fest am Pfahl ankleben könnte. Stern mißt aber dieser Erscheinung für die Praxis keine Bedeutung bei, weil eine solche Eigenschaft des Bodens nicht beim Rammen, sondern erst hinterher zutage treten könnte. Dagegen will er mit dieser Annahme verschiedene Erscheinungen erklären, die bei wissenschaftlichen Rammversuchen bisher unaufgeklärt blieben.

Als letzten Eindringungswiderstand führt Stern die Bodenschwingungen an, die bekannt sind und auch zu einigen Veröffentlichungen in der Literatur Anlaß gegeben haben. Aus diesen Angaben ist zu ersehen, wie in bestimmten, zäh zusammenhängenden, sehr elastischen Bodenschichten die lebendige Kraft des Rammstoßes dazu verbraucht wird, den Boden in Schwingungen zu versetzen. Es wird dann stets nur noch eine geringe Pfahleinsenkung unter der Ramme auftreten, während eine verhältnismäßig geringfügige ruhende Last auf dem Pfahl, die solche Schwingungen nicht hervorruft, große Eindringungen des Pfahles bewirkt<sup>1)</sup>. Auch diese bekannten Tatsachen mahnen nicht nur zu der Vorsicht, den Sicherheitsgrad der Pfahlgründung solchen Fällen anzupassen, sondern zeigen auch einen der Punkte, den auch die genauesten, theoretischen Untersuchungen der Pfahlwiderstände

---

<sup>1)</sup> Engin. News 1888.

nicht berücksichtigen können. Von allen diesen Einflüssen, die Stern als wesentlich für den Eindringungswiderstand anführt, läßt sich kein einziger theoretisch streng beurteilen. Mit Hilfe seiner statisch-geometrischen Methode will Stern nun, die physikalischen Eigenschaften des vorliegenden Baugrundes als bekannt vorausgesetzt, rein theoretisch die für eine bestimmte Last bei zulässiger Setzung erforderliche Pfahllänge bestimmen. Da er sich damit von Messungen beim Rammen freimacht, gewinnt er zunächst den Vorteil, unabhängig zu werden von allen vorübergehenden Erscheinungen, wie z. B. Bodenschwingungen, Wechseln der Klebefestigkeit usw.

Es scheint hierdurch also zunächst, als wäre es möglich, wenigstens die Hauptursachen der Eindringungswiderstände theoretisch zu untersuchen.

Es ist jedoch hierfür nötig, sich ein genaues Bild von allen den Vernachlässigungen zu machen, die den Annahmen zugrunde liegen, um den Wert der vorgeschlagenen Methode beurteilen zu können. Es sollen deshalb hier die Voraussetzungen zusammengestellt werden, die bei Aufstellung dieser und anderer Pfahltheorien stets, und zwar meist stillschweigend gemacht werden.

### 3. Voraussetzungen und Schwierigkeiten beim Aufstellen von Rammformeln.

Es ist einmal eine Reihe von Annahmen anzuführen, die in den meisten Fällen auch mit Recht zugrunde gelegt werden können, und ohne die eine Theorie der Pfahlstatik überhaupt nicht denkbar ist.

Erstens darf es sich nur um rein physikalische Fragen handeln. Chemische Vorgänge, die Änderungen im Erdreich oder Veränderungen am Baustoff hervorrufen könnten, sind auszuschließen. Ferner ist vorausgesetzt, daß die Materialfestigkeit des Pfahles aus der Betrachtung ausgeschieden werden kann, daß sie also groß genug ist, um eine Zerstörung des Pfahles auszuschließen, ehe die Widerstandsfähigkeit des Bodens erschöpft ist. Da die gefährlichsten Beanspruchungen beim Rammen auftreten und es sich hierbei um dynamische Wirkungen handelt, so ist nicht die Bruchfestigkeit, sondern die Ursprungsfestigkeit des Pfahlmaterials maßgebend <sup>1)</sup>. Sodann dürfen keine festen Widerstände im Boden, wie Steine usw. den normalen Rammverlauf stören. Schließlich ist noch eine zentrische Belastung des Pfahles vorauszusetzen.

Ebenso wichtig wie diese stets zulässigen grundlegenden Annahmen ist nun die große Reihe der Voraussetzungen, die meist stillschweigend über die Beschaffenheit des Erdbodens gemacht werden. Die wichtigste

<sup>1)</sup> Siehe z. B. Ludwik, Zeitschr. des Vereins deutsch. Ingen. 1913. S. 209.

davon ist die, daß der Boden völlig oder wenigstens stufenweise homogen ist. Die meisten technischen Untersuchungen gelten nur für den Fall, daß das Material homogen oder doch aus wenigen in sich homogenen Teilen zusammengesetzt ist. Schon diese Grundbedingung trifft beim Erdreich nicht zu. Abgesehen von bestimmten Fällen, wo durch die ganze Gründungstiefe hindurch gleichartiges Material wie z. B. loser Sand vorhanden ist, wird in der Regel die Homogenität durch die mannigfachsten Ursachen gestört. Es wechseln im Erdreich zumeist die verschiedensten Bodenarten. Dabei wird das Streichen der Schichten in den seltensten Fällen horizontal verlaufen, so daß die an einem Bohrloch oder Probepfahl gewonnenen Erfahrungen für andere Punkte derselben Baustelle nicht mehr maßgebend und oft völlig wertlos sind. Hierbei fällt sehr ins Gewicht, daß gerade Pfahlgründungen oft bei sehr unregelmäßigen Bodenverhältnissen ausgeführt werden. Besonders an Flußufern ist bei sehr steilem und unregelmäßigem Abfallen der Schichten zum Fluß hin eine genaue Kenntnis des Bodens oft auch durch viele Bohrungen nicht zu gewinnen.

Schon wenige verschieden geartete Bodenarten, die dem Pfahl wechselnden Widerstand entgegensetzen, können bei unregelmäßiger Anordnung eine große Anzahl verschiedener Kombinationen auch auf begrenzter Baustelle liefern, so daß sich ein ungefähr gültiges Durchschnittsprofil der theoretischen Untersuchung nicht zugrunde legen läßt.

Bei jeder Theorie sind ferner von vornherein die Ausnahmefälle auszuschalten, wo etwa durch besondere Schichtenlagerung beim Rammen oder den dazu gehörigen anderen Bauarbeiten die Bodenlagerung während der Arbeit eine Änderung erfährt, sei es, daß durch das Durchschlagen wasserabschließender Lagen die Durchspülung vorher festgelagerter Schichten eintreten kann, sei es, daß durch Anschneiden bestimmte Lagen in Bewegung gebracht werden können.

Die Frage der Homogenität wird ferner auch dadurch verwickelter, daß der Wechsel im Bodenmaterial in der Regel nicht sprungweise vor sich geht, so daß man es mit einzelnen in sich homogenen Teilen zu tun hätte, die sich ja unter Umständen in der Theorie berücksichtigen ließen. Dieser Übergang findet vielmehr meist allmählich statt. Wechselt z. B. eine Sandschicht mit einer Tonschicht, so wird in den Übergangsschichten auch eine große Zahl ganz unregelmäßig wechselnder Übergangszustände vertreten sein. Die Mischung zweier so verschiedener Materialien wird demnach auch einen un stetigen Wechsel der physikalischen Eigenschaften des Baugrundes zur Folge haben. Kommt dann noch ein wechselnder Wasserzufluß hinzu bei Bodenarten, die sich der Wasseraufnahmefähigkeit gegenüber verschieden verhalten, so ist die Anzahl der im Wechsel der Zeit auftretenden verschiedenen Zustände, die alle andersartig auf den Pfahl einwirken können, unendlich groß. Durch Änderung

des Wasserzusatzes, wie etwa bei wechselndem Wasserstande in der Nähe von Flußläufen, ändern sich die wichtigsten physikalischen Grundeigenschaften der Stoffe. Zunächst kann der Aggregatzustand aus dem nahezu festen in den nahezu flüssigen, breiartigen Zustand übergehen und umgekehrt. Es ändert sich der Reibungsbeiwert des Erdmaterials, der für die Widerstände von großer Bedeutung ist. Die Größe dieses Einflusses auf die Pfahltragfähigkeit ist bekannt aus den diesbezüglichen Erfahrungen beim Rammern. Nicht nur die Art des Bodens, sondern auch die Art der Belastung durch das spätere Bauwerk ist wichtig für die Größe der Reibung. Bei einem Bauwerk, das Erschütterungen ausgesetzt ist, kann die Reibung durch die Stöße ganz aufgehoben werden. Neben der Reibung kann auch Klebrigkeit im Baugrund auftreten und verschwinden. Kurz, die Fülle der Kombinationen, die ein Pfahl auf seinem Rammwege antreffen kann, ist schon sehr groß, wie viel mehr die Verschiedenheiten, die eine große Anzahl von Pfählen in den verschiedenen Punkten einer Baustelle zu wechselnden Zeiten antreffen werden. Man sieht, wie weit die grundlegende Annahme eines homogenen, gleich fest gelagerten Baugrundes sich von der Wahrheit entfernen kann. Zu den bis hierher angeführten Schwierigkeiten läßt sich der Einwand erheben, daß in der Praxis häufiger die theoretischen Ausnahmefälle vorliegen, wo man es mit einem verhältnismäßig wenig wechselnden Baugrund zu tun hat, wo also die Annahme eines aus wenigen homogenen Teilen zusammengesetzten Bodens einen geringen Fehler bedeutet. Hier sind als Beispiel die gleichmäßigen Baugrundsichtungen zu nennen, wie sie an der Nordsee meist vorliegen. Aber auch für diese Fälle gelten die folgenden weiteren Schwierigkeiten.

Die Aufgabe, die Tragfähigkeit eines Rammpfahles theoretisch zu bestimmen, führt nämlich weiter auf eine große Reihe von Fragen, die teils noch wenig erforscht, teils gänzlich ungeklärt sind. Fragen z. B., wie weit die Dichtigkeit und die Tragfähigkeit des Baugrundes mit zunehmender Tiefe wächst, welchen Einfluß ferner die Abstände der einzelnen Pfähle, also die Überschneidung der einzelnen Verdichtungsgebiete haben, wie weit und in welcher Weise Erddruck auf den Pfahl wirkt, sind vorher zu beantworten und ihre Lösung in die weiteren Forschungen einzubeziehen. Die Behandlung jeder einzelnen dieser Fragen würde umfangreiche Arbeiten und praktische Versuche verlangen. Um an einem Beispiel zu zeigen, auf welche Untersuchungen diese Überlegungen führen und wie sich hierbei die Schwierigkeiten für eine theoretische Lösung des Pfahlproblems häufen, soll der Frage nach der zunehmenden Dichtigkeit des Bodens etwas näher getreten werden.

Bekannt ist, daß bei gleichartig festgelagertem Boden die Dichtigkeit und damit die Tragfähigkeit des Bodens mit der Tiefe zunimmt, wie sich beim Ausheben jeder Baugrube zeigt. In der Pfahltheorie wäre

diese Zunahme in Rechnung zu stellen und ihre Berücksichtigung auch möglich, wenn sich für sie eine Gesetzmäßigkeit nachweisen ließe. Solange alle Unregelmäßigkeiten ausgeschlossen werden, wie Ungleichheiten der Schichten, Störung des Gleichgewichts durch äußere Kräfte, Wasserströmung usw., ist zu erwarten, daß die Zunahme der Dichtigkeit mit dem Abstand von der Oberfläche in irgendeinem näher zu ermittelnden stetigen Verhältnis wächst. Es sind verschiedene Laboratoriumsversuche angestellt, die sich für diese Frage heranziehen lassen. Sie beschäftigen sich mit der Ermittlung des Druckes, den eine Sandschüttung auf den Boden ausübt. Der Druck, den in einem Horizontalschnitt durch den Baugrund der obere Teil auf den unteren ausübt, würde diesem Bodendruck entsprechen. Ältere Versuche von Huber-Burnaud, Moreau und Hagen sind von Forchheimer umfangreicher fortgesetzt worden<sup>1)</sup>. Forchheimer benutzte ein Gefäß, dessen aufklappbarer Boden auf einen Arm eines Wagebalkens drückte. Der andere Arm des Wagebalkens trug eine Gewichtsschale, durch die der Druck auf den Gefäßboden bei verschiedenen Schütthöhen und verschiedenen Materialien gemessen wurde. Forchheimers Versuche führten wie die früheren zu dem Resultat, daß bei solchen Schüttungen der Bodendruck von der Schütthöhe unabhängig ist. Forchheimer bringt auch einen theoretischen Beweis dafür, der sich der allgemeinen Rankineschen Erddrucktheorie anschließt. Diese Versuche liefern also für die vorliegende Frage keine Resultate, da sie den augenfälligen, tatsächlichen Verhältnissen im Erdreich widersprechen. Die Unbrauchbarkeit der angeführten theoretischen Versuche bzw. die Unmöglichkeit, sie auf Baugrundverhältnisse zu übertragen, beruht darauf, daß in den Versuchsapparaten das Material nicht dem gewachsenen Boden, sondern etwa dem aufgeschütteten Boden entspricht. Beim gewachsenen Boden haben sich im Laufe sehr langer Zeiten unter dem Einfluß der Eigenlast und äußerer Kraftwirkungen, wie Erschütterungen, Einschleimen durch Wasserströmung, die einzelnen Körner immer dichter gelagert, dadurch daß stets das kleinere Korn die Lücken zwischen den jeweils größeren füllte. Da die Hauptwirkung dabei dem Eigengewicht zufällt, wird die Dichtigkeit nach unten größer. Im Versuchsmaterial (völlig gleichförmig gesiebttem Sand) ist die Verschiedenheit der Korngröße nicht vorhanden, und vor allem läßt sich die Dauerwirkung der Zeit nicht nachahmen. Die Wichtigkeit dieses Einflusses erhellt aber schon aus der Tatsache, daß aufgeschütteter Baugrund auch im Zeitraum von einigen Menschenaltern nicht wesentlich an Dichtigkeit zunimmt. Für die Praxis bedeutet

---

<sup>1)</sup> Hagen, Handb. der Wasserbaukunst Bd. II. § 33 und Pogg. Ann. 1883. S. 17 u. 297. Forchheimer, Über Sanddruck und Bewegungserscheinungen im Inneren trockenen Sandes. Zeitschr. d. Öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882 S. 111, 1883 S. 103.

dies eine Mahnung zur Vorsicht bei Pfahlgründungen, die aufgeschütteten Boden durchfahren, da eine Hauptsicherheit, die mit der Tiefe zunehmende Bodendichtigkeit in diesen Schichten fortfällt und hier natürlich viel größere und darum unwirksamere Verdichtungsgebiete entstehen werden. Ferner zeigen diese Versuche, wie schwer es ist, bei der Erforschung der Baugrundverhältnisse im Laboratorium den Zustand der Natur nachzuahmen. Die Laboratoriumsversuche, die auch schon ihres kleinen Maßstabes wegen keine direkte Vergleichsmöglichkeit bieten, ergaben das Gegenteil des tatsächlich vorhandenen Zustandes. Während es also nur schwer möglich sein dürfte, auf experimentellem Wege ein Gesetz für die Dichtigkeitszunahme gewachsenen Bodens zu finden, hat man versucht, durch theoretische Überlegung der Lösung näherzukommen. Schon Rankine <sup>1)</sup> gibt ein solches Gesetz an. Er schreibt einen Höchstwert für die zulässige Bodenpressung vor im Vergleich zum Gewicht der Erde, die vorher über der Fundamentsohle gelagert hat und berücksichtigt damit die unten zunehmende Tragfähigkeit des Baugrundes. Die Formeln lauten: Für gleichmäßig belastete Fundamente:

$$p_1 = \gamma \cdot h \left( \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2.$$

Für ungleichmäßig (exzentrisch) belastete Fundamente:

$$p_2 = \gamma \cdot h \frac{1 + \sin^2 \varphi}{(1 - \sin \varphi)^2}.$$

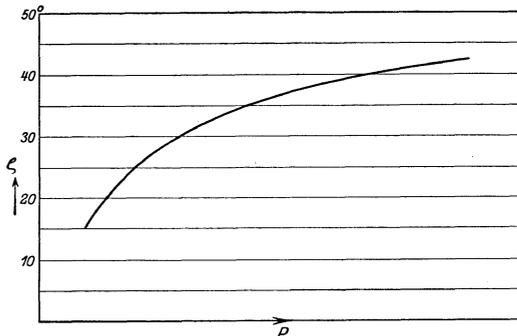


Fig. 1.

Hierin bedeutet: p die zulässige Bodenpressung,  $\gamma$  das spezifische Gewicht, den Reibungswinkel, h die ausgehobene Tiefe des Erdbodens.

Die Abhängigkeit des Gesetzes vom Reibungswinkel folgt aus beifolgendem Diagramm Fig. 1.

Den tatsächlichen Verhältnissen entspricht auch dies Gesetz nicht, denn es

würde daraus z. B. für  $\gamma = 1,8$  und  $\varphi = 30^\circ$  folgen:  $p_1 = 16,2h$ ,  $p_2 = 9 \cdot h$ . Dies würde für  $h = 1,0$  m eine zulässige Bodenpressung von nur 1,62

<sup>1)</sup> Rankine, Handb. der Bauingenieurkunst, deutsch von Kreuter, Wien 1884.

bzw. 0,9 kg pro qcm ergeben, also einen viel zu geringen Wert. Außerdem führt das Gesetz an der Grenze zu unmöglichen Werten. Für  $h = 0$  wird  $p = 0$  und entsprechend schon für Werte von  $h$  dicht an der Oberfläche die zulässige Belastung nahezu  $= 0$ . Die allgemeine Form des Gesetzes der geradlinigen Zunahme der Dichtigkeit mit der Bodentiefe ist zwar wahrscheinlich, doch müßte die Kurve des Gesetzes in der Nähe der Erdoberfläche eine andere Form haben und für den geradlinigen Teil eine andere Konstante gelten. Leider war es dem Verfasser nicht möglich, das englische Original der Rankineschen Schrift einzusehen, um festzustellen, ob in der Wiedergabe Unrichtigkeiten enthalten sind. Das Gesetz ist in der gleichen Form auch von v. Emperger übernommen, leider ohne weitere Kritik.

Man sieht, daß auch auf diesem theoretischen Wege der Lösung dieser Frage nicht näher gekommen ist. Nur umfangreiche theoretische Untersuchungen Hand in Hand mit praktischen Versuchen könnten diese ungeklärten Fragen weiterführen.

Dies Problem der Zunahme der Bodendichtigkeit ist nun nur als Einzelnes herausgegriffen. Auf gleich große Schwierigkeiten führen die meisten der vorher berührten Unklarheiten im Pfahlproblem, die alle erst einzeln zur Diskussion gestellt werden müßten. Danach dürfte zur Genüge bewiesen sein, daß sich der Aufgabe, die Tragfähigkeit eines Rammpfahles theoretisch zu bestimmen, wenigstens zurzeit noch unüberwindliche Schwierigkeiten entgegenstellen. Von den Gesichtspunkten dieser Überlegungen aus sind auch die von Stern aufgestellten und von anderen Verfassern aufgegriffenen Forderungen zu betrachten, dem Problem dadurch näherzutreten, daß man zunächst einmal für alle in Betracht kommenden Erd- und Bodenarten eine Registrierung und danach eine genaue Untersuchung ihrer physikalischen Eigenschaften vornehmen solle, um auf dieser Grundlage dann Gesetze zu schaffen, die für jeden Einzelfall mit den zugehörigen Beiwerten versehen werden könnten. Wollte man an diese natürlich nur im größten Maßstabe denkbaren Versuche herantreten, so wäre der gewünschte Zweck nach dem Vorangehenden nicht zu erreichen. Denn sollen die Versuche überhaupt Wert haben, so kann man sich dabei nicht auf einige wenige Bodenarten beschränken, sondern man müßte nicht nur alle vorkommenden Arten für sich, sondern streng genommen auch in allen denkbaren gegenseitigen Mischungen und Schichtungen untersuchen, womit die Aufgabe ins Unbegrenzte wüchse und unlösbar würde. Andererseits würden auch bei der praktischen Anwendung so gewonnener Formeln in einem Baugrund mit stark wechselnden Grundverhältnissen fast für jeden Pfahl die Schichtenfolge und die Materialart vorher zu bestimmen sein, um danach die für den vorliegenden Fall passenden Beiwerte für die Formeln wählen zu können. Dabei ist noch abgesehen von der

Frage, ob sich auf diesem Wege überhaupt Formeln von solcher Gestalt gewinnen ließen, daß sie für die praktische Benutzung geeignet wären.

#### 4. Die Theorie von Stern.

Wie steht es nun mit den neuerdings mehrfach veröffentlichten Theorien, die trotz dieser erwähnten Schwierigkeiten eine wissenschaftlich exakte Lösung des Pfahlproblems finden wollen? Ein Verdienst der Arbeiten von Stern und Kafka ist es, zu wissenschaftlicher Behandlung des Themas angeregt zu haben und in manche Einzelgebiete größere Klarheit gebracht zu haben, als bisher bestand. Jedoch konnte ihnen, wie wohl schon aus den vorhergehenden Erörterungen zur Genüge hervorgeht, eine restlose Lösung des Problems nicht gelingen. Die Verfasser dieser mit umfangreichem theoretischem Rüstzeug aufgebauten Untersuchungen müssen beim Übergang zur praktischen Anwendung stets zu dem Mittel greifen, zahlreiche Annahmen und Einschränkungen auf bestimmte Fälle festzusetzen, wodurch die allgemeine praktische Brauchbarkeit der Methoden verloren geht. Je mehr sie solche vereinfachenden Annahmen zu vermeiden suchen, desto mehr sind sie gezwungen, Verfahren von solcher Umständlichkeit einzuschlagen, daß die Methode dadurch praktisch wertlos wird. Man vergleiche z. B. dazu das Verfahren von Stern. Stern muß bei verjüngten Pfählen für jede Bodenschicht und jeden einzelnen Pfahl die Materialkonstanten — das später zu erwähnende Verdrängungsmaß und die kubische Verdrängungsfestigkeit — bestimmen, um daraus die Pfahltragfähigkeit abzuleiten. Es leuchtet ein, wie geringe praktische Bedeutung auf diesem Wege gefundene Resultate für den Pfahlbau stets haben werden.

Sodann sind gegen die Entwicklungen von Stern und Kafka im einzelnen theoretische Einwendungen geltend zu machen, die im folgenden zunächst besprochen werden sollen.

Es sei zunächst auf die einschlägigen Kapitel des Sternschen Werkes eingegangen (Kap. II). Stern beweist die Vorzüge eines konischen Pfahles vor dem zylindrischen an der theoretischen Untersuchung zweier Pfahlstücke, von denen das eine zylindrisch geformt und stumpf abgeschnitten, das andere zylindrisch und mit konischer Spitze versehen ist. Es sei zunächst Sterns Gedankengang wiedergegeben: Wirken auf beide Körper A und B gleich große Kräfte  $P$  (s. Fig. 2), so sei die auf die kreisrunde ebene Grundfläche von A verteilte spezifische Pressung  $p'$ , die auf dem Kegelmantel der Konusspitze bei B verteilte spezifische Pressung  $p'$  genannt. Dann ist entsprechend den Größen beider gedrückten Flächen  $p' = p \sin \alpha$ . Nun untersucht Stern eine Komponente der Kraft  $p'$  in der Richtung senkrecht zum Kegelmantel:  $p' \cdot \sin \alpha$ . Von der anderen Komponente der Kraft  $p'$  ist nicht die Rede,

sie muß jedoch, wenn die Normalkomponente die Größe  $p' \sin \alpha$  hat, tangential zum Kegelmantel laufen. Es ist dann die Normalkraft senkrecht zum Kegelmantel  $p' \cdot \sin \alpha = p \cdot \sin^2 \alpha$ . Nun nimmt Stern an, daß die durch die Kräfte hervorgerufenen Verschiebungen ihrer Angriffspunkte den Kräften direkt proportional sind. Dann würde folgen:

$$\frac{p}{p \sin^2 \alpha} = \frac{1 \cdot 2}{1' \cdot 2'}$$

oder da  $1 \cdot 2 = \tau$  und  $1' \cdot 2' = \tau' \sin \alpha$  so folgt:  $\tau' = \tau \cdot \sin \alpha$ , d. h.  $\tau' < \tau$ .

Damit wäre bewiesen, daß der zugespitzte Pfahl weniger tief eindringt als der stumpfe Pfahl.

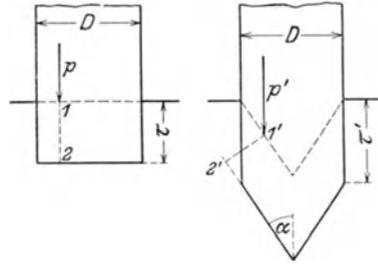


Fig. 2.

Dieses doch schon auf den ersten Blick aller Wahrscheinlichkeit entbehrende Resultat bildet die Grundlage der gesamten weiteren Sternschen Theorie und ist in spätere Werke über das gleiche Thema mit übernommen worden. Wo liegt der Fehler in dieser Entwicklung? Es liegt der Sternschen Beweisführung erstens ein Fehler in der Kräftezerlegung, eine falsche Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen zugrunde, und ferner ist eine grundlegende Annahme in der Untersuchung falsch oder zum mindesten nicht beweisbar.

Bei der Kräftezerlegung vernachlässigt Stern zunächst völlig die Tangentialkräfte. Erst später (S. 24) fügt er die Bemerkung an, daß zu der Normalkraft senkrecht zur Pfahlspitze auch eine Reibungskraft gehöre, die aber auch nur einer Abwärtsbewegung des Pfahles entgegenwirke. Daraus geht hervor, daß Stern sich über die auftretenden Tangentialkräfte keine Rechenschaft ablegt. Außer der Reibung infolge Normaldruckes auf die Pfahlspitze, die gleich dem Produkt aus Normaldruck und Reibungsbeiwert ist, tritt noch die aus der Zerlegung der ursprünglichen Kraft übrig bleibende Tangentialkraft auf (Fig. 3 a). Diese Tangentialkraft bewirkt eine weitere Einsenkung des Pfahles, sie findet einen Widerstand im Erdreich an der gegenüberliegenden Kante des Pfahlmantels. Entsprechend tritt auch auf der gegenüberliegenden Kante der Pfahlspitze eine gleichgroße Tangentialkraft auf, herrührend aus einer Kraft p, die der vorigen analog angreift und gleichgroß ist. D. h. es dürfen bei der ganzen Betrachtung nicht einzelne Lastteilchen p in Rechnung gestellt werden ohne Berücksichtigung des aus Symmetriegründen vorhandenen

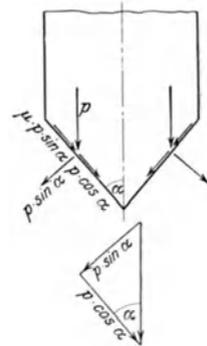
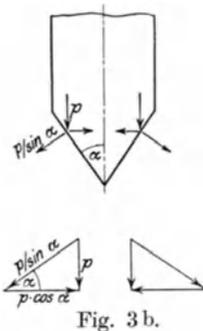


Fig. 3 a.

gleichgroßen Lastanteils  $p$  an symmetrischer Stelle des Vertikalschnittes. Klarer wäre eine andere Zerlegung der ursprünglichen Kraft  $p$  gewesen, als Stern sie vorschlägt, nämlich in eine Normalkraft zur Pfahlspitze und in eine Horizontalkraft (Fig. 3 b). Dann wird die Horizontalkomponente durch die gleichgroße Komponente der korrespondierenden Kraft  $p$  auf der anderen Seite des Pfahlhängsschnittes aufgehoben und die Normalkraft wird im Gegensatz zur Sternschen Entwicklung  $\frac{P}{\sin \alpha}$ , d. i.  $> p$ . Berechnet man also wie Stern für beide Körper A und B die spezifischen Bodenpressungen aus den Normalkräften, bezogen auf die von ihnen gedrückten Grundflächen, so ergeben sich die Pressungen gleichgroß, weil bei der konischen Spitze die Normalkomponenten ebenso viel größer werden wie die zugehörigen Flächen wachsen. Die Pressungen auf die Teilchen 2 und 2' (Fig. 2) sind also beide Male gleich  $p$ .



Wollte man von hier an sich der weiteren Sternschen Beweisführung anschließen, so würde sich ergeben:  $\overline{12} = \overline{1'2'}$  d. h.  $\tau = \tau' \cdot \sin \alpha$ , die Eindringung des stumpfen Pfahles wäre im Vergleich zu der des konischen Pfahles um ebenso viel kleiner, als sie Stern größer findet. Es wird mit kleinerem  $\alpha$ , also bei schärferer Spitze des Pfahles die Eindringung  $\tau = \frac{\tau'}{\sin \alpha}$  größer, während sie bei Stern um so kleiner würde, je mehr der Pfahl angeschärft wird. Bei Stern führt, selbst wenn man von der Grenze  $\alpha = 0$  absieht, das Gesetz dahin, daß ein ganz spitzer Pfahl, bei dem  $\alpha$  annähernd  $= 0$  wird, nahezu gar keine Einsinkung erleidet, also nahezu unendlichen Widerstand findet.

Nun ist jedoch noch die Annahme anzuzweifeln, die Stern gelegentlich einflicht, und die für die weitere Beweisführung von großer Wichtigkeit ist, über das Verhältnis der Druckkraft zur Eindringung. Wenn diese Annahme auch beim Vergleich der beiden vorliegenden Pfähle keine Rolle spielt, da der Fehler beiden Pfählen gleichmäßig anhaftet, so gewinnt die Frage doch durch die später von Stern daraus gezogenen Schlüsse große Bedeutung. Stern sagt: „Nimmt man eine unmittelbare Proportionalität zwischen der wirksamen Druckseitenkraft und der von ihr hervorgebrachten, in ihrer Krafrichtung liegenden Verschiebung des Bodenteilchens an, so kann man auch statt der unter dem Körper wirksamen Druckkraft  $p$  einsetzen die unmittelbare Verschiebung eines Bodenteilchens.“ Für diese wichtige Behauptung ist ein Beweis nicht geliefert und wohl auch nicht zu erbringen. Im Gegenteil scheint eine solche geradlinige Abhängigkeit beider Größen unwahrscheinlich, wie später näher ausgeführt werden soll (s. S. 23). Auf der nächsten

Seite seiner Schrift gibt Stern nun auch selber einen Fingerzeig, nach welchem Gesetze dieser Vorgang sich vermutlich abspielen wird. Stern zitiert dort Versuche von Hagen und Kick. Hagen<sup>1)</sup> fand, daß für reinen Sandboden die Belastungen sich verhalten wie die Quadrate der von ihnen erzeugten Einsenkungstiefen. Merkwürdigerweise bringt Stern seine Ausführungen auch mit diesem Gesetz in Einklang, und zwar durch einen weiteren Ansatzfehler. Er will die Kräfte proportional den Quadraten der von ihnen bewirkten Formänderungen einsetzen, setzt aber  $\frac{P}{p \sin^2 \alpha} = \frac{\tau^2}{\tau'^2}$  statt zu setzen  $\frac{P}{p \sin^2 \alpha} = \frac{I^2}{I'^2}$ . Mit diesem

richtigen Ansatz würde folgen:  $\frac{P}{p \sin^2 \alpha} = \frac{\tau^2}{\tau'^2 \sin^2 \alpha}$  und hieraus  $\tau = \tau'$  was seiner vorigen Beweisführung widerspricht.

Es war dem Verfasser nicht möglich, in sein Versuchsprogramm, wie beabsichtigt, auch noch die Frage nach der Gesetzmäßigkeit zwischen Last und Bodeneinsenkung bei einfachem Druck aufzunehmen. Es dürfte jedoch wohl möglich sein, auf ähnlichem Wege, wie er bei den später zu beschreibenden Versuchen eingeschlagen wurde, auch hier zu einem Ziel zu kommen.

Bis hierher wurden, um die Beurteilung der Sternschen Entwicklungen zu erleichtern, die Bezeichnungen und Rechnungsweisen von Stern beibehalten. Es sei jedoch jetzt noch der einfachste Weg zur Beurteilung des gesamten Kräftespieles angegeben, der sich durch Ansetzen des Prinzips der virtuellen Verschiebungen ergibt. Ist in Fig. 4: P die gesamte auf den Pfahl wirkende Kraft, z die Absenkungstiefe infolge P, f der Reibungsbeiwert zwischen Pfahl und Boden und p der Bodendruck normal zur Pfahlspitze, so folgt:

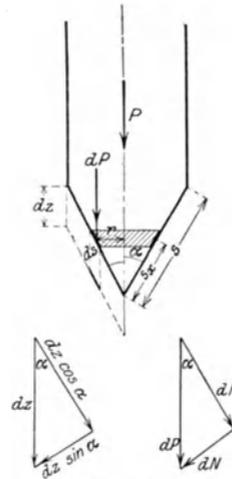


Fig. 4.

$$\begin{aligned} dP \cdot dz &= dN \cdot dz \sin \alpha + dR dz \cos \alpha \\ dP &= dN \cdot \sin \alpha + dR \cdot \cos \alpha \\ dP &= dN (\sin \alpha + f \cos \alpha). \end{aligned}$$

Mit  $dN = p \cdot 2 \pi r ds$  folgt:

$$\begin{aligned} 1) \quad dP &= 2 \pi r p \cdot ds (\sin \alpha + f \cos \alpha) \\ \text{oder: } dP &= 2 \pi s_x \sin \alpha p \cdot ds (\sin \alpha + f \cos \alpha). \end{aligned}$$

<sup>1)</sup> Hagen, Handb. der Wasserbaukunst, Berlin 1841.

Für die gesamte Pfahlspitze:

$$P = 2\pi \cdot p \cdot \sin \alpha (\sin \alpha + f \cos \alpha) \frac{s^2}{2}.$$

Mit  $\pi \cdot s \cdot s \cdot \sin \alpha = M$ , dem Mantel der Pfahlspitze folgt schließlich 2)  $P = M \cdot p \cdot (\sin \alpha + f \cos \alpha)$ .

Für eine teilweise oder ganze Eindringung der Spitze läßt sich aus Gleichung 1) oder 2) der Bodenflächendruck  $p$  berechnen.

Der auf die oben angegebene Weise von Stern geführte Beweis, wonach der konische Pfahl stets größeren Widerstand im Erdreich fände als der zylindrische, bildet für alle weiteren Sternschen Ausführungen und die Entwicklung seiner Methode eine der wichtigsten Grundlagen. Aber auch einige andere seiner grundlegenden Voraussetzungen dürfen nicht unwidersprochen bleiben.

Stern führt aus: Die Bewegung eines Pfahles ist bestimmt durch die geometrische Form des Pfahles, durch die Auflast und die Größe des erzeugten Verdichtungsgebietes. Jede dieser Größen, z. B. die zulässige Auflast, kann ermittelt werden, wenn die anderen Größen bekannt sind. Um das Verdichtungsgebiet eines Pfahles zu bestimmen, ermittelt er zunächst aus der Form des Pfahles die geometrische Form des Verdichtungsgebietes und erhält dadurch einen relativen Maßstab für die Pfahltragfähigkeit. Die absolute Größe des Verdichtungsgebietes bestimmt er durch Annahme zweier Materialkonstanten, die von der jeweiligen Bodenart abhängig sind — Verdrängungsmaß und kubische Verdrängungsfestigkeit des Bodens —. Diese sollen für jede Bodenart durch umfangreiche Versuche bestimmt werden.

Zunächst kann die von Stern ermittelte Form des Verdichtungsgebietes nicht zugegeben werden. Weil Stern bei Ermittlung dieses Verdichtungsgebietes wieder nur die Komponenten der senkrechten Kräfte, soweit sie normal zum Pfahlmantel laufen, berücksichtigt, erhält er Verschiebungen der am Pfahl anliegenden Erdteilchen stets nur senkrecht zum Pfahlmantel. Die in Wirklichkeit außerdem noch vorhandene Komponente in Richtung des Pfahlmantels wird eine Verschiebung auch in dieser Richtung zur Folge haben, wie auch durch die später beschriebenen Versuche des Verfassers bestätigt wird. Dadurch wird die Verschiebungsrichtung der Erdteilchen aus der Richtung normal zum Pfahlmantel abgelenkt, und es werden etwas andere Gestalten der Verdichtungsgebiete entstehen, die den Sternschen Formen gegenüber abwärts verschoben sind.

Wesentlich sind dann die Bedenken, die gegen die Annahme der beiden Materialkonstanten zu erheben sind, da mit diesen Annahmen die ganze weitere Entwicklung seiner Gesetze steht und fällt. Die Annahme über das Verdrängungsmaß bedeutet dieselbe Festsetzung,

die vorher schon bestritten war, daß bei gleichmäßig wachsendem Druck auf das Erdreich auch die Einsenkungen proportional wachsen müßten. Stern definiert: „Unter dem Verdrängungsmaß einer Bodengattung versteht man das Verhältnis der Tiefe im Erdreiche, auf welche sich die Verdichtungswirkung erstreckt, zur Eindringungstiefe einer auf dieses Erdreich drückenden ebenen Fläche, wobei vorausgesetzt wird, daß diese Tiefen unmittelbar nach der vollzogenen Verdrängung, und zwar senkrecht zur Druckfläche gemessen werden.“ Wird also ein Stempel um das Maß  $n$  in das Erdreich eingedrückt und tritt dadurch eine Verdichtungswirkung im Erdreich auf die Tiefe  $\nu$  ein (Stern S. 27), so ist das Verdrängungsmaß  $\xi = \frac{\nu}{n}$ . Stern erklärt dieses Maß bei gleichbleibender Bodengattung für konstant. Nun hat Stern vorher (s. S. 20) die Eindringungstiefe mit der wirksamen Last proportional angenommen, so daß hiernach auch die Verdichtungstiefe der Kraft proportional sein müßte. Diese durch nichts bewiesene Annahme ist höchst unwahrscheinlich, abgesehen davon, daß sie im Widerspruch mit älteren Versuchen steht. Ist auch das Gesetz, nach dem die Zunahme der Verdichtungswirkung mit der Zunahme der Last erfolgt, nicht sicher bekannt, so ist doch aus folgender Überlegung zu entnehmen, daß die von Stern vorausgesetzte geradlinige Zunahme nicht zutreffen wird. Das Erdreich ist aus verschiedenen Korngrößen zusammengesetzt. Beim Beginn des Druckes werden zunächst die größten Lücken gefüllt, dadurch, daß sich zwischen die allergrößten Körner solche von etwas geringeren Abmessungen einschieben. Bei zunehmendem Druck wird in der Nähe des Druckstempels die Verschiebung immer geringer werden müssen, da nur noch kleine und immer kleinere Lücken zur Ausfüllung durch noch kleinere Körner übrig bleiben. Auf die weiter dahinter liegenden Körner, zwischen denen große Lücken noch vorhanden und damit große Bewegungen noch möglich sind, wird der Druck, der sich ja nach allen Seiten verteilt, nicht mehr in dem Maße wirken, wie zu Anfang auf die großen Lücken unmittelbar am Stempel. Es werden daher dort auch keine so großen Bewegungen mehr auftreten wie im Anfang. D. h. also, die Eindringungstiefe muß langsamer zunehmen als die Druckkraft. Andererseits muß die Tiefe der Verdichtungswirkung im verdichteten Boden größer sein als in dem ursprünglichen lockeren. Die Verdichtungswirkung muß also schneller zunehmen als die Kraft. Bei der Frage nach dem wirklich vorliegenden Gesetz spricht große Wahrscheinlichkeit für das Zutreffen des Hagenschen Gesetzes.

Auf genau derselben Grundanschauung beruht Sterns Definition der „kubischen Verdrängungsfestigkeit des Bodens“. (Stern S. 99 und 114). Stern bezeichnet „das Verhältnis des passiven Bodendruckes (eigentlichen Verdrängungswiderstandes) zur Größe des Verdichtungs-

gebietes, also den besonderen Einheitswert der passiven Druckfähigkeit in dem Verdichtungsgebiete“ mit  $f$ . Diesen Quotienten, Verdrängungswiderstand dividiert durch Inhalt des Verdichtungsgebietes, erklärt Stern also wieder für eine Materialkonstante und setzt dabei ein geradliniges Verhältnis zwischen beiden Größen voraus. Diese Voraussetzung unterliegt zunächst einmal demselben Zweifel wie die vorige, da sie die Richtigkeit der Begriffsfestsetzung über das Verdrängungsmaß zur Bedingung hat. Abgesehen davon ist aber auch, wenn diese erste Annahme zugestanden würde, die Festsetzung des kubischen Verdrängungsmaßes falsch. Denn wenn die Verdichtung in einer beliebigen Richtung mit dem Druck geradlinig zunimmt, dann müßte das räumliche Verdichtungsgebiet mit der dritten Potenz des Druckes zunehmen. Also auch diese grundlegende Definition ist aus doppeltem Grunde zurückzuweisen.

Zu den beiden letzten Einwendungen gegen Sterns Theorie ist zu bemerken, daß damit die grundsätzliche Möglichkeit, auf diesem oder ähnlichem Wege vorwärts zu kommen, nicht widerlegt ist. Denn man könnte ja statt der beiden gewählten geradlinigen Gesetze andere zutreffende Gesetzmäßigkeiten in die weiteren Entwicklungen einführen, wenn man diese Vorgänge durch Theorie und Versuche ausreichend geklärt hätte, abgesehen davon, daß die Schlußformeln dann freilich noch erheblich verwickelter im Aufbau würden. Die anderen Bedenken jedoch, die gegen Sterns Ausführungen hier geltend gemacht wurden, machen es dem, der sie anerkennt, unmöglich, der weiteren Sternschen Theorie Wert beizumessen. Dies ist kurz wiederholt einmal der Ansatz der Kräfte beim Vergleich des konischen und des zylindrischen Pfahles und ferner die Tatsache, daß Stern, wie freilich auch nach ihm andere Theoretiker, sich bei allen Untersuchungen stets auf die Verfolgung des reinen Eindringungswiderstandes beschränkt, d. h. derjenigen Kraft, die der Herstellung oder Erweiterung des gerammten Loches Widerstand leistet, ohne Berücksichtigung der auf die bereits abgesenkten Pfahlteile wirkenden Kräfte. Der Einfluß dieser und anderer Vernachlässigungen soll bei der folgenden Besprechung der Theorie von Kafka behandelt werden.

So wenig Sterns Arbeit einer genaueren Kritik standhält, so sehr nimmt es wunder, wie weit seine Theorien unbeanstandet in die neuere Literatur Eingang gefunden haben. Erwähnt sei vor allem die Abhandlung von Empergers über Sterns Problem der Pfahlbelastung im Handbuch für Eisenbetonbau (3. Bd. der 2. Aufl.). v. Emperger übernimmt — teilweise durch wörtlichen Abdruck längerer Abschnitte aus dem Sternschen Buch — die Sternschen Anschauungen, vor allem die vorhin ausführlich besprochene geometrische Beweisführung, nach der ein zylindrischer, stumpf aufsitzender Pfahl unter gleicher Last tiefer einsinken soll als ein konisch angespitzter.

### 5. Die Theorie von Kafka.

Einen wesentlichen Fortschritt gegenüber der Sternschen Arbeit bedeutet ein von Kafka herausgegebenes Werk „Die Theorie der Pfahlgründungen“<sup>1)</sup>. Kafka berichtet zwar gegen Ende seines Buches über die statisch-geometrische Methode Sterns (S. 39) so, daß diese Wiedergabe keinen Zweifel darüber zuzulassen scheint, daß er sich diesem Sternschen Verfahren anschließt. Er billigt dabei auch die Festsetzung des Verdrängungsmaßes und hält es auch für wünschenswert, dies Maß durch Versuche für alle Bodenarten zu ermitteln. Der vorhergehende Inhalt seiner Schrift steht jedoch im Widerspruch zu dieser Stellungnahme, da er in maßgebenden Punkten zu den entgegengesetzten Ergebnissen kommt wie Stern. Auch über das Verdrängungsmaß finden sich an einer Stelle seiner Schrift, wie später gezeigt werden soll, Angaben, die den Sternschen widersprechen.

Bei der Schilderung der Kafkaschen Theorie muß zunächst betont werden, daß auch Kafka nur den eigentlichen Verdrängungswiderstand, also den Widerstand gegen Herstellung oder Erweiterung eines Bohrloches behandelt. Auf die damit nach Meinung des Verfassers begangene Unterlassung soll später eingegangen werden. Kafka setzt, im Einklange mit dem hier vorher bei Besprechung der Sternschen Auffassung gegebenen Beweise voraus, daß die spezifische Flächenpressung, bezogen auf die Einheit der Pfahlbegrenzungsfläche bei gleicher Auflast gleich groß sei für einen zylindrischen Pfahl mit stumpfem Ende (bei Kafka Pfeiler genannt), wie für die konische Spitze eines zylindrischen Pfahles und auch für den beliebig konisch geformten Mantel eines Pfahles. Es ist also der Druck, den irgendein Pfahl normal zu seiner Mantelfläche auf das Erdreich ausübt, auf die Einheit dieser Fläche bezogen, überall gleich groß. Daraus folgt dann einwandfrei, daß, solange nur diese Normalkräfte betrachtet werden, der Widerstand jeder dieser Pfahlarten gleichgroß ist. Der Widerstand aus diesen Normalkräften ist proportional der Größe der Horizontalprojektion der versenkten Pfahlteile. Anders gestaltet sich das Bild, wenn die Reibung in Rechnung gestellt wird. Kafka leitet den Einfluß der Reibungskräfte, die durch diese Normalkräfte hervorgerufen werden, auf die gesamte Widerstandskraft getrennt für sich ab. Damit ergibt sich ein sehr anschauliches Bild zur gesonderten Beurteilung beider Kräfte und es zeigt sich, daß der Einfluß der Reibungskraft sehr groß ist. Kafka stellt hier drei Pfahlarten nebeneinander (s. Fig. 5 S. 51). Der erste Pfahl, ein horizontal abgeschnittener Zylinder, gibt die geringste Gesamttragkraft. Der zweite Pfahl, ein Zylinder mit konischer Spitze, gibt eine größere Tragkraft, und schließlich der

---

<sup>1)</sup> R. Kafka, Die Theorie der Pfahlgründungen. Berlin, Springer 1912.

dritte Pfahl mit konischer Spitze und konischem Mantel, zeigt eine sehr wesentlich erhöhte Tragkraft. In einem beigegebenen Rechnungsbeispiele stehen die drei Tragfähigkeiten im Verhältnis 1 : 2,5 : 14,3. Gegen diesen Rechnungsgang ist höchstens einzuwenden, daß der sehr einflußreiche Reibungsbeiwert in den Beispielen wohl zu hoch angesetzt ist. Kafka nimmt  $\mu = 0,5$  an, was wohl selbst für Reibung zwischen Erdreich und Beton zu hoch ist. Für Reibung zwischen Erdreich und Holz wäre ein wesentlich geringerer Wert einzusetzen, da aus Sicherheitsgründen für den Reibungswinkel der kleinste Wert einzusetzen ist und bei geschälten Holzpählen, zumal in wässrigem Boden, wohl nur wenig auf Reibung zu rechnen ist. Setzt man z. B. ähnlich wie bei Erddruckberechnungen auch für trockenes Erdreich nur ein Drittel des Reibungswinkels an, also etwa  $10^{\circ}$ , so folgt  $\mu = 0,176$ . Entsprechend ändert sich das Verhältnis der Tragfähigkeiten etwa zu 1 : 1,5 : 5,6. Auf dies Resultat soll nachher noch näher eingegangen werden.

Für das weitere Verständnis der Kafkaschen Theorie ist es wesentlich, darauf aufmerksam zu machen, daß Kafka einen anderen Begriff der Tragfähigkeit einführt, als sonst in der Literatur gebräuchlich ist. Leider ist ja gerade in der hierher gehörigen Literatur eine überaus große Verwirrung in den Bezeichnungen eingedrungen, so daß sich schon daraus allerlei Mißverständnisse bei der Übernahme von Resultaten in andere Arbeiten erklären. Während sonst die Tragfähigkeit als gleichlaufend mit der Setzung des Pfahles angenommen wird, indem man als Tragfähigkeit die Last bezeichnet, bei der der Pfahl eine bestimmte zugelassene Setzung nicht überschreitet, konstruiert Kafka einen scharfen Gegensatz zwischen Setzung und Tragfähigkeit. Er versteht unter Tragfähigkeit diejenige Last, die ein Pfahl aufnehmen kann, ohne daß die an seinen Wandungen entstehenden Pressungen auf den Boden einen bestimmten Wert, und zwar den als Baugrundpressung im allgemeinen zugelassenen Wert, überschreiten, ohne Rücksicht auf die dabei erfolgende Setzung. Unter Setzung versteht er wie üblich die Summe aller Eindringungen des Pfahles. Beide Wirkungen untersucht er getrennt und kommt dabei zu dem Resultat, daß sich die verschiedenen Pfähle diesen beiden Wirkungen gegenüber grundverschieden verhalten. Während er nämlich in der angegebenen Weise die Tragfähigkeit nach seiner Definition für konische Pfähle größer, also günstiger errechnet als für zylindrische, findet er die Setzung der konischen Pfähle größer, also ungünstiger als die der zylindrischen. Für die Praxis sind nun aber nur die Setzungen maßgebend, da die Setzung ein bestimmtes Maß nicht überschreiten darf, wenn der Aufbau nicht leiden soll, während es gleichgültig ist, welche Bodenpressung bei dieser zulässigen Setzung in den einzelnen Erdteilen auftritt. Daher ist die Setzung maßgebend für die Tragfähigkeit in dem Sinne, wie sie allgemein verstanden wird.

Daraus geht hervor, daß einmal diese begriffliche Unterscheidung Kafkas zu bedauern ist, da dieser neu von ihm eingeführte Begriff der Tragfähigkeit leicht mit dem ganz entgegengesetzten allgemeinen Begriff der Tragfähigkeit verwechselt werden kann. Ferner ergibt sich aber, daß Kafkas Forschungen genau zum entgegengesetzten Resultat führen wie die Sternschen. Denn während Stern für konische Pfähle eine geringere Setzung nachweist als für zylindrische, folgt nach Kafka, wie er besonders betont, daß konische oder konisch zugespitzte zylindrische Pfähle niemals eine kleinere Setzung aufweisen können, als ein entsprechend gleich stark belasteter Zylinderpfahl mit horizontaler Begrenzung. Damit bestätigt Kafka die hier mitgeteilten Ergebnisse. Die Größe der Einsenkung ermittelt Kafka wieder getrennt für den Einfluß der Normalkraft und der Reibungskraft, wobei er freilich wieder den gleichen hohen Reibungsbeiwert einsetzt. Bemerkenswert ist bei dieser Entwicklung, daß die mathematische Ableitung, die nach Kafka von Milivoy Konrad herührt, auf das im vorhergehenden mehrfach angeführte Hagensche Gesetz führt, wonach die Eindringungen sich wie die Wurzeln aus den Lasten verhalten. Dies gibt also eine auf rein theoretischem Wege begründete Bestätigung dieses Gesetzes.

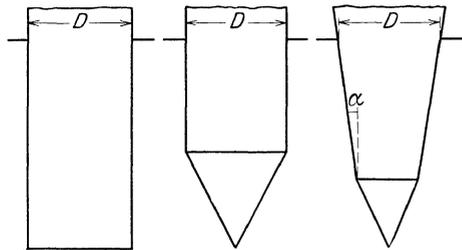


Fig. 5.

Kafka setzt sich hierbei in Widerspruch mit der an anderer Stelle von ihm gebilligten Sternschen Definition des Verdrängungsmaßes.

Kafkas Abhandlung führt also, entgegen der Sternschen, zu dem hier verteidigten Resultat, daß die Setzung eines konischen Pfahles, soweit sie ausschließlich durch den reinen Verdrängungswiderstand hervorgerufen wird, größer ist als bei einem sonst gleichen zylindrischen Pfahle.

Hiermit kann jedoch die Untersuchung noch nicht als abgeschlossen gelten. Wo hier eine Lücke geblieben ist, ist zu ersehen, wenn man sich zunächst wieder den ersten Entwicklungen Kafkas zuwendet. Kafka behandelt dort drei Pfahltypen, die zur Unterscheidung hier mit Nummern versehen seien. Pfahlsorte I ist ein Zylinder mit stumpfer, horizontaler Begrenzung am Fuß. Pfahl II ist ein zylindrischer Pfahl mit konischer Spitze; Pfahl III ein Pfahl mit konischer Spitze und konischem Mantel (Fig. 5). Es wurde zunächst abgeleitet, daß die Tragfähigkeit aller drei Pfähle bei ausschließlicher Berücksichtigung der Normalkräfte gleich groß ist. Bei Einführung der Reibung bleibt nach Kafka die Tragkraft

des Pfahles I die gleiche, da hier Reibung nicht auftritt, denn die Bodenpressung fällt in die Krafrichtung. Bei Pfahl II nimmt die Tragfähigkeit um ein Vielfaches und bei Pfahl III noch wieder bedeutend zu. Zunächst fällt als unwahrscheinlich die so sehr starke Erhöhung der gesamten Tragfähigkeit nur infolge der Reibung auf. In Kafkas Beispiel trägt Pfahl III das 14,3fache des Pfahles I und das 5,7fache des Pfahles II, obwohl gerade die Pfähle III und II bei oben gleichem Querschnitt sich in der Form nur geringfügig dadurch unterscheiden, daß der Mantel einen geringen Anzug (1 : 80) besitzt. Untersucht man die gewonnenen Formeln näher, so ergibt sich folgendes: Die drei Formeln für die Tragfähigkeiten  $P_I$ ,  $P_{II}$ ,  $P_{III}$  der drei Pfahlsorten enthalten jede zunächst das Glied  $P_I$ , das die Tragfähigkeit infolge der Normalwiderstände enthält. Bei  $P_{II}$  kommt hierzu ein zweites Glied, das den Einfluß der Reibung auf die konische Spitze umfaßt. Bei  $P_{III}$  endlich tritt zu diesen beiden Gliedern noch ein drittes, in dem die Reibungswiderstände auf den konischen Mantel zum Ausdruck kommen. Führt man also den Pfahl III allmählich in den Pfahl II über, dadurch, daß man den Pfahlmantel immer steiler stellt, den Winkel  $\alpha$  also sich allmählich der 0 nähern läßt, so müßte die Formel für  $P_{III}$  ebenso stetig in die für  $P_{II}$  übergehen. Das ist aber nicht der Fall. In dem von Kafka angegebenen Beispiele trägt der Pfahl III bei den dort vorausgesetzten Maßen 40,4 t. Dann hat der Pfahl unten einen Durchmesser  $d_1 = 25$  cm gegen  $d = 30$  cm oben. Läßt man nun  $d_1$  allmählich bis zu  $d$  wachsen, so erhält man die Tragfähigkeiten  $P_{III}$  der Reihe nach für  $d_1 = 25, 28, 29$  cm zu 40,4, 42,4, 43,0 t, also eine sehr geringe Zunahme. Für  $d_1 = 30$  cm =  $d$  müßte dagegen  $P_{III} = P_{II} = 7,06$  t werden, was eine Stetigkeit im Verlaufe der zur Formel gehörigen Kurve ausschließt. Bei Einsetzung von  $\alpha = 0$  kommt man zu dem unbestimmten Symbol  $\infty = \infty$ , dessen Entwicklung auch in der Tat nicht auf den Wert von  $P_{II}$  führt.

Diese Unstimmigkeit des Gesetzes mit dem unwahrscheinlichen Ergebnis, daß von zwei Pfählen mit konischer Spitze bei sonst gleichen Maßen der Pfahl mit geringem konischen Anlauf des Mantels eine um das vier- bis sechsfache höhere Tragkraft aufweisen soll, je nachdem welchen Reibungswert man wählt, legt den Gedanken nahe, daß hier noch wesentliche Kräfte nicht mit in Rechnung gestellt sind.

## II. Neue Untersuchungen.

### 6. Weitere Kraftwirkungen am Pfahl.

Weitere in keiner der bisherigen Veröffentlichungen berücksichtigte Kräfte sieht der Verfasser nun vor allem in zwei Ursachen. Das ist einmal die bereits mehrfach erwähnte Bodenpressung, die infolge Elasti-

zität des Erdreiches auf die bereits abgesenkten Pfahlteile wirkt und zweitens eine vom reinen Eindringungswiderstand ebenfalls unabhängige Bodendruckwirkung unterhalb des Pfahles, die hauptsächlich an Hand des Versuchsmaterials näher besprochen werden soll. Die erste dieser beiden Kraftwirkungen kann kurz behandelt werden, da ihr Vorhandensein bereits nachgewiesen wurde. Das einmal vom Pfahl beiseite gedrängte und verdichtete Erdreich wird in seinem elastischen Bestreben, annähernd den früheren Zustand wieder herzustellen, einen Druck auf alle bereits abgesenkten Pfahlteile hervorrufen, wobei diese Kraft zunächst ganz unabhängig von der Gestaltung der dadurch getroffenen Pfahlteile ist. Träfe diese Annahme nicht zu, dann müßte die Behauptung Sterns zu Recht bestehen, daß bei einem zylindrischen Pfahl nur die Spitze Widerstand findet. Damit wäre bei einem zylindrischen Pfahle, soweit nicht in tieferen Schichten durch größere Bodendichtigkeit höhere Widerstände ausgelöst werden, die Tragkraft des Pfahles völlig unabhängig von der Rammtiefe. Es würde in gleichartigem Boden nach Stern ein 20 m langer Pfahl, abgesehen von der Bodendichtigkeit, genau so viel tragen wie ein 1 m langer Pfahl. Da nun ferner sowohl nach Stern wie nach Kafka bei einem verjüngten Pfahl der Anteil, den der verjüngte Mantel zum Widerstand liefert, erheblich größer ist als der Anteil der Spitze — Stern gibt für ein Zahlenbeispiel an, daß der Schaft 90 mal so viel trägt wie die Spitze —, so müßte zwischen der Wirkung eines zylindrischen und eines konischen Pfahles ein so ganz außerordentlicher Unterschied zugunsten des konischen Pfahles festzustellen sein, wie er den Erfahrungen der Praxis keineswegs entspricht. Es sind mehrfach Versuche angestellt worden, die später noch zu beschreiben sind, um den Unterschied des Verhaltens beider Pfähle unter der Ramme wie unter der Probelastung festzustellen. Dabei ist es im Gegenteil nicht gelungen, einen bemerkenswerten Unterschied in der Wirkungsweise beider Pfähle festzustellen, wenn man wenigstens von einzelnen Versuchen, die sich auf das Schärfste widersprechen, absieht. Abgesehen also von der zunehmenden Bodendichtigkeit, aus der beide Pfahlsorten gleichen Vorteil ziehen, bestätigt schon das ungefähr gleichartige Verhalten beider Pfähle in der Praxis mit Notwendigkeit, das Vorhandensein einer solchen für den Gesamtwiderstand sehr wesentlichen Kraft, die auf beide Pfahlarten annähernd gleichmäßig wirkt. Beachtet man ferner, daß der Widerstand gegen reine Eindringung nach dem hier vertretenen Kafkaschen Beweis beim konischen Pfahl geringer ist als beim zylindrischen, so muß festgestellt werden, daß die Summe der bisher untersuchten Kraftwirkungen dem verjüngten Pfahl zum mindesten keine Überlegenheit gegenüber dem zylindrischen zusichert.

Nun soll noch die zweite bereits angedeutete Kraft, die in den bisherigen Arbeiten nicht auftritt, behandelt werden. Diese Kraft wird

allerdings aller Wahrscheinlichkeit nach bei den verschiedenen Pfahl-sorten, soweit sie überhaupt mit Spitze versehen sind, in gleicher Weise auftreten und nur ihre Größe wird von dem Verjüngungswinkel der Spitze abhängen.

Es war bisher stets nur die Rede davon, daß die eindringende Pfahlspitze das vorgefundene Erdreich verdrängt, also beiseite schiebt. Es liegt bei der Betrachtung des Kräftespieles an der Pfahlspitze von vornherein die Vermutung nahe, es müsse außer dieser seitlich wirkenden Verdichtung noch eine abwärts gerichtete gleichmäßig sich verteilende Druckkraft und eine dementsprechende Bodenverdichtung nach unten auftreten.

Betrachtet man zunächst einen unten durch einen Horizontal-schnitt stumpf begrenzten Pfahl, so ist klar, daß sich von seinem Fuß aus, genau wie bei einem Pfeilerfundament, nach allen Seiten eine Bodenpressung und damit eine Bodenverdichtung verteilen muß. Bei rundem Fußquerschnitt wird das Verdichtungsgebiet ein abgestumpfter Kegel sein, dessen Erzeugungswinkel offenbar vom Erdreich, von seinem Reibungswinkel abhängt. Es entsteht nun die Frage, wie weit diese Erscheinung auch bei einem zugespitzten Pfahl auftritt. Erfahrungen bei früheren Versuchen legten die Annahme nahe, daß sich in einigermaßen konsistentem Boden auch unter einem angespitzten Pfahl ein Druckkegel herschiebt, dadurch, daß sich an der Spitze das Erdreich zusammenballt und dann dieselbe Wirkung ausübt wie ein horizontal abgeschnittener Pfahl, ein Pfeiler. Diese Vermutung fand auch ihre Bestätigung in Laboratoriumsversuchen, die nachstehend beschrieben werden sollen.

### 7. Neue Versuche.

Bei diesen Versuchen sollte ursprünglich in erster Linie die Frage untersucht werden, die durch Sterns Abhandlung noch nicht einwandfrei gelöst schien, ob nämlich durch die konische Form eines Pfahlmantels die Tragfähigkeit wesentlich geändert würde gegenüber einem zylindrischen Pfahlmantel. Gleichzeitig sollte dabei aber versucht werden, größere Klarheit über das gesamte beim Rammen auftretende Kräftespiel zu gewinnen. Zu diesem Zweck entstand der Wunsch, die Bewegungsvorgänge beim Rammen festzuhalten und im Bilde darzustellen.

Versuche, die sich mit der Bewegung von Erdreich beschäftigen, sind mehrfach, namentlich bei Erddruckuntersuchungen, angestellt worden. Dabei wurden in der Hauptsache zwei Methoden angewandt, um die Bewegungsvorgänge zur Darstellung zu bringen. Das erste Verfahren ist u. a. von Müller-Breslau bei Erddruckversuchen, von Geiß bei Pfahlversuchen angewandt worden. Es besteht darin, bei den Versuchen das Erdreich auf einer Seite durch eine Glaswand

abzuschließen und die an dieser Wand sich abspielenden Bewegungsvorgänge photographisch festzuhalten. Bei der zweiten Methode, die von Forchheimer angewandt wurde, wird in den Versuchsapparat mehrfarbiger Sand in abwechselnden Schichten eingebracht und nach Abschluß des Versuchs der Sand mit flüssigem Paraffin getränkt. Beim Erkalten erstarrt das Paraffin, so daß sich ein starrer Körper von großer Festigkeit bildet, der durch Schnitte zerlegt werden kann. Durch die Verschiebungen der ursprünglich horizontalen Sandschichten läßt sich in den einzelnen Schnitten ein Bild von den im Erdreich eingetretenen Bewegungen gewinnen.

Die erste Methode — die Anwendung der Glaswand — hat unzweifelhaft den Vorzug, daß sich durch eine sehr große Anzahl aufeinander folgender Aufnahmen die Erdbewegung in ihren einzelnen Stadien verfolgen läßt, während das zweite Verfahren nur einen Vergleich zwischen dem Ruhezustand am Schluß der Bewegung mit dem vor der Bewegung zuläßt. Gerade für die Beobachtung von Rammpfählen jedoch schien es zweckmäßiger, die Forchheimersche Versuchsart anzuwenden. Beim Rammen müssen die Bewegungserscheinungen in einem Vertikalschnitt durch die Pfahlachse untersucht werden. Bei Anwendung einer Glasplatte hätte man also zu dem Mittel greifen müssen, wie es z. B. Geiß tut, einen vertikal halbierten Pfahl einzurammen, der sich mit seiner Schnittfläche an einer Glaswand entlang bewegt. Es erscheint zweifelhaft, ob die hierdurch bedingten Abweichungen von dem Zustand der Wirklichkeit so geringfügig bleiben, daß sie ohne Bedenken vernachlässigt werden können. Es tritt Reibung an der Glasplatte auf, die für den Holzpfahl und für das Erdreich verschieden ist. Es ist ferner schwierig, den nun nicht mehr im Querschnitt symmetrischen Pfahl beim Rammen zentrisch zu belasten und genau senkrecht abzusenken. Außerdem müssen zum Zweck des Photographierens nach jedem Rammstoß Pausen gemacht werden, die dem Erdreich Gelegenheit zum Spannungsausgleich geben, während bei den anderen Verfahren genau in derselben Weise wie im großen in der Praxis gerammt werden kann.

Aus diesen Gründen entschloß sich der Verfasser dazu, die Versuche in Anlehnung an das Forchheimersche Verfahren durchzuführen, wobei allerdings die Frage offen bleibt, ob es nicht vielleicht möglich ist, durch Parallelversuche nach der anderen Art noch weitere Einblicke in die Bewegungsvorgänge zu gewinnen.

Die Versuche wurden im Sommer 1913 im Festigkeitslaboratorium der Technischen Hochschule zu Danzig ausgeführt, dessen Einrichtungen und Hilfsmittel hierfür von seinem Vorsteher Herrn Professor Dr. Lorenz zur Verfügung gestellt wurden.

Es galt zunächst, in einer Reihe von Vorversuchen die Ausführbarkeit der Versuche nachzuweisen und ihre zweckmäßigste Anordnung auszuprobieren. Mit die größte Schwierigkeit für Versuche dieser Art, die einen Vergleich mit praktischen Bauverhältnissen ermöglichen wollen, liegt darin, daß sich die Laboratoriumsversuche nur in einem vergleichsweise sehr kleinen Maßstabe ausführen lassen. Ähnliche Versuche sind bisher stets in ganz kleinem Maßstabe ausgeführt worden. So benutzte Forchheimer bei seinen Versuchen, die allerdings anderen Zwecken dienten, kleine Holzpflocke von ganz geringen Abmessungen. Für Versuche in annähernd natürlicher Größe ist es unmöglich, die Apparate und die theoretisch gleichmäßig erforderlichen Sandmengen zu beschaffen. Hier wurde daher ein Mittelweg eingeschlagen. Die Pfähle haben eine Länge von 40 cm und im allgemeinen 10 cm Durchmesser. Zu beachten ist, daß man bei Auswertung der Versuche dort einigermaßen unabhängig vom Maßstabe ist, wo es sich um Vergleiche handelt. Dies trifft bei der ersten Aufgabe der Versuche zu, bei der bezweckt wurde festzustellen, ob ein Unterschied und welcher zwischen den Widerständen eines zylindrischen und eines konischen Pfahles besteht. Es ist anzunehmen, daß so gefundene Vergleichsresultate Gültigkeit auch bei jeder anderen großen Ausführung behalten. Wesentlich bleibt freilich stets die Beschränkung, daß man, um überhaupt Gesetzmäßigkeiten erzielen zu können, stets ein ideales, theoretisch möglichst gleichmäßiges Versuchsmaterial, hier also Sand von gleicher Korngröße, anwenden muß. Er muß immer wieder betont werden, daß schon aus dieser Einschränkung einerseits die Notwendigkeit folgt, bei der Übertragung der Ergebnisse auf die Praxis äußerste Vorsicht walten zu lassen und andererseits sich die Unmöglichkeit ergibt, die auftretenden Kräfte zahlenmäßig festzustellen, um daraus allgemeingültige Gesetze abzuleiten. Dazu tritt dann noch die Schwierigkeit, daß auf alle die Fragen, bei denen es sich nicht um Vergleiche handelt, sondern um die Beobachtung von Kraftwirkungen, auch der Maßstab der Versuche von großem Einfluß ist. Schon deshalb ist von vornherein davon Abstand genommen worden, bei diesen Versuchen Messungen der Widerstände oder Messungen der Erdbewegungen vorzunehmen. Dagegen ist angestrebt worden, aus den Versuchen ein Bild darüber zu gewinnen, welche Arten von Kräften und Verschiebungen auftreten, um nach Möglichkeit festzustellen, ob die den bisherigen theoretischen Erörterungen zugrunde liegenden Kraftwirkungen vorhanden sind, und ob etwa außer diesen noch andere wesentliche Beanspruchungsweisen auftreten. Als Bodenmaterial wurde Mauersand verwandt, der durch Sieben auf gleiche Korngröße gebracht wurde.

Das spezifische Gewicht des Sandes wurde in lose geschüttetem Zustande zu 1,552 t / cbm, im gerüttelten Zustande zu 1,668 t / cbm

ermittelt. Der Reibungswinkel des Materials betrug im trockenen Zustande  $27^{\circ}$ . Durch Nachfüllen von Wasser in ein mit diesem Sand gefülltes geeichtes Gefäß wurden die Hohlräume im Material bei loser Schüttung zu  $37\%$  festgestellt.

Von den verschiedenen zum Färben des Sandes ausprobierten Mitteln erwies sich nur Fuchsin als brauchbar. Obwohl die beiden so entstehenden Farben der Sandschichten, graugelb und rot, für das spätere Photographieren äußerst ungünstig waren, mußte daher dieses Färbeverfahren angewandt werden.

Die Abmessungen des Versuchsgefäßes waren so zu bestimmen, daß zwischen Pfahl und Wandung ein genügend großer Zwischenraum bestehen blieb, der Sicherheit dafür gewährte, daß die festen Gefäßwandungen keinen Einfluß mehr auf die Verdichtungsgebiete ausüben würden. Nachdem die ersten Versuchsausführungen sich teils als zu klein, teils als unnötig groß erwiesen, erhielt das Versuchsgefäß eine zylindrische Form von 38 cm Durchmesser und 50 cm Höhe. Bei den Versuchen zeigte sich, daß die Größe des Gefäßes richtig bemessen war, denn es ergab sich nach dem Durchschneiden des Versuchskörpers, daß sich an der Gefäßwand die Schichten nicht aus ihrer horizontalen Lage verschoben hatten, also eine Behinderung durch die Wandung dort nicht anzunehmen ist. Der Gefäßmantel erhielt nach oben eine leichte konische Erweiterung, um das Herausdrücken des erstarrten Versuchskörpers zu erleichtern. Da der Körper trotz aller Schmiermittel am Gefäßmantel sehr fest anhaftete, stellten sich seiner späteren Entfernung Schwierigkeiten entgegen. Es wurde daher zuerst versucht, Gefäß und Boden getrennt auszuführen und außerdem den Mantel zum Aufklappen einzurichten, dadurch, daß von zwei gegenüberliegenden Mantelseiten eine ein durchlaufendes Scharnier, die andere einen verschließbaren Schlitz erhielt. Es erwies sich jedoch als unmöglich, diesen Schlitz gegen das überaus dünnflüssige Paraffin zu dichten. Daher wurde für die endgültigen Versuche ein geschlossener zylindrischer Blechmantel gewählt, in den der Boden für sich eingesetzt werden konnte. Der Boden schloß mit einer angelöteten Stulpe satt an die schlank konische Zylinderform des Mantels an und wurde so angepreßt, daß eine ausreichende Dichtung erzielt wurde. Um irreführende Ungleichmäßigkeiten in der ursprünglichen horizontalen Schichtenlagerung auszuschließen, war es erforderlich, die einzelnen Schichten horizontal genau abzugleichen. Bei den Vorversuchen wurde dazu eine Vorrichtung benutzt, bei der ein Stab in der Achse des Gefäßes, der in der Höhe der Gefäßoberkante zentrisch geführt wurde, unten eine horizontale Schaufel trug. Der Stab konnte in der Führung um genau meßbare Strecken gehoben werden. Der Sand wurde dann etwas reichlich eingefüllt und durch Drehung der Schaufel in der eingestellten Höhenlage der

überschüssige Sand abgehoben. Es stellte sich aber als unmöglich heraus, die Vorrichtung so genau zentrisch zu führen, wie es nötig gewesen wäre, um die schon bei geringer Schrägstellung des Mittelstabes merkbare Abweichung der Schaufeln von der Horizontalen zu vermeiden. Bei der Ausführung wurde daher eine andere Einrichtung benutzt. Dazu wurde auf die Zylinderoberkante ein Reiter aus starkem Blech aufgesetzt, der sich der Kreisrundung auf ein längeres Stück anpaßte, so daß er an der Rundung sicher entlang geführt werden konnte. An diesem Reiter saß in der Höhenrichtung verstellbar ein an der Zylinderinnenwand anliegendes Winkeleisen. Dies trug unten einen horizontalen Winkel mit einer Schaufel. Durch Drehung der ganzen Vorrichtung auf den Zylinderrand konnte eine gute Abgleichung der Sandschichten in beliebiger Höhe vorgenommen werden. Dabei mußte freilich der Nachteil in Kauf genommen werden, daß stets für genaue zylindrische

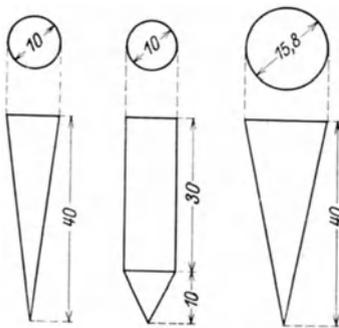


Fig. 6.

Form des Gefäßmantels zu sorgen war, weil sonst die Drehung nicht möglich war. Das Herausdrücken des fertigen festen Versuchskörpers war der auftretenden großen Reibungswiderstände wegen schwierig und mußte durch die Druckpresse des Laboratoriums vorgenommen werden. Hierbei wurden namentlich die freien oberen Ränder des Gefäßes leicht verbogen, so daß dann jedesmal das Gefäß erst wieder genau ausgerichtet werden mußte.

Das angewandte Paraffin schmolz bei etwa  $50^{\circ}$  C. Damit das Paraffin beim Durchtränken des Sandes nicht schon in den obersten Schichten erkaltete, stellte es sich als notwendig heraus, den Sand vor dem Versuch zu erhitzen. Da das Einbringen des Sandes für jeden Versuch etwa eine Stunde dauerte, mußte der Sand, damit einem vorzeitigen Abkühlen der untersten Schichten vorgebeugt wurde, auf ziemlich hohe Temperatur gebracht werden. Er wurde dazu auf großen Blechtafeln ausgebreitet und durch darunter liegende Gasheizschlangen auf etwa  $100^{\circ}$  C erhitzt. Sodann wurde der Sand in Schichten von 2 cm Höhe mit geringer, möglichst gleichbleibender Schütthöhe in das Gefäß eingeschüttet, jede Schicht sorgfältig abgeglichen und dann das Rammen des Versuchspfahles vorgenommen. Um gleichbleibende Kraftwirkungen zu erzielen, wurde folgende einfache Rammvorrichtung angewandt: Ein Blechrohr, dessen Lichtweite etwas größer war als das des obersten Pfahldurchmessers, wurde auf einige Nägel, die vorher dicht unter dem Pfahlkopf in gleicher Höhe eingeschlagen waren, aufgesetzt. In diesem Blechrohr

fiel das Fallgewicht herunter. Die stets gleichbleibende Fallhöhe wurde durch eine Marke am Rohr festgehalten und betrug 1,0 m. Das Gewicht des Rammbaren war 10 kg.

Zum Rammen wurden Holzpfähle benutzt, von denen für die Hauptversuche die Formen mit den Versuchsnummern 2, 3 und 5 von nebenstehender Gestalt in Frage kommen (Fig. 6). Konuspfahl 2 hat den gleichen oberen Durchmesser wie Zylinderpfahl 3. Konuspfahl 5 ist dem Zylinderpfahl 3 volumengleich.

Für die Beurteilung der Reibungsverhältnisse ist zu bemerken, daß die Pfahloberfläche die Glätte gehobelten Naturholzes aufwies, und daß dem Sand durch die Erhitzung jede Feuchtigkeit entzogen war.

Nach dem vorsichtig ausgeführten Durchtränken mit Paraffin wurde das Erkalten der Mischung abgewartet. Die Masse wurde dabei so hart, daß sie nach dem Herausdrücken aus dem Versuchsgefäß nur mit der Steinsäge zerschnitten werden konnte. Infolge der beim Sägen entstehenden Wärme löste sich zwar das Paraffin an dem Sägeschnitt wieder auf, und es entstand an der Schnittstelle ein völlig verwischtes Bild. Nach Abhobeln einer dünnen Schicht ergaben sich jedoch völlig scharfe Linien, die ein genaues Bild von den entstandenen Bewegungen lieferten.

Ehe auf die eigentlichen Laboratoriumsversuche eingegangen wird, sollen zwei Versuche mit den Pfählen 2 und 3 beschrieben werden, die nicht in präpariertem Sand, sondern im gewachsenen Boden ausgeführt wurden. Da bei beiden Pfählen der Unterschied zwischen Konuspfahl und Zylinderpfahl sehr ausgeprägt ist, war zu erwarten, daß sich auch bei diesen kleinen Pfählen, geeigneten Boden vorausgesetzt, ein Einblick in die Wirkungsweise des konischen Pfahles gegenüber dem zylindrischen erzielen lassen würde. Es wurde im Garten der Hochschule in geringer Entfernung an zwei Stellen gewachsenen Bodens der Rasen entfernt und mit der Rammvorrichtung beide Pfähle durch eine größere Reihe von Schlägen aus 1 m Fallhöhe eingerammt. Die gemessenen Einsenkungen der Pfähle ergaben sich wie folgt:

Pfahl 2 Konus	115	41	33	24	13	18	22	13												mm
„ 2 Cylinder	43	16	17	15	13	13	9	11	9	9	8,5	7	11	7,5	7,5	„				

Trägt man in einem Diagramm für jeden Rammschlag die einzelnen Eindringungen als Abszissen auf, so ergibt sich das Bild Fig. 7. Dem nicht gleichmäßigen Boden entsprechend nehmen die Eindringungen nicht dauernd ab, sondern gelegentlich in weicheren Schichten wieder

zu, namentlich beim Pfahl 2 ist zu erkennen, daß nach dem ersten Abnehmen der Eindringungen bei einem weiteren Rammschlag plötzlich wieder ein starkes Einsinken eintritt. Daß sich trotzdem ein ungefähres

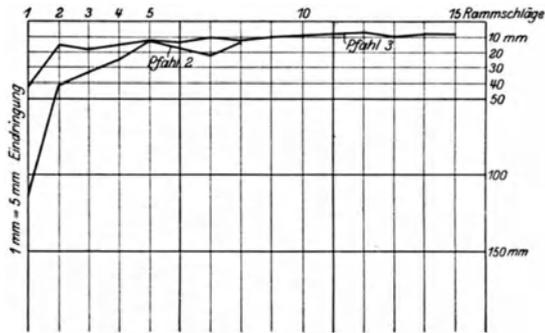


Fig. 7.

Vergleichsbild gewinnen läßt, zeigt Diagramm Fig. 8. Dort ist für jeden Rammschlag die Summe aller bisherigen Eindringungen aufgetragen. Die ziemlich kontinuierlich verlaufenden Kurven zeigen,

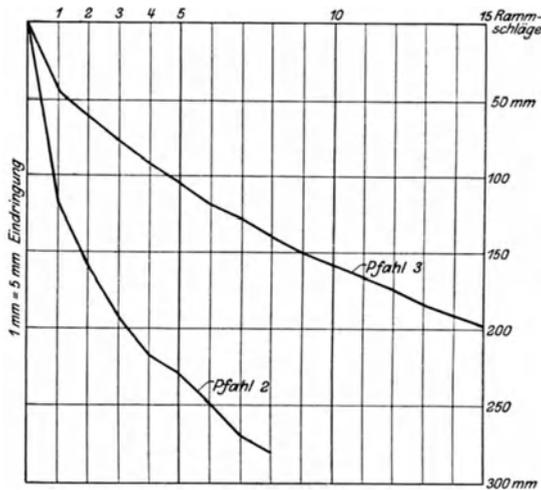


Fig. 8.

wieviel schneller der rein konische Pfahl gezogen hat als der nur zugespitzte. Obwohl dem Versuch wegen der Kleinheit des Maßstabes und der theoretisch nicht gleichmäßigen Bodenverhältnisse keine große Bedeutung beizulegen ist, ist aus ihm doch zu erkennen, daß der schlanke

Konus offenbar nur eine scharf einschneidende Wirkung, also eine reine Verdrängung hervorgerufen hat und nicht in der Lage war, einen nennenswerten abwärts gerichteten Bodendruck auszuüben, wie er bei den Laboratoriumsversuchen bei den zylindrischen Pfählen sehr deutlich, bei den konischen in sehr viel geringerem Maße zu beobachten ist.

Von den in der vorher beschriebenen Weise im Laboratorium ausgeführten Versuchen sind zunächst die Versuche I und II mit Pfählen ausgeführt, die offenbar zu klein waren. Es ist ein zylindrisch angespitzter (Versuch I) und ein konischer Pfahl (Versuch II) von gleichem oberem Durchmesser eingerammt. Hier genügten wenig Schläge zum Einrammen. Es war die Verdrängungswirkung offenbar so gering, daß das verdrängte Erdreich mit Leichtigkeit von den Bodenteilen in unmittelbarer Nähe des Pfahles aufgenommen wurde. In den Schnitten zeigt sich daher eine Abwärtsbewegung der Schichten auch nur in unmittelbarer Nähe der Pfähle (s. Fig. 9/10). Es ist nicht einmal an der Oberfläche ein Bestreben des Bodens, nach oben auszuweichen, erkennbar. Ein Unterschied der Wirkungsweise beider Pfähle ist nicht zu ersehen. Auch ist die ursprüngliche horizontale Schichtung der einzelnen Lagen offenbar noch nicht einwandfrei gelungen. Am Boden ist, wie auch hier leichter erklärlich, genau so wie bei den späteren Versuchen zu erkennen, daß eine horizontale Einsenkung der Schichten schon sehr dicht unter der Pfahlspitze nicht mehr auftritt. In Fig. 10 ist der linke Schnitt etwas vor der Pfahlachse geführt, wodurch in der Nähe der Pfahlspitze sich ein anderes Verschiebungsbild ergibt.

Bei zwei weiteren Versuchen mit den Versuchsnummern III und IV wurde der stärkere Pfahl 2 verwandt. Leider ist bei Versuch III infolge eines Defektes in der Dichtung die Durchtränkung der oberen Hälfte mit Paraffin nicht ausreichend, so daß die geringe Festigkeit des Materials etwas unklare Schichtenbildung zur Folge hatte (Fig. 11). Immerhin läßt sich zunächst aus Versuch IV folgendes erkennen (Fig. 12): Die Ausbiegungen sind unmittelbar in der Nähe der Spitze kaum zu erkennen. Sie treten dann erst kurz und scharf auf, und werden nach oben flacher, so daß sie sich weiter in das Erdreich hinein erstrecken, bis sie schließlich in der Nähe der Oberfläche wieder kürzer werden, dadurch, daß ein Ausweichen nach oben stattfindet, weil hier der Widerstand nach oben allmählich geringer wird als der seitliche. Bei Versuch III (Fig. 11) stellt das rechte Bild wieder einen Schnitt vor der Achse dar, aus dem deutlich hervorgeht, wie gering der Einfluß der horizontalen Durchbiegungen sich in die Tiefe hin bemerkbar macht. Es hört die Tiefenwirkung ebenso früh auf wie bei den axialen Schnitten, bei denen die Nähe des Gefäßbodens als Ursache für diese Erscheinung angeführt werden könnte. Bei dem Versuch III tritt nun zum ersten

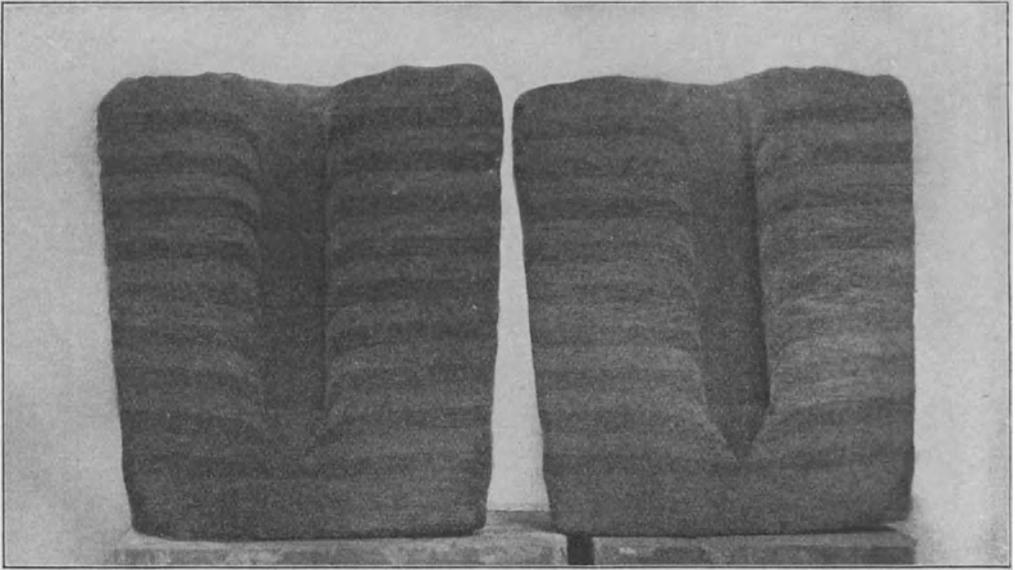


Fig. 9.

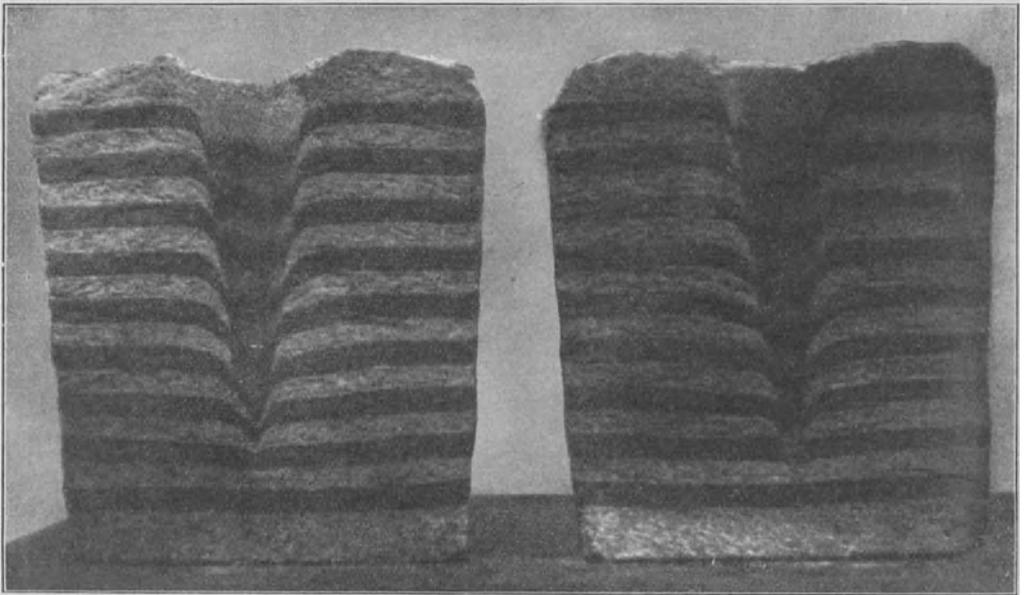


Fig. 10.

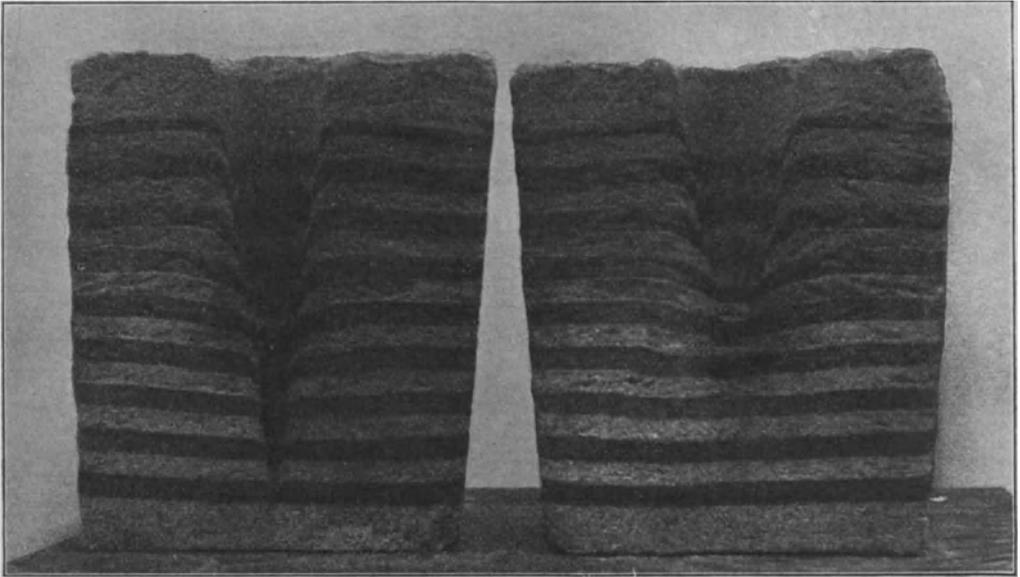


Fig. 11.

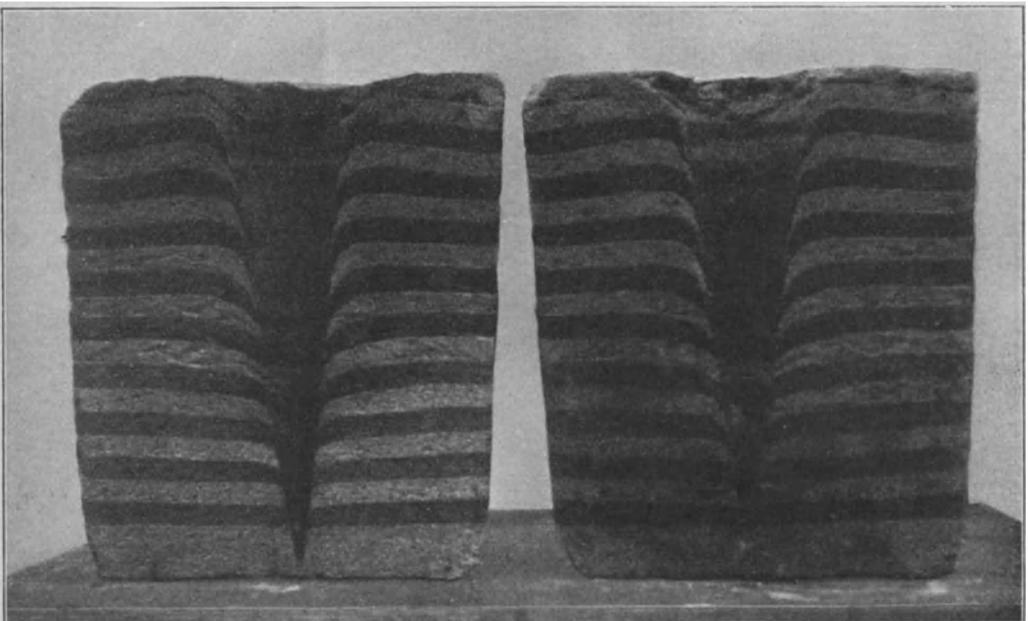


Fig. 12.

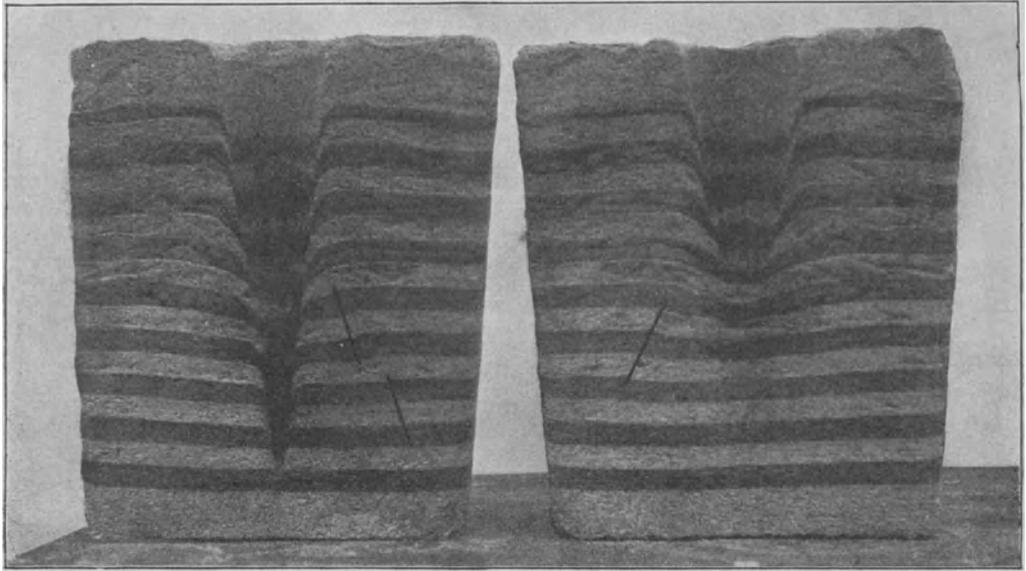


Fig. 13.

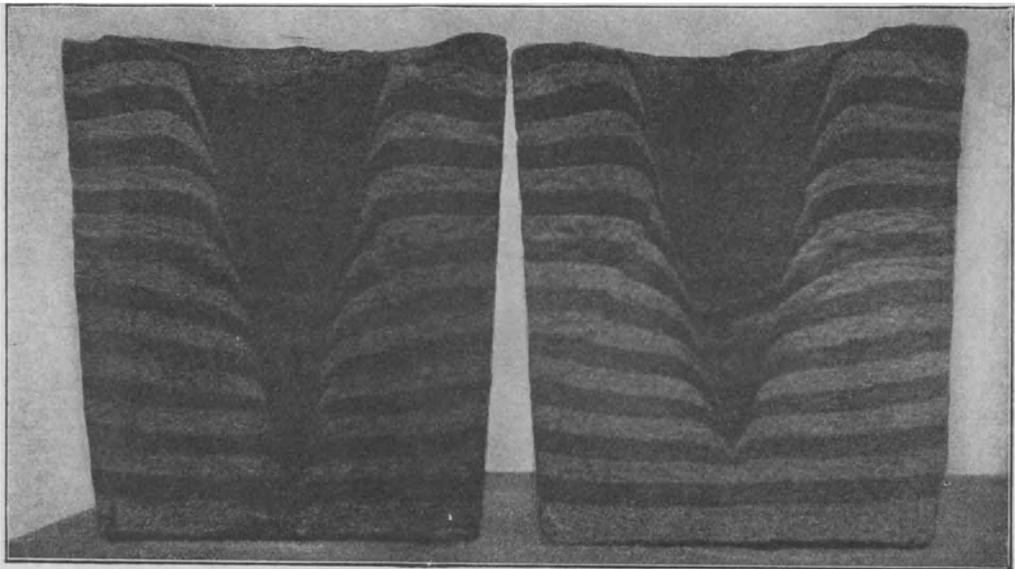


Fig. 14.

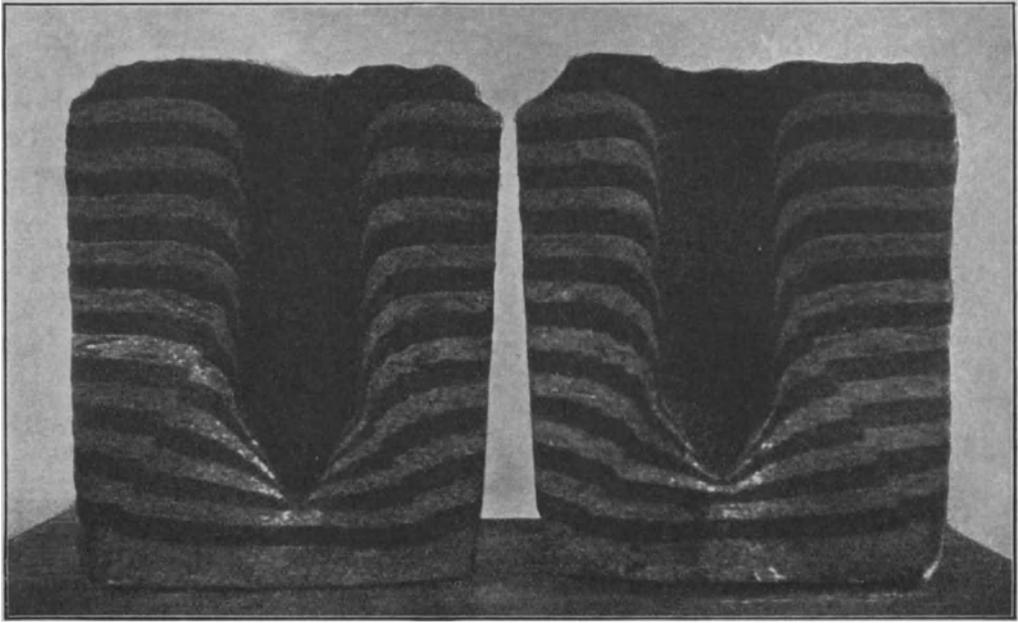


Fig. 15.

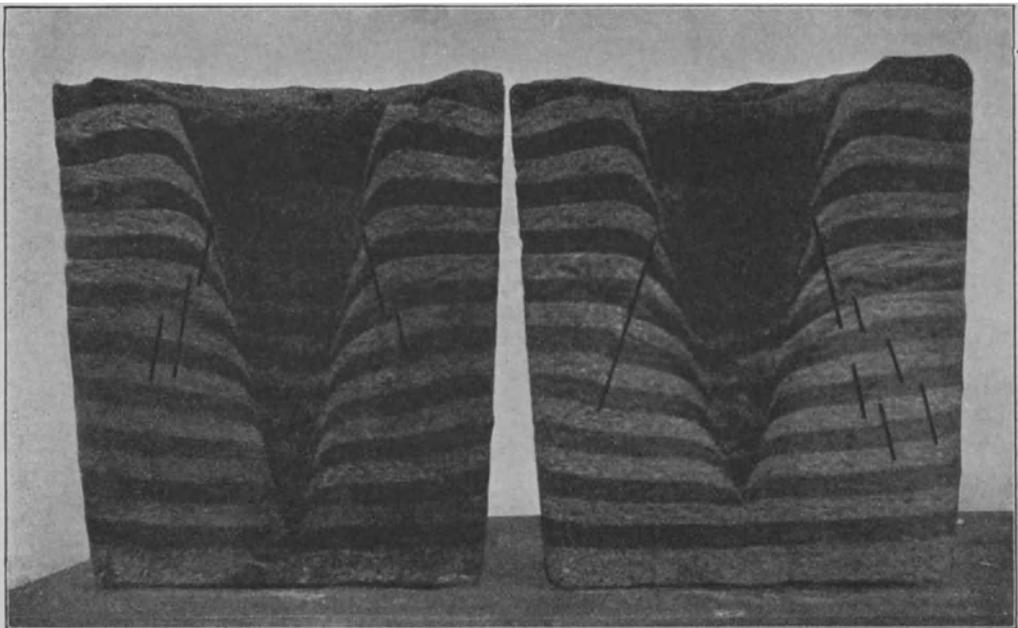


Fig. 16.

Male, wenn auch noch schwach, eine Erscheinung auf, die sich bei den späteren Versuchen sehr deutlich bemerkbar macht.

Auf der Aufnahme des Versuches III in Fig. 13 sind durch Striche Stellen kenntlich gemacht, bei denen einzelne Schichten einen plötzlichen Knick aufweisen. Die Knicke liegen bei dem rechten Schnitt ungefähr in einer geraden, bei dem linken etwa in zwei Parallelen. Diese Verschiebungen, die als plötzliche Überwindung der Scherfestigkeit (Kohäsionsfestigkeit) des Materials anzusehen sind, treten nun in den beiden folgenden Parallelversuchen VII und VIII in sehr deutlicher Weise wieder auf.

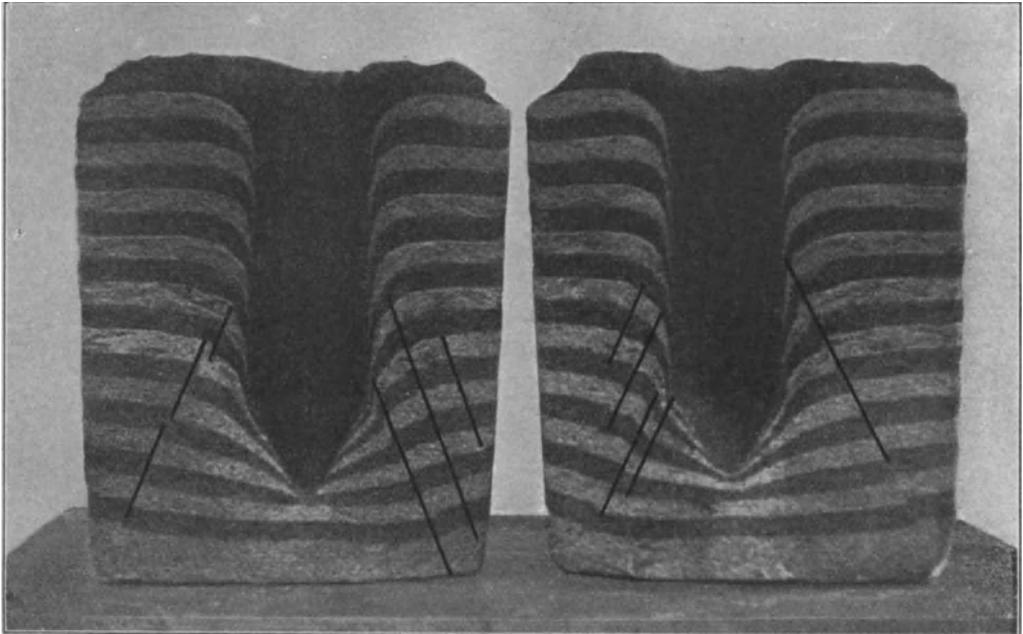


Fig. 17.

Dort sind die beiden volumengleichen Pfähle 5 (konisch) und 3 (zylindrisch mit Spitze) eingerammt. Zu den Parallelversuchen VII (Fig. 14) und VIII (Fig. 15) gehört folgende Tabelle der Eindringungen bei je einem Schlag.

Versuch VII	Pfahl 5	34	22	18	16	12,5	11	11	11 <sup>1)</sup>	9,5	8,5	8	7,5	7	6,5	6	5,5	mm
Versuch VIII	Pfahl 3	36 <sup>1)</sup>	23,5	20	18,5	18,5	21	22	19,5	18	20	12						„

<sup>1)</sup> Unsicher.

Bei VII (Fig. 14) treten zunächst wieder die Schichteneinbiegungen wie vorher auf, an der Spitze kleine Abbiegungen, in der Mitte ein weites Vordringen der Verdrängung in das Erdreich, an der Oberfläche Ausbiegungen nach oben. Diese Verschiebungen werden bei praktischen Pfahlrammungen vermutlich ebenso auftreten, es wird nur im Vergleich zu den Laboratoriumsversuchen das Mittelstück sich auf den Hauptteil des Pfahles erstrecken, und nur am Kopf und Fuß werden die auch hier sichtbaren Abweichungen auftreten.

In Fig. 16 ist wieder in einem Bild des Versuches VII und in der Fig. 17 in einer Aufnahme des Versuches VIII durch Striche hervorgehoben, wo scharfe Brüche in den Schichten auftreten. Wodurch werden nun diese Erscheinungen hervorgerufen? Offenbar wird durch die plötzliche Wirkung eines Rammstoßes die Kohäsionsfestigkeit in einer Bruchfläche überwunden, die einen Kegelmantel oder einen Teil davon darstellt. Dadurch wird ein mehr oder weniger regelmäßiger Kegel vor der Pfahlspitze hergetrieben. Ist die dadurch hervorgerufene Bewegung sehr klein, so wird schon der nächste Rammschlag einen weiteren inneren konzentrischen Kegel loslösen, der ebenso vor der Pfahlspitze hergetrieben wird. Ist die Bewegung einmal besonders groß, so vergehen mehrere Rammschläge, ehe wieder ein Abreißen eintritt. Diese Kegel sind niemals in sich als Rotationskegel geschlossen, sondern die Bewegungen treten an den verschiedenen Stellen eines Horizontalschnittes verschieden stark auf, da die Dichtigkeit und Kohäsionsfestigkeit nicht an allen Stellen gleich groß ist. Dadurch entsteht z. B. bei Versuch VIII (Fig. 15) rechts auf einer Seite ein einzelner scharfer Sprung, auf der anderen eine große Zahl ineinandergeschobener Bruchzylinder. Festzustellen ist, daß diese Bruchgeraden alle in einer Richtung verlaufen. Dort, wo ihre Neigungen mit der durch die Schärfe der Brüche gegebenen Genauigkeit sich messen lassen, weichen sie von der Achse um den Reibungswinkel des Materials =  $27^{\circ}$  ab. Augenfällig ist nun, daß bei dem zylindrischen Pfahl mit der sehr viel weniger scharfen Spitze dem konischen gegenüber die Neigung zur Bildung dieser Bruchzylinder ganz erheblich ausgeprägter ist (Fig. 15 und 14). Welche Verschiebungsbilder sich bei einem unten wagerecht abgeschnittenen Pfahl ergeben, läßt sich aus einem der angeführten Versuche von Forchheimer ersehen.

## 8. Schlußfolgerungen aus den Versuchen.

Aus diesen Versuchen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

Es treten zwei Bewegungen im Erdreich deutlich nebeneinander auf. Einmal ist eine reine Verdrängung festzustellen, bei der die an

der Stelle des späteren Pfahlloches befindlichen Erdteile in die Nachbar-  
teile hineingeschoben werden. Dabei findet eine Bewegung seitwärts  
und abwärts gerichtet statt, deren Resultante jedoch auch beim koni-  
schen Pfahl offensichtlich nicht normal zum Pfahlmantel steht — wie  
Stern angibt —, sondern mehr abwärts geneigt ist.

Getrennt davon tritt die zweite Bewegungsart auf, dadurch, daß  
sich eine reine Druckwirkung nach abwärts geltend macht. Diese  
Wirkung führt dauernd zur Bildung von Druckkegeln, deren Spitze  
vermutlich etwas oberhalb der jeweiligen Lage der Pfahlspitze zu suchen  
ist. Bei einem unten horizontal abgestumpften Zylinder würde jeden-  
falls diese Bildung der Druckkegel sich noch ausgeprägter einstellen,  
und es würde im Vergleich dazu die seitliche Verdrängung mehr in den  
Hintergrund treten. Diese Druckkegel, die offenbar eine immer steigende  
Verdichtung des Baugrundes unter dem Pfahl zur Folge haben müssen,  
treten nun auch unter dem angespitzten Zylinderpfahl und unter dem  
Konuspfahl auf. Es ist einleuchtend, wie der Versuch ja auch bestätigt,  
daß diese Tiefendruckwirkung um so stärker auftreten muß, je stumpfer  
die Pfahlspitze ist. Diese Kraftwirkung wird also auf den angespitzten  
Zylinderpfahl günstiger wirken als auf den Konuspfahl mit der schlanken  
Spitze.

Bei Betrachtung des Laboratoriumsversuches ist im Auge zu behalten,  
daß es sich hier um geglähten Sand handelt, der sehr feinkörnig, gleich-  
mäßig gekörnt und ganz trocken war, so daß er eine sehr geringe Kohäsions-  
festigkeit besaß. Bei natürlichem gewachsenem Boden, der bis zu einem  
gewissen Grade oft sogar Zugkräfte aufzunehmen vermag, würde diese  
Tiefendruckwirkung viel ausgeprägter und vor allem unter einem größeren  
Verteilungswinkel auftreten, so daß in der Natur diese Erscheinung im  
Vergleich zu den sonst wirksamen Kräften eine noch größere Rolle spielen  
wird als beim Laboratoriumsversuch.

Die Folge dieser Tiefendruckwirkung ist also, daß mit weiterem  
Absenken des Pfahles offenbar die Verdichtung des Bodens unter dem  
Pfahl sehr rasch zunehmen muß, so daß, wie es ja nach den Erfahrungen  
der Praxis selbstverständlich scheint, die Zunahme der Absenktiefe bei  
der Zunahme des Pfahlwiderstandes eine sehr beträchtliche Rolle spielen  
muß, im Gegensatz zu den Angaben, die Stern hierfür namentlich für  
den zylindrischen Pfahl macht. Da nun offenbar bei einem angespitzten  
Pfahl die Druckwirkung nur auftreten kann, wenn sich unterhalb des  
Pfahles erst einmal ein Bodenkern von dichterem Konsistenz gebildet hat  
als das ihn umgebende Erdreich besitzt, so ist eben bei der Erzielung dieser  
Druckwirkung der Pfahl mit der stumpferen Spitze dem mit der schärferen  
gegenüber im Vorteil, wie es dem Kräftespiel bei festen Körpern ent-  
spricht. Je schärfer die Spitze, desto leichter dringt der Pfahl ein, desto  
mehr tritt nur die beiseite schiebende ausgesprochene Verdrängungs-

wirkung des Keiles auf. Die Versuchsbilder bestätigen diese Anschauung. Das Erdreich weist also schon bei sehr geringer Kohäsionsfestigkeit ähnliche Eigenschaften wie feste Körper auf. Wichtig ist also als Resultat festzuhalten, daß die Tiefendruckwirkung für konische Pfähle einen geringen, für zylindrische einen sehr beträchtlichen Beitrag zum Bodenwiderstand liefern wird.

Zum Schluß sei noch zur Ergänzung dieser Ausführungen auf Versuche hingewiesen, die von Geiß ausgeführt und in der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1911 beschrieben sind. Geiß verwendet die Methode der Glasscheibe und benutzt ebenfalls gefärbte Sandschichten. Er betont zunächst, daß Stern bei der Beobachtung der Erdbewegung einseitig nur die seitliche Verdrängung ins Auge faßt und das Ausweichen des Bodens nach oben vernachlässigt. Es ist zuzugeben, daß diese Aufwärtsbewegung bei sehr dicht gelagertem Boden auch für praktische Verhältnisse Bedeutung gewinnt. Im allgemeinen wird sie aber in der Praxis gegen die Verdichtungswirkung vernachlässigt werden können, da sie nur für die obersten Pfahlteile das Bild verschiebt. Bei den Laboratoriumsversuchen freilich können

wegen der Kürze der Versuchspfähle, wie sich bei den Arbeiten von Geiß zeigt, beide Wirkungen unter Umständen gleiche Bedeutung erreichen. Geiß führt einmal Parallelversuche mit dem gleichen Pfahl bei lose geschüttetem und

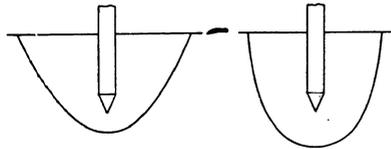


Fig. 18.

mäßig gestampftem Sande aus. Er verstärkt die eingetretene Wirkung wesentlich dadurch, daß er den Pfahl mehrmals hintereinander absenkt. Beim gestampften Sande ist naturgemäß ein stärkeres Emporquellen nach oben zu beobachten, als bei dem lose gelagerten, bei dem sich die Wirkung mehr nach der Seite erstreckt. Die Fig. 18 zeigt in zwei Prinzipskizzen die ungefähre Form der Verdichtungsgebiete beim festgelagerten Sand I und beim lose geschütteten II. Bemerkenswert ist, wie dicht unter der Spitze auch hier wieder die horizontale Verschiebung der Schichten aufhört, vor allem im Falle I. Auch hierin kann eine Bestätigung der vorhin aufgestellten Theorie gesehen werden. Wenn nämlich vorhin in dem Ausbleiben der horizontalen Durchbiegungen unter der Pfahlspitze eine Bestätigung für das Vorhandensein starker Bodenverdichtung gesehen wurde, so stimmt das damit überein, daß hier bei dem von vornherein dichter gelagerten Sande die horizontalen Verwerfungen viel früher aufhören als bei dem losen Sand. In einer weiteren Versuchsreihe versucht Geiß festzustellen, ob zwischen zylindrischem und konischem Pfahl ein bemerkenswerter Unterschied in der Gestaltung des Verdichtungsgebietes festzustellen ist. Jedoch kann auch

er keinen nennenswerten Unterschied feststellen. Leider ist aus der Beschreibung nichts über den offenbar sehr kleinen Maßstab der Versuche zu erkennen.

Eine Bestätigung der letzten Erwägungen läßt sich auch aus den Versuchen von v. Schön gewinnen <sup>1)</sup>. Bei diesen Versuchen treten sehr unregelmäßige Knick- und Bruchstellen der Biegungslinien auf, aus denen sich ebenfalls auf Druckkegel schließen läßt, die stets wieder von neuem auftreten. Die Versuche sind allerdings auch zwischen Glasplatten in sehr kleinem Maßstabe ausgeführt und so angelegt, daß Verdrängungen nur in einer Ebene auftreten konnten.

Als Resultat aller dieser Versuche muß folgendes festgehalten werden:

Es treten am Pfahl als ganz getrennt zu beurteilende Kraftwirkungen auf, einmal die reine Verdrängung: Verschiebung der Bodenteile in die benachbarten Teile, und damit Verdichtung des Nachbarerdreiches und andererseits eine Druckwirkung nach unten, die eine dauernd zunehmende, künstliche Verdichtung des Bodens hervorruft. Welche der beiden Kraftwirkungen größere Widerstände auslöst, läßt sich allgemein nicht angeben. Aus der Tatsache, daß die Bodenschichten unter der Pfahlspitze im allgemeinen eine wesentliche Verbiegung sehr bald nicht mehr aufweisen, läßt sich schließen, daß der Druckwiderstand größer ist als der seitliche Verdrängungswiderstand, wobei jedoch die Unsicherheit des Versuches infolge der Nähe des Gefäßbodens zu beachten ist. Dazu kommt ferner, daß der Druckwiderstand in die Krafrichtung fällt, der Kraft also direkt entgegenwirkt, während der Verdrängungswiderstand an der Spitze schräg zum Pfahl gerichtet ist und nur mit Hilfe der Reibung, also erheblich vermindert, in Wirksamkeit treten kann. Damit dürfte erwiesen sein, daß dieser Widerstand gegen die senkrechte Verdichtung des Bodens den Hauptanteil am Pfahlwiderstand ausmacht. Ferner muß hier wiederum darauf hingewiesen werden, daß außer dieser Druckkraft die Klemmwirkung des Bodens am Pfahlmantel, die elastische Reaktion des bereits verdrängten Erdreiches an jedem Pfahl auftritt, wenn es auch mit Hilfe dieser Versuche nicht möglich ist, diese Kraft nachzuweisen oder gar zu messen.

Diese beiden Kraftwirkungen nun sind in den theoretischen Pfahluntersuchungen, vor allem bei den Vergleichen zwischen Konuspfahl und Zylinderpfahl bisher stets außer acht geblieben. Damit dürfte sich manches bisherige Resultat erklären, vor allem das Kafkasche Ergebnis des enormen Einflusses der Reibungskräfte auf die Gesamttragkraft. Wäre es möglich, in Ergänzung der Kafkaschen Aufstellungen

---

<sup>1)</sup> v. Emperger, Handb. des Eisenbetonbaues Bd. 3 S. 168 und Monatsschr. f. d. öffentl. Baudienst 1909.

den Einfluß der noch weiter vorhandenen Kräfte auf die gesamte Tragkraft zahlenmäßig festzustellen, so würde der Anteil der Reibung am Gesamtwiderstand stark zurücktreten.

Weiter bestätigen auch die Betrachtungen über die beiden angeführten Kraftwirkungen die hier stets wiederholte Behauptung, daß es unmöglich ist, alle diese Ursachen in eine rein theoretische Behandlung des Pfahlproblems einzuführen, und so dies Problem mathematisch exakt zu lösen, denn die Einwirkung der sich stets verändernden Druckkegel auf den Widerstand ist abhängig von der ungeklärten Frage nach der Dichtigkeitszunahme des Baugrundes mit wachsender Tiefe, die Größe der Klemmkraft ist abhängig von dem stark veränderlichen Reibungsbeiwert. Es ist zu bezweifeln, daß auch umfangreiche Untersuchungen imstande sein werden, alle diese Fragen zu lösen und die Resultate dann insgesamt in Formeln zusammenzufassen, die für die praktische Anwendung Wert besitzen.

### **9. Vergleich zwischen der Tragfähigkeit des Konuspfales und des Zylinderpfales.**

Hiermit bleibt jedoch noch zunächst die Frage offen, ob nicht, wenn auch das absolute Maß der Pfahltragfähigkeit sich nicht allgemein feststellen läßt, doch vielleicht ein allgemein gültiger Vergleich zwischen der Tragfähigkeit des konischen und des zylindrischen Pfahles gezogen werden könnte.

Bei näherer Betrachtung scheint auch diese Aufgabe nicht lösbar. Wird, wie Stern und v. Emperger angeben und wie auch aus den Danziger Versuchen geschlossen werden könnte, vom konischen Pfahl eine weiter reichende seitliche Bodenverdrängung erzielt als vom zylindrischen, so steht dem gegenüber, daß von zwei solchen Vergleichspfählen, sei es, daß sie gleichen oberen Durchmesser haben, sei es, daß sie volumengleich sind, bei gleicher Höhe stets der konische die schlankere Spitze hat und daß diese schärfere Spitze einen geringeren Druckwiderstand nach unten auslösen wird. In welchem Maße sich hier Vorteil und Nachteil gegen einander ausgleichen werden, läßt sich nicht feststellen. Es ist wohl denkbar, daß in verschiedenen Bodenarten, vor allem bei verschiedenen Absenktiefen, die Vorteile einmal für den konischen, einmal für den zylindrischen Pfahl überwiegen werden. Diese Vermutung findet eine gewisse Bestätigung darin, daß Versuche, die diese Frage zu ergründen suchten, zu verschiedenen, ja ganz entgegengesetzten Resultaten führten. Es soll nicht auf die erwähnten beiden Versuche in Danzig zurückgegriffen werden, die in gewachsenem Boden ausgeführt wurden, da hierbei dem angespitzten Zylinderpfahle ein sehr spitzer Konus gegenüberstand, bei dem die eine Kraftwirkung, der abwärts gerichtete Druck

wohl überhaupt kaum auftrat. Es sollen die Resultate zweier Versuchsreihen mitgeteilt werden, die zur Erforschung dieser Frage ausgeführt wurden. Ein amerikanischer Versuch von Upson wird von v. Emperger im Handbuch für Eisenbetonbau Bd. III S. 170 wiedergegeben. Dort wurden drei Pfähle mit verschiedenem Konus eingerammt und dann belastet. Dabei entsprachen unter gleicher Setzung den Konusverhältnissen von 2<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, 3<sup>0</sup>/<sub>0</sub> und 6<sup>0</sup>/<sub>0</sub> Tragfähigkeiten von 22, 40 und 66 t, also etwa die Verhältnisse 1 : 2 : 3. Gegen diese Versuche ist zunächst einzuwenden, daß nur zwei von den drei Pfählen gleichen oberen Durchmesser hatten, während der dritte, der gerade die größte Tragfähigkeit aufwies, 50 cm Kopfdurchmesser hatte gegen 45 cm der anderen Pfähle. Außerdem ist angegeben, daß die Pfähle in unmittelbarer Nachbarschaft gerammt wurden. Dann kommt es aber sehr auf die Reihenfolge der Pfähle beim Rammen an, denn der erste Pfahl wurde in ganz unverdichtetem Erdreich, der dritte in dem bereits am stärksten verdichteten Boden eingerammt. Andere Versuche in gleicher Richtung wurden von Groninger 1910 im Beisein des Verfassers ausgeführt. Drei Pfähle von 4,50 m Länge mit gleichem oberen Durchmesser von 32 cm, stark konisch, schwach konisch und zylindrisch, wurden 4 m tief in leichtem Sand eingerammt. Es wurden bei gleichbleibendem Bärgewicht konstante Fallhöhen angewandt, so daß die Anzahl der Rammschläge ein Maß des Widerstandes gab. Es wurden für den stark konischen Pfahl 270, für den schwach konischen 190, für den zylindrischen 620 Rammschläge zum Einrammen auf gleiche Tiefe gebraucht. Das gibt ein Verhältnis der Tragfähigkeit von 1 : 1,8 : 2,3. Der Ausfall ist also für den konischen Pfahl sehr ungünstig.

Beide Versuchsreihen führen demnach zu genau entgegengesetztem Ergebnis. Diese Tatsache ist für die Frage bezeichnend und bestätigt die vorher ausgesprochene Überzeugung, daß sich eine allgemein zutreffende Überlegenheit einer der beiden Pfahlformen nicht beweisen läßt.

### 10. Dynamische und empirische Rammformeln.

Im vorigen Abschnitt wurde der Beweis für die Behauptung versucht, daß sich auf statischem oder, wie Stern will, auf statisch-geometrischem Wege eine allgemein gültige Theorie zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit nicht gewinnen läßt, daß also eine „allgemeine Rammformel“, wie Stern seine Formel nennt, nicht aufgestellt werden kann. Danach bleibt noch zu erwägen, ob dies Resultat auf anderem Wege zu erreichen ist. In der Literatur wird das Ziel der allgemeinen Rammformeln stets auf zwei Wegen angestrebt, einmal dem eben eingeschlagenen statischen Wege, dann auf dem dynamischen Wege. Diese bisher angewandten Verfahren könnte man noch durch ein drittes ergänzen.

Man könnte versuchen, auf rein empirischem Wege entweder eine allgemeine Rammformel zu finden, oder doch wenigstens eine Formel, die für bestimmte Bodenverhältnisse sich mit den nötigen Koeffizienten ausgestalten ließe. Dieser Gedanke liegt ja gerade für die vorliegenden Verhältnisse, bei denen sich einer theoretisch exakten Behandlung so unüberwindliche Hindernisse entgegenstellen, sehr nahe.

Auf beide Verfahren, das dynamische und das empirische, soll hier nun noch eingegangen werden. Bei näherer Betrachtung zeigt sich sofort, daß beide Verfahren gleichzeitig mit der schon besprochenen ersten Methode bereits ihre Beurteilung gefunden haben. Das dynamische Verfahren will unter Anwendung der Gesetze der Mechanik Rammformeln dadurch ableiten, daß die beim Fallen des Rammbaren gewonnene lebendige Kraft zu der Eindringung in Beziehung gesetzt wird. Es ist sofort klar, daß hierbei nicht nur fast alle gegen die erste Methode erhobenen Bedenken im gleichen Maße bestehen bleiben, sondern daß hier zu diesen Einwendungen auch noch neue hinzutreten. Selbst wenn es nämlich möglich wäre, diese Gesetzmäßigkeit zu finden, so wäre noch immer zu fragen, wieweit man berechtigt ist, anzunehmen, daß die aus dem Kräftespiel der Bewegung gefundenen Ergebnisse sich auf die Kraftwirkung im Ruhezustand übertragen lassen, wieweit sich dynamische Wirkungen mit statischen vergleichen lassen. Die Gebrauchsbeanspruchung der Pfähle ist eine ruhende und nur der gegen diese ruhende Belastung vorhandene Sicherheitsgrad ist für den Bau maßgebend. Dynamische und statische Beanspruchungen unterliegen aber so anders gearteter Beurteilung, daß z. B. Hagen schon hieraus allein auf die Unmöglichkeit schloß, auf dynamischem Wege brauchbare Rammformeln abzuleiten. Es ist zu betonen, daß schon diese Verschiedenartigkeit der dynamischen und der statischen Beanspruchung den Wert so gewonnener Rammformeln sehr beeinträchtigt. Zu den im vorigen Abschnitt angedeuteten, hauptsächlich in der unendlich vielfachen Verschiedenheit des Bodens liegenden Schwierigkeiten tritt hier ferner noch die weitere, daß die elastischen Verhältnisse, sowohl des Bodens wie des Pfahles, streng genommen auch des Rammbaren und der Schlaghaube, eingeführt werden müssen. Ferner können die Kraftverluste, die den Wirkungsgrad der Rammvorrichtung beeinflussen, durch Verbrauch von Kraft zur Schall- und Wärmeerzeugung usw. kaum abgeschätzt, geschweige denn genau berücksichtigt werden. Die bei Eisenbetonpfählen häufig angewandten Schlaghauben verbrauchen einen erheblichen Teil der Energie. Zur Berechnung dieses Kraftverlustes müßte die Elastizität der verschiedenen Einzelstoffe berücksichtigt werden, die die Schlaghaube enthält. Bei Holzpfählen ist die verlorene Energie in hohem Grade von der Beschaffenheit des Pfahlkopfes abhängig. Die unter der Ramme zunehmende Zerstörung

des Kopfes verändert dauernd die elastischen Verhältnisse. Es genügt ferner, um nur ein Beispiel anzuführen, sich den Umfang der Aufgaben vorzustellen, die erst allgemein und dann bei jeder Bauausführung im besonderen wieder gelöst werden müßten, um das Elastizitätsmaß des vorliegenden Bodens so zu ermitteln, daß seine Einführung in Formeln möglich wäre, um zu erkennen, daß dieser Weg ebensowenig zu einem Resultat hinführt wie der erste.

Es bleibt noch der dritte Weg zu untersuchen, ob es möglich ist, auf empirischem Wege zu einer Rammformel zu kommen. Eine kurze Überlegung weist die Ungangbarkeit auch dieses Weges nach. Voraussetzung für Aufstellung empirischer Formeln ist eben auch, daß überhaupt eine allgemeine Gesetzmäßigkeit vorliegt. Überall wo es bei dieser Voraussetzung nicht möglich ist, mit den zur Verfügung stehenden theoretischen Mitteln die Art der Gesetzmäßigkeit nachzuweisen, bietet sich der Weg, aus der Beobachtung der Resultate, rückwärts auf das Gesetz zu schließen. Hier handelt es sich aber nicht nur um unerforschte Grundgesetze, die man auf diesem Wege umgehen könnte, sondern es ist eben in erster Linie zu beachten, daß die Mannigfaltigkeit der auftretenden Möglichkeiten eine Gesetzmäßigkeit überhaupt ausschließt.

Wenn somit auch dieser empirische Weg sich als ungangbar erweist, so bleibt nur noch eine Möglichkeit zur Bestimmung der Tragfähigkeit: die Probelastung. Der praktische Nachteil dieses Verfahrens ist so augenfällig, daß daraus die Unmöglichkeit sofort erhellt, diese Methode in der Praxis in größerem Umfange anzuwenden. Namentlich bei Eisenbetonpfählen sind die Lasten, die ein oder, wie bei Probelastungen oft zwei bis drei Pfähle gemeinschaftlich bis zu größeren Setzungen bringen, so außerordentlich groß, daß Kosten und Umstände, die die Probelastung mit sich bringt, eine Anwendung anders als in Ausnahmefällen verbieten.

Nach Erfahrungen des Verfassers läßt sich eine Probelastung verhältnismäßig einfach und billig durch Aufbringen von Wasserballast ausführen. Ein hölzerner Kasten von  $4 \times 4$  bis  $5 \times 5$  m Grundfläche läßt sich mit einfachen Mitteln auf einem Pfahl ausbalancieren und mit Pappe und Teer soweit dichten, daß die Verluste durch Undichtigkeit nicht zu groß werden. Wasserballast wird mit geringen Betriebskosten in den Kasten gepumpt. Bei etwa 20 qm Grundfläche lassen sich dann mit je einem Meter Kastenhöhe 20 t Ballast aufbringen. Verfasser wohnte Versuchen bei, bei denen auf diese Weise ohne jede Schwierigkeit und mit ganz geringen Kosten über 80 t aufgebracht wurden. Stets aber werden auch solche Belastungsproben die seltenen Ausnahmen bleiben.

### 11. Die gebräuchlichsten Rammformeln.

Bezeichnend für die Schwierigkeiten beim Aufstellen von Rammformeln ist auch die ungeheure Fülle von Formeln, die immer wieder aufgestellt worden sind. Stern sagt, von allen bedeutenden Theoretikern, die sich mit dieser Frage beschäftigt haben, hat nur Hagen der Versuchung widerstanden, eine neue Rammformel aufzustellen. Hagen hat eben von vornherein die Möglichkeit, eine solche Formel zu ermitteln, bewußt in Abrede gestellt. Die Fülle der Formeln rührt daher, daß jeder, der sich neu mit dem Problem befaßte, einen oder mehrere Faktoren fand, die in den bisherigen Formeln noch nicht berücksichtigt waren. Namentlich von den neueren Formeln enthält daher fast jede ein Glied mehr als ihre Vorgängerin, indem dieser oder jener Einfluß neu berücksichtigt wurde. Da in allen neueren Werken kritische Besprechungen der bestehenden Rammformeln zu finden sind, bei denen fast alle Einwendungen gegen bestehende Mängel als richtig anerkannt werden müssen, so genügt es hier, auf einige der letzten Besprechungen hinzuweisen. Man vergleiche darüber die Veröffentlichungen von Stern, Kafka, Bubendey u. a.

Wenn die Rammformeln nun in der Praxis trotz dieser Mängel eine große Bedeutung gewonnen haben, so liegt das an dem dauernd vorliegenden dringenden Bedürfnis, irgendein Mittel zu haben, durch das man sich wenigstens ein ungefähres Bild der Tragfähigkeit von Pfählen machen kann. Der geringe theoretische Wert dieser Formeln erhellt schon aus einem Vergleich der verschiedenen Formeln. Die Resultate weichen so erheblich voneinander ab, daß man die Sicherheit einer Gründung nach einer Formel als zweifach, nach einer anderen als zwanzigfach berechnen kann. Dabei haben die meisten Formeln bis auf einige Ausnahmen annähernd die gleiche theoretische Berechtigung, denn sie unterscheiden sich in der Regel nur dadurch, daß sie je nach der Einfachheit des Aufbaues weniger oder mehr Faktoren, aber naturgemäß nie alle berücksichtigen. Nachstehend sei zum Vergleich eine Anzahl von Rammformeln angegeben.

Darin bedeutet:

W den Gesamtbodenwiderstand in t

P die zulässige Pfahllast in t

n den Sicherheitsgrad ;  $P = \frac{W}{n}$

Q das Rammhärgewicht in t

G das Pfahlgewicht in t

h die Fallhöhe in cm

e die mittlere Eindringungstiefe bei der letzten Hitze in cm

F den Pfahlquerschnitt in  $\text{cm}^2$

l die Pfahlänge

E den Elastizitätsmodul des Pfahles.

Brix: 
$$W = \frac{h}{e} \cdot \frac{G Q^2}{(G + Q)^2}$$

Kreuter: 
$$W = \frac{Q \cdot h - V}{e}; \quad V \text{ aus Proberammversuchen}$$

Ritter: 
$$W = \frac{h}{e} \cdot \frac{Q}{Q + G} + Q + G$$

Eytelwein: 
$$W = \frac{Q^2}{Q + G} \cdot \frac{h}{e} + Q + G$$

Engin. News: 
$$W = \frac{Q \cdot h}{e + 25}, \text{ mitgeteilt von Kofahl, Zt. d. V. D.}$$
  
Ing. 1903

Wellington: 
$$W = \frac{2 \cdot Q \cdot h}{e + l}, \text{ empirische Formel, } h \text{ in englischen Fuß,}$$
  
e Eindringung beim letzten Schlag in engl. Zoll.  
(Bubendey, Z. d. B. 1896. S. 533.)

Rankine: 
$$W = -\frac{2 E \cdot F \cdot x}{l} + \sqrt{\frac{4 E \cdot F \cdot Q \cdot h}{l} + \frac{4 E^2 \cdot F^2 \cdot x^2}{l^2}}$$
  
x = Eindringung beim letzten Schlag.

Weißbach: 
$$W = \frac{e \cdot E \cdot F}{l} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2l}{e \cdot E \cdot F} \left( Q + G + \frac{Q \cdot h}{l} \right)} \right\}$$

Redtenbacher: 
$$W = -\frac{F \cdot E \cdot e}{l} + \sqrt{\frac{2 Q^2 \cdot h F \cdot E}{l(Q + G)} + \left( \frac{F \cdot E \cdot e}{l} \right)^2}$$

Hurtzig: 
$$e = \frac{h \cdot Q}{W} - \frac{P}{1300}; \quad h \text{ und } e \text{ in mm.}$$

Ossent: 
$$W = \frac{F \cdot E}{l} \left( -\frac{e}{2} + \sqrt{\frac{F \cdot E \cdot h \cdot Q}{l + \frac{l + G}{l \cdot Q}} + \frac{l^2}{4}} \right);$$

Stern; 
$$W = \frac{e \cdot E \cdot F}{l}$$

$$\left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2l}{E \cdot F \cdot e} \left[ Q + G + \frac{Q \cdot h \{ Q \cdot G (1 + \eta)^2 + (Q - \eta G)^2 \}}{e(Q + G)^2} \right]} \right\}$$

$$\text{Kafka: } W = \frac{(2\tau + \lambda') E \cdot F}{\Delta} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{6 \cdot Q \cdot h (Q + \tau^2 \cdot G) E \cdot F}{(Q + G) (2\tau + \lambda')^2 \Delta}} \right] + Q + G$$

über die Werte  $\Delta, \tau, \lambda'$  siehe Kafka.

Im übrigen vgl. a. Z. d. B. 1907, Nr. 36 (Bernhard)

D. Bauztg. 1907, S. 71 (Siegfried)

Bet. u. E. 1906 S. 60 (Roßmanith).

Ein bezeichnendes Vergleichsdiagramm verschiedener Formeln gibt v. Emperger im Handbuch für Eisenbetonbau Bd. III. S. 235.

## 12. Ergebnisse der neuen Untersuchungen.

Wenn im Vorhergehenden nun sämtlichen Methoden zur Pfahlberechnung wissenschaftlicher Wert abgestritten worden ist, so bedeutet dies ein Zugeständnis, zu dem sich der Theoretiker nur schwer entschließt und über das sich der Praktiker doch mit irgendwelchen Mitteln hinwegsetzen muß. Das ist wohl mit ein Grund dafür, daß dieses „*οἶδ' οὐδὲν εἰδώς*“ bisher nie ausgesprochen ist. Wenigstens ist dem Verfasser keine Kritik in diesem Sinne bekannt, bis auf das Urteil Hagens, der vor 75 Jahren bereits die theoretische Lösbarkeit des Problems in einer für die Praxis brauchbaren Weise leugnete. Nach der Meinung des Verfassers bedeutet es einen Gewinn, wenn davon Abstand genommen wird, dem unerreichbaren Ziel einer allgemeinen Rammformel nachzujagen, und wenn die auf diesem Sondergebiete des Grundbaues ausgeführten Versuche sich von vornherein ein erreichbares, enger gestecktes Ziel setzen. Es bleibt noch übrig, wenigstens kurz zu der Frage Stellung zu nehmen, was die Resultate dieser Versuche für die Praxis bedeuten.

Wenn in vorliegender Arbeit davor gewarnt wird, Rammformeln einen Genauigkeitsgrad zuzusprechen, wie er ihnen auf den ersten Blick nach der Fülle der theoretisch darin berücksichtigten Einflüsse zuzukommen scheint, so ist doch zunächst auf das entschiedenste zu betonen, daß daraus nicht gefolgert werden darf, man müsse die Unsicherheit in der Berechnungsweise nun durch noch größere Sicherheitsbeiwerte ausgleichen, als es bisher geschehen ist. Nur das eine ist festzuhalten; der Ingenieur muß sich daran gewöhnen, die Pfahlgründungen in der weitaus größten Zahl aller Fälle zu den ja sehr zahlreichen Gebieten des Ingenieurbaues zu zählen, für die eine theoretische Erforschung und Aufstellung allgemein gültiger Gesetze nicht möglich ist. In allen diesen Fällen — man denke an die zahlreichen ungelösten Probleme des Grundbaues, des Wasserbaues, der Luftwiderstände usw. — hat man sich stets damit begnügen müssen, Erfahrungen, die man bei Bauten

auf möglichst gleicher Grundlage gesammelt hat, unter möglichster Berücksichtigung etwaiger Abweichungen zu benutzen und sich mit der Tatsache des Erfolges zu begnügen. Natürlich führt dies im großen Durchschnitte zur Anwendung zu großer Sicherheiten; dies Übel muß aber in Kauf genommen werden. Bei der wohl am häufigsten angewandten Rammformel von Brix z. B. hat dieses Verfahren von selbst dazu geführt, den Sicherheitsgrad der Formel in der Praxis auf ein sehr geringes Maß herunterzusetzen. Dies entsprach eben der Erfahrungserkenntnis, daß der theoretische Sicherheitsgrad der Formel durch den praktisch vorhandenen stets übertroffen wird <sup>1)</sup>. Logischerweise müßte man dann die Formel, was ja in einfacher Weise möglich wäre, so umgestalten, daß der berechnete Sicherheitsgrad mit dem erfahrungsgemäß praktisch vorliegenden übereinstimmt. Davor ist freilich zu warnen, weil durch zwei Formeln, die sich nur durch den Sicherheitsfaktor unterscheiden, natürlich die große Gefahr bedenklicher Verwechslungen entstehen würde.

Es wäre zu begrüßen, wenn auch dies Gebiet der Ingenieurbaukunst von allen Theoretikern, so wie es wohl die meisten Praktiker in diesem Sonderfach tun, zu den Gebieten gezählt würde, die vom Ingenieur ausschließlich nach praktischer Erfahrung beurteilt werden müssen. Um dieser praktischen Erfahrung irgend welchen Ausdruck zu geben, kann eine Rammformel durchaus Wert haben, solange man sie eben nicht zur Berechnung genauer theoretischer Werte, sondern zu Vergleichen benutzt. Natürlich ist dann die einfachste Formel die beste. Da es oft vorkommen wird, daß viele Bauten nahe beieinander ausgeführt werden und dann manchmal in Bodenverhältnissen, die wenig voneinander abweichen, so kann z. B. eine so grobe Faustformel, wie sie Bernhard für Berliner Verhältnisse aufstellt <sup>2)</sup>, in vielen Fällen völlig ausreichen. Bernhard rechnet 20—25 t Tragfähigkeit für Pfähle, die mit 1 t Bärgewicht und 1 m Fallhöhe weniger als 10 mm ziehen. Nur darf diese Formel dann nicht auf andere Verhältnisse, z. B. am Meere oder in schlammigen Flußläufen usw. übertragen werden, d. h. man muß sich ihrer engbegrenzten Gültigkeit bewußt bleiben. Ähnliche und noch einfachere Schätzungsweisen für die Tragfähigkeit von Pfählen sind denn auch in der Praxis weit verbreitet.

Versuche, die darauf abzielen, derartige einfache Formeln für bestimmte, genau festgelegte Verhältnisse zu gewinnen, wären sehr zu begrüßen.

Eine weitere, aus diesen Auschauungen unmittelbar folgende Forderung ist es, daß es anzustreben und im höchsten Grade wünschenswert

---

<sup>1)</sup> Vgl. Arm.-Bet. 1910 S. 56.

<sup>2)</sup> Zentralblatt der Bauv. 1907.

ist, die bei erfolgreich ausgeführten Gründungen gewonnenen Erfahrungen möglichst vollständig zu sammeln und der Allgemeinheit zugänglich zu machen. In Gegenden, wo die Baugrundverhältnisse über größere Entfernungen gleich bleiben, wie z. B. in großen Gebieten an der Nordsee, ist es von selbst dahin gekommen, daß sich allgemeine Erfahrungen herausgebildet haben, unter deren Benutzung neue Gründungen an gleichen Orte keine theoretischen Schwierigkeiten bieten. Solche Erfahrungen sind naturgemäß um so schwerer zu sammeln, und um so schwerer auch allgemein zugänglich, je größer die Ungleichmäßigkeiten des Bodens sind. Diesen Schwierigkeiten kann man nur dadurch entgegenarbeiten, daß nach Möglichkeit über alle größeren Pfahlgründungen an zuständiger Stelle die Erfahrungen gesammelt und im Bedarfsfalle Interessenten zur Verfügung gestellt werden. In erster Linie wären dazu die großen technischen Staatsbetriebe berufen, die ja ähnlich Einrichtungen schon besitzen, wie z. B. in der Führung der Brückenbücher usw. Die Baupolizei wäre dann die gegebene Behörde zur Vermittlung dieser Erfahrungskennntnisse. Nur auf diesem Wege werden die Schwierigkeiten der Pfahlgründungen mehr und mehr vermindert, freilich niemals ganz beseitigt werden.

---

## Zweiter Abschnitt.

# Konstruktion und Beurteilung der verschiedenen Pfahlssysteme.

## III. Vorzüge des Betons als Pfahlbaustoff.

### 13. Widerstand gegen mechanische Einflüsse.

Nachdem im ersten Abschnitt die Theorie der Pfahlstatik behandelt ist, sollen jetzt im zweiten Abschnitt die wichtigeren Pfahlausführungen in Beton mit Rücksicht auf ihre wirtschaftliche Bedeutung und ihre technischen Vorzüge und Nachteile ausführlicher behandelt werden.

Bei einem geschichtlichen Rückblick auf die Entstehung der Pfahlgründung in Eisenbeton ergibt sich von selbst eine Einteilung der bestehenden Gründungsarten. Zunächst gelang es dem entwerfenden Ingenieur nicht, alle dem neuen Material eigenen statischen und konstruktiven Vorzüge nutzbar zu machen. Die Entwicklung begann, wie es ähnlich auch auf anderen Gebieten zu beobachten ist, mit der

Nachahmung der bestehenden Bauweisen. Man stellte künstlich Pfähle von der Form der hölzernen her und benutzte nur die überlegene Festigkeit des Eisenbetons bei Druck- und Stoßbeanspruchung zur Herstellung sehr viel größerer und tragfähigerer Pfähle, als sie in Holz ausführbar waren. Die so auf dem Bauplatz oder fabrikmäßig auf einem Werkplatz hergestellten Pfähle — sie sollen hier fertige Pfähle heißen — werden wie die hölzernen eingerammt, wobei es sich dann als ein Vorteil des Materials erweist, daß sich eine homogene Verbindung zwischen Pfählen und Fundamentrost herstellen läßt. Das Bestreben, verschiedene Mängel, die dieser Bauweise für manche Ausführungszwecke anhaften, zu beseitigen, führte zur Erfindung der im Baugrunde selbst hergestellten Betonpfähle, durch die die Möglichkeit geschaffen wurde, jeden Pfahl in der für seinen Standpunkt nötigen Länge und Festigkeit besonders herzustellen.

Die beiden Gruppen der fertigen und der im Erdboden konstruierten Pfähle sind zu trennen, da sie praktisch, wirtschaftlich und statisch erheblich abweichender Beurteilung unterliegen. Ehe jedoch auf eine der beiden Gruppen näher eingegangen wird, erscheint es am Platze, die Vorzüge und Nachteile hervorzuheben und voranzustellen, die beiden Arten gemeinsam sind und die sie von den Holzpfählen unterscheiden. Diese Eigenschaften teilen die Eisenbetonpfahlgründungen, die ja nur ein begrenztes Sondergebiet darstellen mit allen anderen Gründungsweisen in Eisenbeton, mögen sie als Flachgründungen oder Tiefgründungen ausgeführt sein.

Bei Wahl von Eisenbetonpfählen wird meist auch das gesamte Fundament bis zur Unterkante des eigentlichen zu gründenden Bauwerks in Eisenbeton ausgeführt, da sich so die Vorteile des Baustoffes am vollständigsten ausnutzen lassen. Befreit man am Kopf des eingerammten Pfahles die Eisen vom Beton, so kann man die Enden der Eisen in den Eisenbetonrost darüber einbinden lassen und durch sachgemäße Ausführung ein homogenes Zusammenwirken des gesamten Fundamentes erreichen. Die große Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles und andererseits die Biegefestigkeit der sie verbindenden Eisenbetonschwellen gestatten es, die Pfähle in großen Abständen anzuordnen. Die Einheitlichkeit der Gesamtkonstruktion sichert trotzdem eine gleichmäßige Inanspruchnahme aller Pfähle und verhindert so ein ungleiches Setzen.

Die große Eigenfestigkeit des Materials verbürgt ferner eine hohe Sicherheit gegen Zerstörung des Pfahles durch die Stöße beim Rammen. Bei allen gerammten Pfählen besteht die Gefahr, daß eine Beschädigung, ja gänzliche Zerstörung des Pfahles im Erdreich unbemerkt bleiben kann. Wenn Holzpfähle, die auf ein festes Hindernis stoßen, durch Ausknicken und Zerstauchen völlig zerstört werden, so ruft diese Zerstörung doch oft äußerlich keine andere Wirkung hervor, als ein geringes

Federn des Kopfes, wie es in zähen Bodenschichten auch bei unzerstörten Pfählen vorkommt. Die Folge kann sein, daß solche Pfähle für standfest gehalten werden und später das Gebäude gefährden. Pfähle, die man beim späteren Abbau eines Gebäudes ausgegraben hat, haben verschiedentlich den Beweis dafür geliefert. Ein sehr hoher Sicherheitsgrad gegen Knick- und Druckbeanspruchung, wie er bei den sachgemäß armierten Eisenbetonpfählen vorliegt, schützt vor dieser Gefahr <sup>1)</sup>. Eine weitere Sicherheit weist der Eisenbetonpfahl gegenüber den hölzernen in seiner Widerstandsfähigkeit gegen äußere Einflüsse auf. Von diesen sei zuerst die Zerstörung durch Insekten genannt. Es ist bekannt, daß vor allem in tropischen Gegenden die Gründung mit Holz infolge der zerstörenden Arbeit einiger Insekten, besonders des Bohrwurmes ausgeschlossen ist. Auch im europäischen Klima sind in erster Linie bei Bauten im Meere die gleichen Erfahrungen gemacht worden. Das zeigt z. B. das Schicksal großer Seebauten in Holland <sup>2)</sup>, wo infolge dieses Übelstandes manchmal große Bausummen vergeblich geopfert wurden. Gefährlich sind von Insekten vor allem <sup>3)</sup> der Bohrwurm (*Teredo navalis*), die Bohrssel (*Limnoria lignorum*) und die Larve des Käfers *Naccerdes melanura*. Von den mannigfachen Mitteln, mit denen man versucht hat, diesem Übel zu begegnen, hat sich am meisten die Maßnahme bewährt, eine Umantelung des Pfahles mit Beton vorzusehen. Dies liefert auch am besten für diesen Fall den Beweis für die Überlegenheit des Betons als Baustoff.

#### 14. Widerstand gegen chemische Einflüsse.

In verschiedenen Bodenarten, namentlich in sumpfigem Untergrund, wie er ja für Pfahlbauten oft in Frage kommt, ist das Baumaterial chemischen Einflüssen ausgesetzt. Während das Holz erfahrungsgemäß

---

<sup>1)</sup> Wie jedoch unter besonderen Umständen ähnliche Erscheinungen sich auch bei Betonpfählen einstellen können, zeigt sich an dem Ausführungsbeispiel bei der Cannstatter Brücke über den Neckar, das dem Verfasser erst kürzlich aus dem Vortrag von Spangenberg in der Sitzung des Deutschen Betonvereins vom Jahre 1914 bekannt wurde. Dort hatte sich der Betonpfahl unter der Ramme gestaucht, wie bei nachträglicher Ausgrabung festgestellt wurde. Dabei waren Teile aus dem durchfahrenen Erdreich in so innige Verbindung mit dem zerstörten Beton getreten, daß eine völlig feste, wulstförmige Neubildung an der Stauchstelle eintrat. Der Pfahl erhielt dadurch an dieser Stelle das Aussehen eines stark verbreiterten Straußpfahles. Dieser Fall dürfte jedoch eine sehr große Seltenheit darstellen, außerdem läßt sich nötigenfalls eine solche Stauchung durch Armierung verhindern, oder wenigstens erschweren.

<sup>2)</sup> Zement und Beton 1907 S. 8.

<sup>3)</sup> v. Emperger, Handb. für Eisenbetonbau Bd. III. Troschel, Zentrabl. der Bauverw. 1912/13. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1914 S. 267.

solchen Wirkungen in den meisten Fällen, namentlich im Moor, großen Widerstand entgegengesetzt, ist die Frage viel umstritten, wieweit Beton hiervon angegriffen wird. Vom Deutschen Eisenbetonausschuß werden zusammen mit der Moorversuchsstation seit langem Versuche über den Einfluß der Moore auf Beton ausgeführt. Die Versuche sind bisher nicht abgeschlossen; ein endgültiges Urteil über diese Frage wird erst nach ihrer Beendigung und Veröffentlichung des Materials zu fällen sein. Jedoch kann als sicher gelten, daß die vielfach geäußerten schweren Befürchtungen, die sich an einige nachgewiesene Mißerfolge knüpften, ungerechtfertigt sind. Ein umfangreiches Gutachten hierüber erstattete B. Tacke-Bremen in den Mitteilungen des Vereins zur Förderung der Moorkultur 1910. Tacke unterscheidet vor allem drei Bestandteile im Moor, die dem Beton gefährlich werden können. Als erstes erwähnt er den Gehalt des Betons an Schwefeleisen, dessen Zersetzungsprodukte, vor allem freie Schwefelsäure, in einem Falle als Ursache der Zerstörung nachgewiesen wurde. Als zweites kommen Humussäuren in Betracht, über deren Eigenschaften und Schädlichkeit, ja über deren Vorhandensein jedoch die Meinungen weit auseinander gehen. Da Humussäuren zudem nur in stark sauren Mooren, wie den Hochmooren auftreten, scheidet diese Gefahr für viele Fälle aus. Drittens führt Tacke als gefährlich den Schwefelwasserstoff an, zu dessen Bildung sich leicht Gelegenheit findet. Es bilden sich u. a. durch Einwirkung des Schwefelwasserstoffs auf den Kalk des Zementes Schwefelkalzium, das an sich im Wasser nicht löslich ist, in Berührung mit Wasser aber in Kalziumsulfidhydrat und durch den Sauerstoff der Luft in schwefelsauren Kalk übergeht. Außerdem kann sich durch Schwefelsauerstoff in Verbindung mit dem Eisengehalt des Betonmaterials wieder Schwefeleisen bilden. Man hat in Fällen, wo solche Schädigungen zu befürchten waren, mit gutem Erfolg Schutzmaßnahmen angewendet. Vor allem muß der Beton, solange er noch frisch ist, gut geschützt werden. Ferner ist allgemein eine möglichst dichte Betonmischung zu wählen. Bei Eisenbetonpfählen läßt sich ein guter Schutz durch vorübergehende Imprägnierung oder eine Schutzumkleidung in der gefährdeten Bodenzone erreichen. Bei den im Erdreich hergestellten Pfählen kann statt der Anwendung einer Umkleidung auch zu dem Mittel gegriffen werden, ein fertiges säurefest imprägniertes Pfahlstück in der gefährdeten Schicht einzuschalten, das durch Längseisenarmierung mit den übrigen Pfählen verbunden wird. Jedoch ist nicht zu verkennen, daß bei allen derartigen Bodensorten die Anwendung von Betonpfählen Vorsicht erfordert <sup>1)</sup>.

---

<sup>1)</sup> Über chemische Einflüsse auf Beton durch organische Säuren siehe Deutsche Bauzeitg. 1908 Nr. 68 u. 69; Beton und Eisen 1909 Heft 2; Armirt. Beton 1909 Heft 3.

### 15. Betonpfähle im Meerwasser.

Auch dem Salzgehalt des Seewassers schrieb man früher eine den Beton zerstörende Wirkung zu. Zahlreiche bewährte Ausführungen in allen Meeren haben jedoch jetzt zur Genüge den Beweis erbracht, daß diese Besorgnisse grundlos sind, wenn der Beton in einer dem Zweck entsprechenden Weise hergestellt wird. Es muß auf die Wahl eines guten Zementes geachtet werden — die einzelnen Zemente haben sich bei Seebauten verschieden bewährt —, und besonders muß eine hinreichend fette und möglichst dichte Mischung angestrebt werden. Auch ist auf geeignete und gleichmäßige Korngröße des Zuschlagmaterials und auf gute Stampfarbeit zu achten. Zweckmäßig ist es ferner, den Beton vor der Berührung mit dem Seewasser möglichst lange an der Luft abbinden zu lassen<sup>1)</sup>. Ausführungen und Versuche<sup>2)</sup> haben bewiesen, daß Bauten, die diesen Forderungen genügen, den chemischen und dynamischen Einwirkungen des Seewassers ausreichenden Widerstand bieten. So äußerten sich z. B. auf dem XI. Internationalen Schiffahrtkongreß in St. Petersburg 1908, auf dem diese Frage zur Verhandlung stand, die technischen Vertreter aller Länder fast einstimmig in diesem Sinne<sup>3)</sup>. Zahlreiche Versuche sind auch zur Klärung dieser Frage im Gange. Ihre Ergebnisse sind vor Fällung eines endgültigen Urteils abzuwarten.

### 16. Wirtschaftliche Vorzüge des Betons im Pfahlbau.

Für die Wirtschaftlichkeit von Pfahlgründungen ist ein wesentlicher Nachteil des Holzes von einschneidender Bedeutung, nämlich seine Abhängigkeit vom Wasserspiegel. Da Holz, das abwechselnd von Luft und Wasser berührt wird, der Zerstörung anheimfällt, so ist eine Holzpfahlgründung im Wasser- sowohl wie im Grundwasser führenden Boden nur anwendbar, wenn es möglich ist, die Pfahlköpfe unter dem niedrigsten Wasserstand abzuschneiden und von da ab die Gründung in anderem Material aufzubauen. Da Beton diesen Einflüssen gegenüber unempfindlich ist, so haben die Betonpfähle die hölzernen überall dort verdrängt, wo ein solches Abschneiden nicht möglich oder nicht wirtschaftlich ist. Es kommt hinzu, daß gerade in den heutigen Groß-

<sup>1)</sup> F. W. O. Schulze, Seehafenbau W. Ernst & Sohn, Berlin 1910.

<sup>2)</sup> Vgl. die Mittel. aus dem Kgl. Material-Prüfungs-Amt 1909 Heft 5 u. 6.

<sup>3)</sup> F. W. O. Schulze, Beton und Eisen 1908 u. 1909; Probst, Armierter Beton 1908 S. 173; Gourley, Beton- und Eisenbetonpfähle, besonders für Seebauten; Concr. & Constr. Eng.; Van der Cloes, Beitr. z. Thema Beton im Meerwasser (Literaturangabe), Rev. des Travaux Publics 1910 No. 68; Berichte d. V. Intern. Kongr. f. Materialprüfungen in d. Technik zu Kopenhagen; Klauudy, Vortrag im Vereine der österr. Zementfabrikanten, Tonindustrie-Zeit. 1910 Nr. 74.

städten, in denen die hohen Grundstückswerte teure Gründungen rechtfertigen, oft nachträgliche erhebliche Änderungen des Grundwasserstandes als Folge größerer Tiefbauten vorauszusehen oder wenigstens zu befürchten sind. Der Bau von Untergrundbahnen, Kanalisationen, Regenauslässen usw. führt oft zu zeitweiligen oder dauernden Veränderungen des Wasserstandes. Ragt eine hölzerne Pfahlreihe nach der Senkung aus dem Wasser heraus, so tritt ihre allmähliche Zerstörung ein. Abhilfe gegen die Gefährdung des Bauwerkes ist dann nur, wenn überhaupt möglich, mit den größten Kosten und Schwierigkeiten zu schaffen. Aber auch dort, wo erhebliche Schwankungen oder spätere Senkungen des Grundwasserstandes nicht im Bereich der Möglichkeit liegen, sichert dieser Nachteil des Holzes dem Beton oft einen bedeutenden wirtschaftlichen Vorteil. Wird nämlich ein Abschneiden der Pfahlköpfe mit Rücksicht auf den niedrigsten Wasserstand erforderlich, so muß das Fundament in der Höhe, um welche die Bauwerksunterkante dadurch herabgesetzt wird, massiv aufgeführt werden. So entsteht ein bedeutender Mehraufwand an Material für aufgehendes Mauerwerk. Zugleich wachsen damit aber auch sofort erheblich die Kosten für den Aushub der Baugrube, ihre Absteifung und andere Erfordernisse, wie Wasserhaltung. Diese Kosten steigern sich mit zunehmender Tiefe sehr rasch, zumal, wenn in weichem Boden, wie er bei einer Pfahlgründung meist vorhanden ist, die Herstellung der Baugrube schwierig wird und Spundwände, Wasserhaltung und ähnliches mehr erfordert. Zahlenmäßige Vergleiche der Kosten beider Bauweisen lassen sich wegen der großen örtlichen Verschiedenheit der einzelnen Preise nicht allgemein anstellen. Jedoch eröffnet schon eine geringe Tieferlegung der Fundamentunterkante dem Eisenbetonpfahl die Möglichkeit zu erfolgreichem Wettbewerb.

Zwei weitere Nachteile des Holzpfales bestehen darin, daß ein durch zu kräftige Rammschläge zerstörter oder infolge falscher Abschätzung der Bodenverhältnisse zu kurz bemessener Pfahl wertlos wird, falls man nicht im zweiten Falle zu dem hierbei recht unsicheren Aufpfropfen greift. Wird ein Eisenbetonpfahl unter der Ramme zerstört, so löst man von der fehlerhaften Stelle aufwärts den Beton vom Eisen, schalt den Pfahl neu ein und stampft ihn bis zur erforderlichen Länge frisch. Genau so vollzieht sich das Aufpfropfen zu kurzer Eisenbetonpfähle dadurch, daß die Längseisen am Kopfe freigelegt und mit neuen Eisen für die Verlängerung verbunden werden. Hierbei ist allerdings die neu erforderliche Abbindezeit in Kauf zu nehmen.

Im wirtschaftlichen Wettbewerb kommt dem Beton wesentlich zugute, daß die Holzpreise seit langem in dauerndem Steigen begriffen sind, so daß namentlich die Beschaffung sehr langer Holzpfähle oft Schwierigkeiten begegnet.

Der wesentlichste Nachteil der Eisenbetonpfähle, der freilich nur den frei hergestellten und gerammten Pfählen eigen ist, ist der unvermeidliche Zeitverlust, den Herstellungsdauer und Abbindezeit mit sich bringen. Der Wettbewerb mit Holzpfählen wird aber auch für diese Gruppe der Betonpfähle dadurch nicht gehindert, da es oft möglich ist, die verlorene Zeit ganz oder wenigstens zum wesentlichsten Teil wieder einzuholen. Die sehr viel größere Anzahl von Pfählen, die für eine Holzgründung nötig wird, erfordert auch eine bedeutend längere Zeit für das Rammen und das Heranholen des Pfahles einen wesentlichen Teil der gebrauchten Zeit ausmacht. Wenn ferner durch Wahl von Eisenbetonpfählen die Baugrube überflüssig wird, so kann die hierdurch und an dem nun bedeutend schneller herzustellenden massiven Bankett erzielte Zeitersparnis den früheren Verlust aufwiegen.

Die Vorzüge, die jede Eisenbetonpfahlgründung vor einer Fundierung mit Holzpfählen auszeichnet, sind also kurz zusammengefaßt folgende:

Homogene Fundamentkonstruktion, damit gleichmäßige Baugrundbeanspruchung; unbegrenzte Widerstandsfähigkeit unter Verhältnissen, wo Holz zerstört wird; Unabhängigkeit von der Wasserlinie und damit Ersparnis an Gründungsarbeit und Material.

## IV. Der fertige Betonpfahl.

### 17. Bauweise des fertigen Pfahles.

Der wichtigste Vorzug der im Baugrund hergestellten vor den fertig gerammten Betonpfählen ist der Wegfall der Wartezeit für das Abbinden vor Beginn des Baues. Die weiteren Vorzüge und Nachteile wechseln mit den verschiedenen Bauweisen und sollen daher jeweilig bei dem betreffenden System besprochen werden. Es kann daher jetzt die Schilderung der einzelnen Pfahlgründungen in Beton, zunächst der fertigen, sodann der nach den einzelnen Systemen im Baugrund errichteten Pfähle erfolgen.

Unter den frei hergestellten — fertigen — Pfählen sollen nach der Querarmierung drei Arten unterschieden werden. Die einfach armierten Pfähle sind mit einzelnen Querbügeln bewehrt. Die umschnürten Pfähle tragen eine kontinuierliche spiralförmige Querarmierung, während die umflochtenen Pfähle <sup>1)</sup> eine vollkommene Ummantelung aus Streckmetall führen.

---

<sup>1)</sup> Bauart Weirich & Reinken.

Die erfolgreiche Verwendung des Eisenbetons zu schwerbelasteten Säulenkonstruktionen im Hochbau legte den Gedanken nahe, auch Rammpfähle aus Eisenbeton in gleicher Konstruktionsweise herzustellen. Die Aufgabe, das neue Material gegen die dynamischen Wirkungen der Rammstöße genügend widerstandsfähig zu gestalten, bot zunächst mannigfache Schwierigkeiten, wie die Berichte über die ersten ausgeführten Versuche zeigen. Die ältesten Ausführungen von Gründungen mit Eisenbetonpfählen rühren von Hennebique<sup>1)</sup> her. Wohl die erste große Ausführung dieser Art ist die von Hertel im Jahre 1902 geleitete Gründung des Amtsgerichts Wedding-Berlin<sup>2)</sup>. Erst nach längeren Versuchen gelang es hier, den Pfählen die nötige Sicherheit gegen den Ramm-

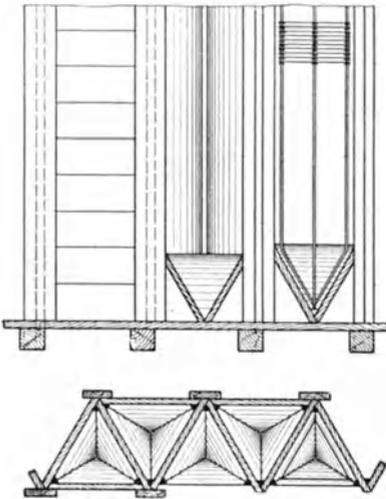


Fig. 19.

stoß zu geben. Man ging daher bei der ungewohnten Ausführung mit besonderer Vorsicht vor. Einzelne Pfähle wurden zur Prüfung ihrer Festigkeit dreimal wieder herausgezogen und viermal gerammt, ohne daß sich Spuren der Zerstörung bei ihnen zeigten. Zur Herstellung der armierten Betonpfähle sei kurz folgendes als das Wesentlichste bemerkt.

Der Querschnitt wird der Schalung wegen selten kreisförmig, in der Regel polygonal und zwar meist quadratisch gewählt. Während jetzt in der Praxis fast ausschließlich der quadratische Pfahl verwendet wird, hat man früher verschiedene Vieleckformen angewendet. Es spielten dabei im Anfang theoretische Erwägungen mit, von denen man abgekommen ist. Christophe empfiehlt den dreieckigen Querschnitt, weil er bei gegebenem Flächeninhalt den größten Umfang hat und darum den größten Reibungswiderstand hervorruft. Auch für die Herstellung, falls sie in stehenden Lehren erfolgt, bietet die Dreiecksform den Vorteil, daß zwei der drei Seitenwände gleichzeitig für zwei Pfähle als Schalung dienen (Fig. 19). Heute finden sich als Ausnahme neben dem quadratischen Querschnitt noch fünf-, sechs- und achteckige Querschnitte, während Spezialsysteme, wie z. B. der Gilbreth-Pfahl auch ganz andere Flächen anwenden, durch die meist

<sup>1)</sup> Patent Hennebique vom 28. Sept. 1897, DRP. 106 756 und 106 757.

<sup>2)</sup> Zentralbl. der Bauverw. 1902 S. 560; Beton und Eisen S. 246.

ein möglichst großer Mantelumfang erstrebt wird. Rechteckig ist der Querschnitt bei Spundwänden, die im übrigen in derselben Weise wie die Pfähle hergestellt werden. Das Mischungsverhältnis des Betons und die Materialien müssen den hohen Beanspruchungen entsprechen.

Die Armierung besteht aus Längs- und Querbewehrung. Die Längseisen werden zu 1—1,5% der gesamten Fläche angeordnet. Sie übernehmen in erster Linie beim Rammen die Stoßkräfte, unter dem fertigen Bau die Druckkräfte und die Sicherung gegen Knicken, haben aber auch die Biegungsspannungen aufzunehmen, die beim Transport des Pfahles und bei freier Auflagerung durch sein Eigengewicht entstehen können. Die Querarmierung ist von größter Bedeutung. Statisch soll sie einmal die Längseisen gegen Ausknicken sichern und dann vor allem die Dehnung des Betons in der Querrichtung hindern und dadurch eine Erhöhung seiner Festigkeit bewirken. Man hat daher bei den spiralarmierten und den umflochtenen Pfählen durch besonders geeignete Ummantelung die Wirkung der Querarmierung erhöht. Bei den einfach armierten Pfählen werden wie bei den Säulen des Hochbaues Querbügel eingelegt. Sie sind möglichst dicht zu legen, damit sie die Querdehnung erfolgreich hindern und eine hohe Knicksicherheit der Längseisen schaffen.

Die Spitze des Pfahles muß genügende Festigkeit zur Durchrammung der Bodenschichten besitzen. Man hat sie daher zunächst wie beim Holzpfahl durch Blechbeschläge oder eiserne Pfahlschuhe armiert. Es hat sich jedoch gezeigt, daß es in den meisten Fällen genügt, die Längseisen zu einer Spitze zusammenzuschweißen. Nur in festeren Bodenarten werden massive Spitzen angewandt. Als Beispiel diene eine Gußspitze von Züblin-Straßburg (s. Fig. 20), bei der die vier Längseisen durch einen Dorn in die Gußschale hineingepreßt werden. Der Dorn bildet gleichzeitig die äußerste Pfahlspitze<sup>1)</sup>.

Auch der Pfahlkopf erfordert besondere Beachtung. Man schafft am Kopfe eine erhöhte Festigkeit durch engere Lage der Querbügel und läßt die Längseisen etwas unterhalb der Betonoberkante aufhören, damit sie nicht zu unmittelbar durch die Rammstöße getroffen werden. Zur Aufnahme der Schläge des Bären wird sodann vielfach eine Schlaghaube aufgesetzt. Hierbei sind die verschiedensten Materialien zur Dämpfung des Stoßes erprobt worden, wie Lagen aus Sand, Holz, Säge-

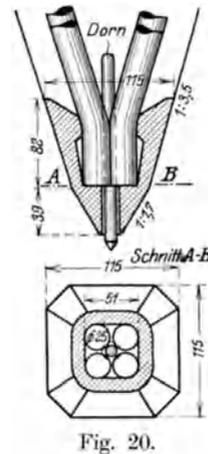


Fig. 20.

<sup>1)</sup> Siehe auch G.M. 349 607 Armiert. Beton 1910 S. 162.

spänen, Blei oder Eisen, meist abwechselnd Lagen mehrerer Stoffe. Die Abbildung (Fig. 21) gibt die Ausführung, die sich beim Amtsgericht Wedding-Berlin und beim Polizeidienstgebäude in Charlottenburg bewährt hat. Pfähle in der geschilderten Konstruktionsweise sind in Längen bis 22 m gerammt worden. Man hat auch, um nicht zu schwere Rammen zu erhalten, die Pfähle über 12–15 m durch Aufpfropfen in zwei Teilen hergestellt. Die Herstellung der Pfähle hat man aus theoretischen Erwägungen heraus zunächst oft in senkrechten Formen vorgenommen. Da beim Rammen sowohl wie bei der Belastung durch das Bauwerk der Pfahl nur in seiner Längsrichtung beansprucht wird, erscheint ein Stampfen der Pfähle in liegenden Lehren in der Tat un-

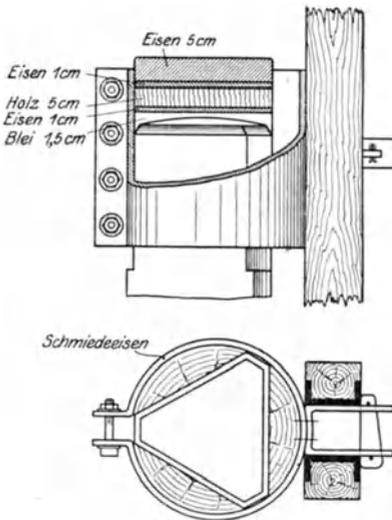


Fig. 21.

ratsam, denn hierdurch entstehen bei Unaufmerksamkeit der Arbeiter Fugen im Material, die ungünstig zur Beanspruchung laufen. Auch die Notwendigkeit, mehrere Arbeiter gleichzeitig zum Stampfen des Pfahles verwenden zu müssen, führt hierbei leicht zu Ungleichheiten in der Herstellung, die verhängnisvolle Folgen tragen können. Da jedoch der Aufbau senkrechter Formen mit den dazu gehörigen Gerüsten und das Herstellen des Pfahles darin wesentlich umständlicher und teurer ist als die Arbeit bei liegender Einschalung, so ist man von der stehenden Herstellung bald abgekommen. Man lernte die Gefahren, die sich beim liegend gestampften Pfahle ergeben können,

wie sie z. B. in dem ausführlichen Bericht von Hertel geschildert sind, durch geschultes Personal und sorgfältige Herstellung vermeiden, so daß diese Herstellungsweise jetzt in der Praxis üblich ist. Man bringt den Beton, plastisch in schrägen Schichten am Kopf beginnend, ein. Für die erforderliche Abbindezeit lassen sich allgemeine Angaben nicht machen, doch muß vor einer zu frühzeitigen Verwendung des Pfahles unter der Ramme, wie sie im Interesse des Baufortschrittes oft sehr wünschenswert erscheint, gewarnt werden.

Dem großen Pfahlgewicht entsprechend ist das Gewicht des Rammbärs bedeutend höher als bei Holzpählen. Auch die Fallhöhe des Bärs ist beträchtlich, sie wird bis etwa 2 m gesteigert, doch sind von einem bestimmten Maße an häufige Schläge aus mittlerer Höhe wirk-

samer, als wenige Schläge aus großer Höhe. Auf die Möglichkeit des Aufpfropfens bei zu kurzen Pfählen wurde bereits hingewiesen, ebenso auf die vorteilhafte Verbindung der Pfahlköpfe mit den Fundamentalschwellen<sup>1)</sup>. Meist schlägt man die Pfähle gruppenweise in Bündeln, wobei die Pfähle zur besseren Sicherung gegen Schub auch schräg gegeneinander gesetzt werden. Die einzelnen Bündel werden dann durch Schwellen verbunden.

Der gesamte Bauvorgang gibt ein wesentlich anderes Bild, wenn an die Stelle des Rammens die Absenkung durch Spülung tritt. Hierfür wird der Pfahl in seiner Achse mit einem Loch versehen, das am Pfahlkopf einen seitlichen Austritt hat. Hieran wird das Spülrohr angeschlossen, das unter dem erforderlichen Druck von 5–10 atm. entweder durch eine bestehende Wasserleitung oder durch eine Druckpumpe gehalten wird. In dem Maße, wie der Boden unter dem Pfahl durch das Spülwasser verdrängt wird, sinkt der Pfahl durch seine Schwere bis zum tragfähigen Baugrund. Zum Schluß wird er noch durch einige

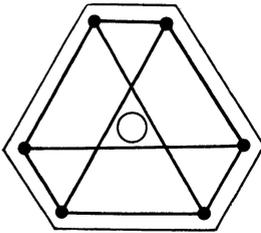


Fig. 22.

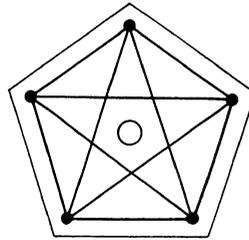


Fig. 23.

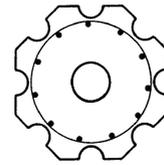


Fig. 24.

Rammschläge angetrieben. Oft wird die Spülung nur da aushilfsweise angewendet, wo das Rammen in einzelnen Schichten erfolglos bleibt, so daß beide Arten der Absenkung sich ergänzen. Naturgemäß kommt das Spülen nur bei geeignetem leichtflüssigem Boden wie Schwimmsand in Betracht. Für Pfähle mit Spülvorrichtung bestehen verschiedene Patente, von denen das Patent Züblin<sup>2)</sup> (Fig. 22/23) und der Gilbreth-Pfahl<sup>3)</sup> erwähnt seien. Der Gilbreth-Pfahl hat schwach konische Form und nebenstehenden Querschnitt (Fig. 24). Die Längsrippelung bezweckt eine Vergrößerung der Reibungsfläche und eine Rückleitung des Druckwassers. Die 11 Längseisen werden durch ein im Kreis herumgelegtes Gewebe aus elektrisch geschweißten Eisendrähten gehalten.

Einen Fortschritt dem einfach armierten Pfahl gegenüber bedeutet die Einführung der Considèreschen Spiralarmierung im Pfahlbau.

<sup>1)</sup> Siehe auch Zentralbl. d. Bauverw. 1907 S. 243.

<sup>2)</sup> Eisenbeton 1910 Nr. 6.

<sup>3)</sup> Zement und Beton 1905 S. 346.

Die Vorzüge einer starken Eisenummantelung bei Säulen sind bekannt. Die zahlreichen Versuche von Considère, von Bach<sup>1)</sup>, Wayß und Freytag<sup>2)</sup> u. a. haben zur Genüge erwiesen, daß eine spiralförmige Bewehrung die Querdehnung so erfolgreich hindert, daß eine so armierte Säule in Richtung ihrer Achse wesentlich größere Lasten aufzunehmen vermag als bei gleichstarker einfacher Armierung.

Es lag daher nahe, diese Erfindung für den Pfahlbau nutzbar zu machen. Considère, der Erfinder dieser Bauart, der außer verschiedenen französischen Patenten 1902 ein deutsches Patent (149 944) für diese Konstruktion erwarb, hat selbst die spiralarmierten Pfähle in die Praxis eingeführt. Bei seinen Anwendungen erwies sich die Festigkeit der Pfähle so groß, daß das Rammen ohne eine stoßmildernde Zwischenlage erfolgen konnte. Bei seiner ersten größeren Gründung dieser Art, der Schokoladenfabrik in Noisiel bei Paris, wurden 500 Pfähle durch einen 2 t schweren Rammhämmen bei einer Fallhöhe bis zu 2 m gerammt, ohne daß sich irgendeine andere Beschädigung der Pfähle, als eine Abspaltung des Betons am Kopf ergab, wo der Beton ja doch zum Anschluß an das Fundament entfernt werden muß. Da auch bei späteren Ausführungen diese Art des Rammens mit Erfolg beibehalten wurde, so ist dies der beste Beweis für die außerordentliche Festigkeit solcher Pfähle, die also auch einen entsprechend größeren Sicherheitsgrad gegen unsichtbare Zerstörung im Erdreich aufweisen. Kann die Schlaghaube wegfallen, so bedeutet dies eine doppelte Ersparnis, einmal der Haube selber und dann durch Wegfall des nicht unbeträchtlichen Arbeitsverlustes, den die stoßmildernde Zwischenlage zur Folge hat. Für Deutschland besitzt die Firma Wayß und Freytag das Ausführungsrecht der Considèreschen Spiralarmierung. Auch die spiralarmierten Pfähle werden mit kreisförmigen und polygonalem Querschnitt hergestellt. Ausführliche Angaben über die einschlägigen Versuche und die bei der Ausführung zu beobachtenden Regeln sind aus dem Werke „Der Eisenbetonbau“ von Mörsch zu entnehmen. Ebenfalls eine möglichst große Behinderung der Querdehnung strebt die Umschnürung von Abramoff-Magid an. Diese besteht jedoch aus einzelnen Geflechten, die an den Längsseiten verschlungen sind. Hierbei ist eine Gleichmäßigkeit der Konstruktion viel schwerer zu erreichen, da die einzelnen Schleifen jedes Teilgeflechtes genau abgelängt sein müssen, wenn die Sicherheit gegen Querdehnung überall die gleiche sein soll<sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> v. Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern, Versuche B. Berlin 1905.

<sup>2)</sup> Vgl. Commission du ciment armé: Expériences, rapports et propositions, instructions ministérielles, relatives à l'emploi du béton armé; Mörsch, Der Eisenbetonbau, 4. Aufl., Stuttgart 1912.

<sup>3)</sup> Deutsche Bauzeitg. Mitteil. 1910. S. 9. Arm. Bet. 1908. S. 89 u. 126.

Theoretisch ähnlich anzusehen sind ferner die umflochtenen Pfähle der Firma Weirich & Reinken in Kiel <sup>1)</sup>. Die Ummantelung besteht hier aus Streckmetall. Der Pfahlquerschnitt ist quadratisch. Mit einer Biegemaschine wird das in passende Streifen geschnittene Streckmetall den vier Pfahlkanten entsprechend umgebogen, so daß die Enden sich überdecken. Auch in der Längsrichtung greifen die einzelnen Streifen 30—40 cm übereinander. Am Kopfe wird auf etwa 70 cm eine zweite innere Armierung zur Verstärkung eingeschoben. Die Konstruktion erscheint einfach herstellbar. Es wird hier im Gegensatz zu den spiralumschnürten Pfählen eine in beiden Richtungen möglichst geschlossene Ummantelung an Stelle einer Spirale geschaffen und dadurch angestrebt, eine Querdehnung zu hindern. Jedoch fällt ein wesentlicher Vorteil der kontinuierlichen Spiralarmierung weg dadurch, daß die Armierung in der Querrichtung nicht in sich geschlossen ist, sondern nur durch Übergreifung zusammengehalten wird. Es ist daher nicht zu erwarten, daß diese Bewehrung der Querdehnung einen gleichen Widerstand entgegensetzt wie eine kontinuierliche, im Querschnitt geschlossene Armierung. Druckversuche mit dieser Armierung sind nicht bekannt, so daß ein Urteil über ihre Wirkungsweise nicht zu fällen ist. Auch ist die Anpassungsfähigkeit der Armierung an die verschiedenen Belastungen nicht so groß wie bei den umschnürten Pfählen, wo die Festigkeit durch Stärke und Ganghöhe der Spiralen leicht verändert werden kann.

Nach Angabe der ausführenden Firma hat sich die Bauweise gut bewährt bei einer der größten bisher ausgeführten Gründungen mit Eisenbetonpfählen zum Kohlensilo für das Gaswerk der Stadt Hamburg, Grasbrook. Hier wurden rund 40 000 Pfahlmeter gerammt. Weitere Anwendungen hat das Verfahren bei anderen Bauten der Firma Weirich & Reinken gefunden. Wird noch auf einige wenig ausgeführte amerikanische Patente, wie den Cummingspfahl <sup>2)</sup>, den Chenowethpfahl und ähnliche hingewiesen, so kann die Aufzählung der frei hergestellten Pfähle geschlossen werden.

### 18. Bewertung des fertigen Pfahles.

Bei der Bewertung der fertig gerammten Pfähle in der Praxis sind zunächst einige augenfällige Nachteile hervorzuheben, die sich bei Betrachtung des gesamten Bauvorganges ergeben. Wird eine Gründung mit fertigen Eisenbetonpfählen geplant, so muß zunächst durch Boh-

<sup>1)</sup> G.M. 346303 Gaugusch, Armierter Beton 1910, Heft 4; Beton und Eisen 1909 S. 31; Deutsche Bauzeitg., Mitteil. 1910 Nr. 4—5.

<sup>2)</sup> Wm. F. Hall, The use of concrete piles. The Journal of the Franklin Institute 1910 Nr. 1, S. 1—22.

rungen der Untergrund so genau untersucht werden, daß aus den gefundenen Schichtenprofilen die erforderlichen Längen jedes einzelnen Pfahles möglichst richtig vorher bestimmt werden können. Eine genaue Ermittlung der Pfahllänge ist natürlich nicht möglich, so daß sich stets wenigstens vereinzelt die Notwendigkeit herausstellen wird, zu lange Pfähle zu kürzen und zu kurze Pfähle aufzupropfen oder für sie Ersatzpfähle zu schlagen. Beides bedeutet einen wirtschaftlichen Verlust. Für die Lagerung der Pfähle während der Abbindezeit ist bei umfangreichen Bauten ein großer Stapelplatz nötig, falls nicht in unmittelbarer Nähe der Baugrube so viel Raum vorhanden ist, daß jeder Pfahl in einer für die Universalramme erreichbaren Entfernung von seinem künftigen Standort gelagert werden kann. Der Stapelplatz erfordert deshalb viel Grundfläche, weil meist die Pfähle nicht hoch übereinander gestapelt werden können, da die zuerst fertiggestellten Pfähle zuerst gerammt werden und darum zunächst zur Hand sein müssen. Aus diesem Platzbedürfnis entstehen leicht Schwierigkeiten auf den engen Bauplätzen der Hochbauten in großen Städten. Der Transport vom Lagerplatz zur Rammstelle ist naturgemäß bei den großen Lasten der Eisenbetonpfähle umständlicher und zeitraubender als bei Holzpfählen.

Bei den im fertigen Zustand geramten Pfählen fällt ferner wirtschaftlich ins Gewicht, daß nur allein für die vorübergehende Beanspruchung durch die Ramme die teure Armierung und eine besonders fette Betonmischung erforderlich wird, während in dem dauernden Zustand, für den die Gründung bestimmt ist, diese nicht wiederzugewinnenden Materialien keinen Wert haben, da in den allermeisten Fällen die Auflast auch von einem reinen Betonquerschnitt in normaler Mischung getragen werden kann. Ebenso unwirtschaftlich wie dieser Aufwand ist, so bedenklich ist es, daß in den Baumaterialien, wenn auch nur vorübergehend, leicht Beanspruchungen entstehen, die das sonst für zulässig erachtete Maß weit überschreiten, wie es unter den Rammschlägen und oft auch während des Transportes der Fall ist.

Nach der Herstellung müssen ferner die Pfähle längere Zeit zum Abbinden lagern. Diese gesamte Zeit geht für den Bau verloren, schiebt seine Benutzung und damit den Beginn seiner Rentabilität hinaus und bringt somit einen oft bedeutenden finanziellen Verlust mit sich. Die Abbindezeit kann sich noch auf das Doppelte erhöhen, wenn es nötig wird, Pfähle aufzupropfen.

Diese Nachteile der frei hergestellten Eisenbetonpfähle spielen eine ausschlaggebende Rolle beim Vergleich mit der anderen Gruppe von Betonpfählen, die im Baugrund selbst hergestellt werden, da bei diesen alle oben erwähnten Nachteile wegfallen.

Vorzüge der fertig geramten Eisenbetonpfähle sind die fast unbegrenzte Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles, die sich durch ent-

sprechende Armierung, namentlich bei den umschnürten Pfählen, unschwer erreichen läßt und die Sicherheit, die darin liegt, daß man die fehlerfreie Herstellung jedes Pfahles vor dem Rammen prüfen kann.

Kurz zusammengefaßt sind die Nachteile der frei hergestellten Pfähle: Die notwendige Vorherbestimmung ihrer Länge; die Kosten für Schalung, Armierung und fette Betonmischung; großer Platzbedarf auf der Baustelle und vor allem schließlich unwirtschaftlicher Zeitverlust durch die Abbindezeit.

Die Vorteile sind: Unbegrenzte Tragfähigkeit und weitgehende Sicherheit in allen Bodenarten.

Diese Zusammenfassung bringt scharf den Gegensatz zwischen der bisher besprochenen ersten Gruppe und der nun zu behandelnden zweiten Art von Betonpfählen zum Ausdruck, denn bei den im Erdreich hergestellten Pfählen fallen alle diese Nachteile fort, und es sind gerade als Hauptmerkmale aller dieser Systeme anzuführen: Unabhängigkeit von festen Pfahllängen, Kostenersparnis für Betonherstellung und Armierung, Fortfall großer Arbeitsplätze, Ersparnis durch Wegfall der Abbindezeit. Diese Vorzüge sind voranzustellen, da sie allen im Boden errichteten Pfählen gemeinsam sind. Im einzelnen sollen dann die in Frage kommenden Systeme besprochen und ihre praktische Brauchbarkeit und wirtschaftliche Wettbewerbsfähigkeit verglichen werden.

## V. Die im Baugrund hergestellten Pfähle.

### 19. Dulacpfahl.

Die ersten Verfahren zur Errichtung von Pfählen oder Säulen im Erdreich sind älter als die Eisenbetonpfähle. Teils um eine Verdichtung zu lockerem Erdreich herbeizuführen, teils um einige feste Stützpunkte in solchem Boden zu schaffen, stellte man einzelne Löcher im Baugrund her, die man mit Sand, Kies, grobem Steinmaterial, später auch mit Beton ausstampfte. Die Löcher wurden durch Einrammen von Holzpfehlern hergestellt, die dann wieder herausgezogen wurden. Später benutzte man dazu schwere Gewichte, durch deren mehrmaligen Fall man tiefe Löcher zugleich unter starker Komprimierung des benachbarten Bodens ramnte.

Diese letzte Arbeitsweise ist als das Grundstößelverfahren oder die Methode Dulac bekannt und später weiter ausgebildet, so daß sie noch heute als Kompressolverfahren in Anwendung ist. Der Arbeitsgang ist dabei folgender <sup>1)</sup>: Von einer etwa 17 m hohen Dampftramme aus

<sup>1)</sup> Beton und Eisen 1905 S. 12 ff.; Deutsche Bauzeitg. 1905 S. 303; v. Emperger, Handb. f. Eisenbetonbau Bd. III.

werden die Bären herabgestürzt und darauf wieder hochgehoben. Es stehen drei Rammhären zur Verfügung (Fig. 25). Der erste ist konisch, sehr spitz zulaufend, 2,2 t schwer und hat 85 cm oberen Durchmesser; er fällt aus rund 15 m Höhe. Nach ihm läßt man einen zweiten 2 t schweren Stößel von halbovalen Längsschnitt in das vorgebohrte Loch stürzen. Der dritte, unten breite Bär von ebenfalls 2 t Gewicht dient zum Einstampfen des Materials. Ist die erforderliche Tiefe — wenn möglich der gute Baugrund — erreicht, so wird der Beton in Lagen von 50 cm eingebracht und festgestampft. Dabei wird unten grobes und nach oben feineres Material eingeschüttet. Infolge der größeren Rammwirkung unten wird am Fuße des Pfeilers ein tieferes Eindringen des Betons in das Erdreich als oben erreicht, es bildet sich also eine Fußverbreiterung. Das Verfahren ist naturgemäß nur in festem Erdreich ohne Wasserführung möglich, in dem die Lochwandungen stehen. Einem geringen Wasserzufluß hat man dadurch mit Erfolg zu begegnen ver-

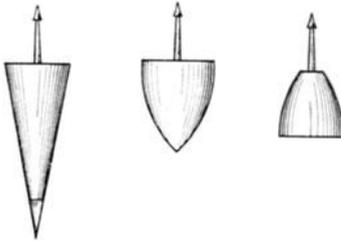


Fig. 25.

sucht, daß man beim Erreichen der betreffenden Schicht ein Dichtungsmittel wie Ton einschüttete und durch weiteres Stampfen in die undichten Seitenwände einpreßte. Trotzdem bleibt die Anwendungsmöglichkeit jedoch beschränkt. Andere Versuche zielen dahin, auch in nicht standfesten Schichten das Verfahren zu ermöglichen. So sieht ein Patent Lolat<sup>1)</sup> die Anwendung eines Rammstößels

vor, der beim Durchdringen wasserführender Schichten ein Futterblechrohr mitnimmt, das vom Stößel gelöst werden kann und dann in seiner Lage bleibt. Praktische Ausführungen sind jedoch hiervon nicht bekannt. Wenn also für etwas schwierigere Bodenverhältnisse das Kompressolverfahren unbrauchbar bleibt, so sind doch an geeigneten Stellen umfangreiche Gründungen damit hergestellt worden, die sich bewährt haben. Diese Erfolge beruhen hauptsächlich auf dem Vorzuge, daß durch das Stampfen ein sehr breiter Pfeiler entsteht — bei 85 cm Stößeldurchmesser oft bis 1,5 m Pfeilerstärke —, der je nach der Nachgiebigkeit der Bodenschichten sehr verschiedene Stärken hat und durch diese Unebenheit der Oberfläche guten Reibungswiderstand findet. Wird der tragfähige Baugrund erreicht, so wirkt der breite Fuß sehr günstig. Es sind solche Pfeiler bis zu 15 m Tiefe ausgeführt worden. Die erste Bauausführung, die das Dulacsche Verfahren bekannt gemacht hat, stammt aus dem Jahre 1900, wo auf der Pariser Weltausstellung auf angeschüttetem

<sup>1)</sup> D.R.P. 191068.

Gelände an der Seine Gebäude danach fundiert wurden. Hauptsächlich in Frankreich ist die Bauart vielfach zur Anwendung gekommen: in Deutschland ist die Dulacsche Gründung von der Firma Rek in Stuttgart benutzt worden.

Eine Abart des Verfahrens zur Kompressolgründung im Wasser oder in wasserführendem Boden ist der „Société anonyme de fondation par compression mécanique du sol“ in Paris patentiert<sup>1)</sup>. Hier wird unter Abschluß des Wassers durch Spundwände in den weichen Boden so lange Ton eingeschüttet, und durch Stampfen mit einem Rammstößel zur Seite gedrängt, bis sich ein wasserdichter Tonzylinder gebildet hat, in den nun der Beton eingestampft werden kann. Der Arbeitsvorgang wird hierbei aber namentlich durch die Spundwände so verteuert, daß eine wirtschaftliche Anwendung selten möglich sein wird.

Das Kompressolverfahren stellt die einfachste Ausführung der im Erdreich hergestellten Pfähle dar. Sein Hauptfehler, die Beschränkung auf bestimmte feste Bodenarten schließt das Verfahren bis auf seltene Anwendungsfälle aus, da ja eine Hauptforderung, die an eine einwandfreie Tiefgründung zu stellen ist, Unabhängigkeit von der Bodenbeschaffenheit und deren vorheriger genauer Kenntnis nicht erfüllt wird. Bedenklich ist auch in vielen Fällen die mit dieser Art des Rammens verbundene besonders große Erschütterung des Erdreichs.

Um Unabhängigkeit vom Boden zu erzielen, wird bei fast allen anderen Betonpfahlsystemen ein Schutz des Pfahlloches durch ein Rohr vorgesehen. Hierbei sind zwei Gruppen von Systemen zu unterscheiden. Bei der einen bleibt der Rohrmantel dauernd im Erdreich, geht also verloren, bei der anderen wird er während des Einbauens des Pfahles wiedergewonnen. Zu der ersteren Gruppe gehören als Hauptvertreter die Pfähle von Raymond, Mast und Stern, zur zweiten die Simplex- und Straußpfähle. Der beiden Gruppen gemeinsame Hauptvorteil ist die Anwendbarkeit in jedem Erdreich von beliebiger Standfestigkeit. Als gemeinsamer Vorteil der in solchem Schutze hergestellten Pfähle kann es auch gelten, daß man ihre Tragfähigkeit durch Einsetzen fertiger Armierungen beliebig erhöhen kann. Praktisch ist dieser Vorzug von geringer Bedeutung, da die üblichen Querschnitte auch bei unbewehrtem Beton fast stets genügen, falls nicht etwa Biegungsspannungen im Pfahl auftreten.

## 20. Mast- und Sternpfahl.

In der Herstellungsart nahe verwandt sind der Mast- und der Stern-Pfahl; bei beiden wird eine dünne Blechhülse durch einen ein-

---

<sup>1)</sup> D.R.P. 181839.

gesetzten hölzernen Kern eingetrieben und nach dessen Entfernung mit Beton vollgestampft. Zunächst sei der Mastpfahl erläutert <sup>1)</sup>.

Eine aus einzelnen Schüssen von 4 m Länge zusammengesetzte Blechhülse wird maschinell in der gewünschten Pfahlform hergestellt. Das Blech hat 1–1,5, unter Umständen bis 3 mm Stärke. Die Nähte werden mit dem Wasserstoffazetylengebläse autogen geschweißt. Die Rohrhülsen lassen sich zylindrisch und konisch herstellen. Das unterste Blech wird so ausgeschnitten, daß die stehen bleibenden Lappen zu einer Spitze in Form einer vierseitigen, etwas abgestumpften Pyramide zusammengebogen werden können (Fig. 26). In die Spitze wird ein Holzklotz eingesetzt und mit Asphalt wasserdicht vergossen. Von unten wird in den Klotz ein eiserner Bolzen eingeschlagen, dessen pyramiden-

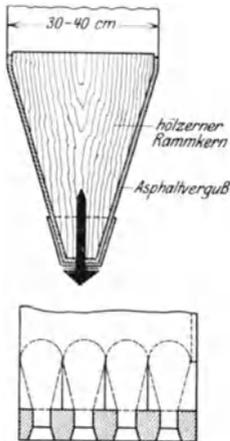


Fig. 26.

förmiger Kopf den Abschluß der ganzen Pfahlspitze bildet. Zum Rammen wird eine hölzerne Jungfer in die Hülse eingesetzt, die den Rammschlag direkt auf die Pfahlspitze überträgt. Nach Entfernung des Holzkernes, wird in die Hülse lagenweise Beton eingestampft, oder wie jetzt meist, plastischer Beton eingeschüttet. Die Blechhülse bleibt im Boden. Das System Mast hat in den letzten Jahren eine stark steigende Verbreitung gefunden für Zwecke des Hoch- und Tiefbaues. Näheres siehe in der Broschüre von Struif. Um in Bodenarten, wo die Blechhülse chemischen Einflüssen keinen dauernden Widerstand leisten würde, den Beton vor Zerstörung zu sichern, wird beim Mastpfahl ein patentiertes Schutzverfahren ausgeführt. Dies besteht darin, daß ein allseits geschlossenes, an

den Stößen durch Asphaltkitt gedichtetes Hohlröhre aus Asphaltpappe, das sich dem Blechmantel anpaßt, in die gerammte Hülse eingesetzt wird. In dieser Pappumhüllung wird der Betonkern hergestellt.

Die Sternpfähle <sup>2)</sup> weisen keinen wesentlichen Unterschied gegen die Mastpfähle auf. Sie sind stets stark konisch ausgebildet und nur für schwebende Gründungen bestimmt. Es ist statt einer besonderen Holzfüllung der Blechspitze der Holzkern leicht zugespitzt vorgesehen und eine Pfahlspitze durch Flacheisen an die Blechhülse angeschlossen <sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> Zement und Beton 1910 S. 389. Beschreibung einer Ausführung, Kirche in Pankow. Deutsche Bauzeitg. Mitteil. 1912 S. 58. H. Struif, Betonpfahl „System Mast“, Berlin, J. Springer 1913.

<sup>2)</sup> Beton und Eisen 1907 S. 1; Handb. f. Eisenbetonbau Bd. III S. 174.

<sup>3)</sup> Österr. Patent 19 235.

Eine Variante in der Form <sup>1)</sup> besteht darin, die Hülse unten zylindrisch und oben konisch zu gestalten und die Spitze unten offen zu lassen, um aus dem Baugrund Proben entnehmen zu können. Diesem geringen Vorteil steht jedoch die große Gefahr gegenüber, daß bei Grundwasserandrang durch die offene Spitze der frische Beton angegriffen wird. Da die Pfähle nur für schwebende Gründungen vorgesehen sind, so werden sie nur in kurzen, wenig voneinander verschiedenen Längen hergestellt. Die größte Länge der Hülse ist 3,50 m, die übliche Länge 2,50 m, während die Mastpfähle in beliebigen Längen hergestellt werden. Der Kopf des Kernes ist mit Eisenringen geschützt und trägt eine eiserne Führungsstange, die in das Rammgewicht eingeschoben wird. Die Hülse muß schon der konischen Pfahlform wegen im Erdreich zurückbleiben. Die Sternpfahlgründung hat vor allem in Österreich verschiedentlich Anwendung gefunden. Näheres siehe in der angeführten Literatur. Die Pfähle sind dort bei einer mittleren Länge von 3 m durchschnittlich mit etwa 25 t belastet.

Die Rammweise mit der auf die Pfahlspitze wirkenden Holzjungfer bildet einen wesentlichen Unterschied zwischen den Pfahlarten mit verlorener Form und den Pfählen, bei denen das Rohr als Vortreibrohr benutzt und nachher wieder entfernt wird. In seiner Abhandlung über den Mastpfahl hebt Struif es als Vorzug hervor, daß der Mastpfahl beim Rammen geringere Erschütterungen im Erdreich hervorriefe als andere Pfähle, weil die Rammwirkung hier direkt auf die Spitze ausgeübt würde, also immer nur in den tiefsten Schichten auftreten könne. Diese Annahme ist nicht berechtigt. Es wird bei allen Rammpfählen, gleichgültig, ob eine Schutzhülse mitgezogen wird, am ganzen Mantel, wenn auch am meisten an der Spitze, eine Bodenerschütterung hervorgerufen, da am Mantel in der Hauptsache nur die Klemmwirkung, an der Spitze der Eindringungswiderstand und die Tiefendruckwirkung auftreten. Ein günstigeres Resultat ließe sich beim Pfahl mit verlorener Form nur erzielen, wenn die Rammjungfer einen so viel kleineren Durchmesser als die Hülse hätte, daß der Kern sich in der Hülse völlig frei bewegen könnte. Bei einer solchen Ausführung würde man aber die Ausführungsmöglichkeit des Pfahles sehr stark einschränken, da es bei etwas festerem Boden dann nicht möglich wäre, die Hülse ohne starke Deformationen auf diese Weise in den Baugrund hineinzuziehen.

Die im Boden zurückbleibende Blechhülle stellt bei beiden geschilderten Systemen einen wirksamen Schutz des frischen Betons gegen starken Grundwasserandrang und schädliche Bestandteile des Bodens dar. Wenn auch auf die Dauer ein Schutz gegen chemische Einflüsse dadurch nicht unbedingt erreicht wird, da das dünne Blech leichter

---

<sup>1)</sup> Patent d. Allgem. österr. Bauges. in Wien. D.R.P. 214 921.

der Zerstörung anheimfallen wird, als später der abgebundene Beton, so liegt doch ein schätzbarer Vorzug in dem Schutz des frischen Betons, der unter Umständen bei gefährlichen Bodenarten zur Bevorzugung dieser Systeme führen kann. Ein Nachteil der bleibenden Hülse ist es, daß ihretwegen die voraussichtlich erforderliche Pfahlänge mit ziemlicher Annäherung geschätzt werden muß. Da die Stöße der einzelnen Blechstreifen zum Schutz gegen Wasser und feinen Sand sorgfältig geschweißt werden müssen, ist ein späteres Anstücken schwierig. Andererseits würde durch allzu reichlich bemessene Hülsen die Wirtschaftlichkeit einbüßen. Es verführt diese Methode daher leicht dazu — wie es bei den Sternpfählen auch vorgesehen ist —, die Hülse dort, wo sie nach völligem Eindringen in das Erdreich noch nicht die genügende Tragfähigkeit hat, mit Hilfe eines längeren Rammkernes noch tiefer einzutreiben und sich bei dem obersten Teil des Pfahlloches auf die Standfestigkeit des Bodens zu verlassen. Wenn dann aber während des Betonierens auch nur geringe Mengen des Bodens nachstürzen, so wird leicht der Zusammenhang des Betonpfahles so gestört, daß sich eine Fuge bildet. Es wird also zum wenigsten bei nicht sehr sorgfältiger Ausführung der zweite wesentliche Vorzug, den die im Erdreich hergestellten Betonpfähle erstreben, nicht erreicht, nämlich sich von der Bodenbeschaffenheit bei der Herstellung und auch bei der Wahl der Pfahlänge unabhängig zu machen. Der Verlust der Blechhülle bei jedem Pfahl verteuert das Verfahren, und das Herausziehen des Kernes stellt verlorene Arbeit dar.

Ein erheblicher statischer Nachteil liegt darin, daß der Holzkern sich beim Rammen in die Hülse einkeilt und deshalb bei seinem Herausziehen erhebliche Reibungswiderstände zu überwinden sind, die leicht die Reibung zwischen Hülse und Erdreich übersteigen können, zum mindesten aber dieser Reibung und damit der durch das Rammen geleisteten Verdichtung des Bodens stark entgegenarbeiten. Es wird die Hülle mit dem Kern nach oben gezogen, und wenn der Beton dann eingefüllt wird, sitzt die Hülse unter Umständen lose im Loch, so daß ein genügendes Ansitzen und damit eine Kraftübertragung erst beim Aufbringen der Nutzlast unter Setzungserscheinungen stattfindet. Wie Sieß in der Österreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Bau-dienst 1908 vom Bau des Museums für Kunst und Industrie in Wien berichtet, wurde dort in einigen Fällen die Hülse der Sternpfähle ganz mit herausgezogen, in anderen, wo ein geringes Anheben der Hülse stattfand, blieb nichts anderes übrig, als durch erneutes Einsetzen des Kernes und Rammen die Hülsen zum Festsitzen zu bringen. Wenn nun die Hülse nicht über den Erdboden hinausragt, so kann ein geringes Anheben unbemerkt bleiben und dann zu nachteiligen Folgen führen. Wie Struif berichtet, hat man bei Mastpfählen in ähnlichen Fällen

zu dem Mittel gegriffen, die Holzjungfer mit einem Eisenmantel fest zu beschlagen, so daß beim Hochziehen nur Reibung zwischen Eisen und Eisen auftrat.

Bei großen Rammtiefen und starken Druckwirkungen im Erdreich kann auch nach Entfernung der Jungfer die dünne Blechhülse deformiert werden, so daß der Pfahl an Querschnitt einbüßt.

Von Nachteil, besonders für schwebende Gründungen, ist auch im Vergleich zu ungeschützten Betonpfählen die geringe Rauigkeit der eisernen Manteloberfläche, die die nötige Reibung am Mantel vermindert. Das Anwendungsgebiet der Sternpfähle wird auch dadurch beschränkt, daß sie ihrer Kürze und Form wegen nur für schwebende Gründungen bestimmt sind und deshalb dort ausscheiden, wo bei leicht erreichbarem, tragfähigen Baugrund die stehende Gründung nicht nur wirtschaftlicher, sondern der klareren statischen Verhältnisse halber auch bedeutend sicherer erscheint. Hauptvorteil der Pfähle mit verlorener Form ist also der Schutz des frischen Betons, Nachteile sind: Störung der zum Tragen erforderlichen Rammwirkung durch das Herausziehen des Kernes, Reibungsverlust durch die Glätte des Mantels und unter Umständen die Abhängigkeit von der Länge der Hülse; ferner die Gefahr der Querschnittsverminderung durch Erddruckwirkungen.

## 21. Der Raymondpfahl.

Der wesentlichste dieser Fehler wird bei den sonst in gleicher Weise wirkenden Pfählen des Amerikaners Raymond <sup>1)</sup> dadurch vermieden, daß hier ein Kern mit verstellbarem Durchmesser benutzt wird. Die Raymondschen Patente, die wesentlich älter sind als die Verfahren von Stern und Mast, sehen ebenfalls verlorene Blechhülsen mit Kern vor. Ein wesentlicher Unterschied liegt jedoch darin, daß der Kern beweglich konstruiert ist. Bei der einen Konstruktion wird der Kern durch zwei halbkreisförmige Schalen aus Stahl gebildet, die durch gelenkig angeschlossene Querbänder in bestimmtem Abstand gehalten werden. Wenn die Querbänder wagerecht stehen, spreizen sie die Schalen so weit auseinander, daß sie die Blechhülse ausfüllen. Es kann durch einen Keil am Pfahlkopf eine Verriegelung vorgenommen werden, die die Schalen in dieser Stellung festhält. Danach wird mit Hilfe dieses Kernes die Blechhülse bis zur erforderlichen Tiefe gerammt. Durch Entfernung des Keiles werden die Schalen nunmehr wieder entriegelt, so daß sie sich senkrecht gegeneinander verschieben lassen. Hierdurch stellen sich die Querbänder schräg ein, und die Schalen rücken nahe aneinander, so daß sie den Hohlraum der Hülse nicht mehr ausfüllen und reibungslos

---

<sup>1)</sup> D.R.P. 181982; 185321; 202813; 155847 der Raymond concrete pile Company in Chicago. Schweiz. Bauzeitg. 1906 S. 94.

herausgezogen werden können. Dies Verfahren ist in festem Baugrund auch ohne Hülse vorgesehen. Es werden dann nur Blechstreifen über die Lücken zwischen beiden Schalen gelegt, um das Eindringen des Erdreiches zu verhindern. Ein anderes Patent Raymonds sieht folgende Kernkonstruktion vor: Außer drei Schalen, die an der Hülswandung anliegen, ist noch ein innerer sechskantiger Stahlkern angebracht, der sich nach unten stufenweise verjüngt. Dieser Kern ist durch gelenkige Querbänder mit den Schalen verbunden, die wieder in der wagerechten Stellung die Schalen zum größten Durchmesser auseinander spreizen, in der schrägen Stellung sie zusammenziehen. Die Stellung für das Rammen, in der die Schalen an die Hülse angepreßt werden, läßt sich wieder verriegeln. Weiter ist der Raymond-Gesellschaft noch eine andere Art der Blechhülse patentiert. Es werden mehrere ineinandergesetzte konische Blechteile an der Stelle des Pfahles aufgestellt. Die Teile passen so ineinander, daß jede Hülse beim Absenken die nächstgrößere selbsttätig mitnimmt. Alle Raymondschen Verfahren sind mit Mittelöffnung für Spülvorrichtung versehen. Die älteste Ausführung mit Raymondpfählen stammt aus dem Jahre 1901. Seitdem haben sie sich in Amerika bei verschiedenen Ausführungen bewährt. So wurde ein 213 m hoher eiserner Aussichtsturm <sup>1)</sup> auf Coney Island, New York auf 815 Stück 9,15 m tief gerammten Raymondpfählen gegründet. Von anderen zahlreichen Ausführungen sind vor allem die Gründungen für Hospitalbauten auf Ellis-Island-New York <sup>2)</sup> und für die Marineakademie in Anapolis zu erwähnen.

Den Stern- und Mastpfählen gegenüber weist also der Raymondpfahl den wesentlichen Vorzug des verstellbaren Kernes auf. Der schwere Stahlkern erleichtert außerdem durch sein großes Gewicht die Arbeit des Rammens. Dem steht naturgemäß eine Verteuerung der Konstruktion durch den komplizierten Kern gegenüber.

Theoretisch stellt der Raymondpfahl von den Pfahlkonstruktionen mit verlorener Hülse die vorteilhafteste dar, während er im übrigen auch deren erwähnte Nachteile besitzt.

Zu erwähnen wäre an dieser Stelle noch der Janßenspfahl <sup>3)</sup>, der so wie der Mast- und Sternpfahl mit einem hölzernen Kern gerammt wird, nur daß die Spitze hier aus Eisenbeton gefertigt ist.

## 22. Der Straußpfahl.

Bei der zweiten Gruppe der Pfähle, die im Erdreich hergestellt werden, wird die Schutzhülse, während der Pfahl gestampft wird, wieder empor-

<sup>1)</sup> Deutsche Bauzeitg. Mitteil. 1907 S. 48.

<sup>2)</sup> Beton und Eisen 1908 S. 257; Cem. Eng. News 1910, Dezbr.

<sup>3)</sup> Beton und Eisen 1910 S. 165. D.G.M. 352625. Beton und Eisen 1908 S. 291. Handb. f. Eisenbetonbau Bd. III S. 271.

gezogen. Dadurch werden die Hauptbedenken, die gegen die vorige Gruppe von Pfählen erhoben wurden, beseitigt.

Mit Wiedergewinnung der Hülse arbeiten die Systeme Strauß und Simplex, von denen das nach dem russischen Ingenieur Strauß benannte Verfahren zunächst beschrieben sei <sup>1)</sup>.

Der Hauptunterschied zwischen den Straußpfählen und fast allen anderen Beton- und Holzpfählen besteht darin, daß der Pfahl bei ihnen nicht gerammt wird, sondern die Absenkung der Rohre durch bergmännisches Bohren stattfindet. Das Arbeitsverfahren ist folgendes:

Mit Bohrern wird von einem dreibeinigen Bock aus ein Loch im Erdboden hergestellt und gleichzeitig mit einem Futterrohr von 25 cm Durchmesser ausgekleidet. Größere Steine, die hierbei dem Vorbohrer Widerstand leisten, werden durch einen Fallmeißel zertrümmert. Ist die gewünschte Tiefe erreicht, so wird Beton in Eimern schichtweise eingebracht und mit Stößeln von 60—100 kg bei einer Fallhöhe von 1,25—1,50 m eingestampft. Dabei wird gleichzeitig das Rohr langsam wieder emporgezogen. Dazu ist oben am Rohr eine Schelle angebracht. Bei geringer Reibung kann das Rohr dann mit einer Kette herausgezogen werden, bei größerem Widerstande muß ein Querbaum an der Schelle befestigt und durch Winden hochgehoben werden. Es ist sorgfältig darauf zu achten, daß das Rohr nicht zu schnell oder ruckweise hochgezogen wird, damit stets noch ein Teil des Betons vom Rohr eingeschlossen bleibt, und so ein Nachstürzen des Erdreiches ausgeschlossen wird. Es werden zu dem Zweck an dem Seil des Stößels Marken angebracht, an denen zu sehen ist, wie weit er in das Rohr eintaucht. Unter der Wirkung des Stößels dringt der Beton seitlich in die Erdschichten ein und verdrängt sie je nach dem Widerstand, den sie ihm durch ihre jeweilige Dichtigkeit entgegensetzen. Dadurch bilden sich am Pfahl Wülste von verschiedener Stärke, die einem Druck nach abwärts direkten Widerstand entgegensetzen und außerdem auch durch Vergrößerung der Mantelfläche den Reibungswiderstand erheblich erhöhen. Die Größe der Wülste ergibt sich daraus, daß die für einen Pfahl erforderliche Betonmenge das 2,5—4 fache des Rohrinhaltes zu betragen pflegt.

Die meisten Straußgründungen sind in Rußland ausgeführt; für Deutschland besitzt die Firma Dyckerhoff & Widmann, für Österreich die Firma N. Rella & Neffe - Wien das Ausführungsrecht.

Bei Beurteilung der wirtschaftlichen Vorzüge einer Straußgründung fällt zunächst die Einfachheit der Herstellung ins Gewicht. Während alle anderen Betonpfähle schwere Rammen erfordern, die einen langwierigen und teuren Transport zur Baustelle, sowie schwerfällige

<sup>1)</sup> D.R.P. 189 182. Deutsche Bauzeitg. 1910 S. 219. Beton und Eisen 1906 S. 138; 1908 S. 90. Deutsche Bauzeitg. Mitteil. 1908 S. 14. Gehler, Betonpfähle, Patent Strauß; Berlin, W. Ernst u. S.

Handhabung beim Bau bedingen, genügt es für einen Straußpfahl, ein dreibeiniges Bockgerüst aufzustellen und die wenigen leichten Bohrgeräte zu beschaffen. Es kann infolgedessen auch an einer großen Zahl von Pfählen gleichzeitig gearbeitet werden, was sich bei anderen Systemen durch die Beschaffungskosten so vieler Rammen verbietet. Die einfache und wenig Platz beanspruchende Zurüstung ermöglicht es auch bei beschränkten Raumverhältnissen und geringer verfügbarer Höhe über dem Boden mit Straußpfählen zu arbeiten. So sind verschiedentlich innerhalb fertiger Gebäude nachträgliche Unterstützungen der Fundamente in dieser Bauweise ausgeführt, wo dann im Keller oder ähnlichen Räumen nur wenige Meter Bauhöhe vorhanden waren. In solchen Fällen wird, wenn sie auch selten vorkommen mögen, die Straußpfahlgründung die einzig mögliche sein. Aus diesem Grunde ist vor allem der Straußpfahl besonders gut geeignet für Unterfangungen bestehender Fundamente und damit für alle nachträglichen Verstärkungen ausgeführter Pfahlgründungen. Wichtig ist ferner, daß der Straußpfahl bei stehender Gründung unabhängig von der tiefen Lage des guten Baugrundes ist, da die Rohre beim Bohren beliebig verlängert werden können und darum jeder Pfahl die für seinen Standort erforderliche Länge erhalten kann. Da die Herstellung durch Bohrung nicht an verhältnismäßig geringe Rohrweiten gebunden ist, wie die durch Rammen, so können Pfeiler von beliebigem Durchmesser hergestellt werden. Praktisch ist allerdings auch dieser Vorzug bedeutungslos, da für normale Ausführungen die bei gerammten Rohren üblichen Querschnitte ausreichen, so daß man auch bei Straußpfählen fast stets den gleichen Rohrdurchmesser von 25 cm wählt, schon um durch eine möglichst weitgehende Normalisierung der Ausführung Kosten zu ersparen. Das Bohren bietet den weiteren Vorzug, daß bei dem nötigen Aufwand an Kraft und Zeit jeder Baugrund durchbohrt werden kann. Ein Stein, auf den das Rohr stößt, kann die Arbeit des Fallmeißels nur aufhalten, während beim Rammen größere Widerstände zum Ausweichen des Pfahles oder Versagen der Rammwirkung führen können. Da aber schon beim geringsten Widerstand durch feste Körper, der durch das Rammen noch leicht überwunden wird, der Bohrer durch den Meißel ersetzt werden muß, so wird in manchen Bodenarten, wie sie gerade bei Pfahlgründungen vorliegen können, die Bohrarbeit zeitraubender als die Rammarbeit. Dazu gehört z. B. aufgeschütteter Boden, der aus Schutt und Geröll aller Art besteht. Ein Beispiel für die Brauchbarkeit einer Gründung mit gerammten Rohren in solchem Untergrund bietet die Ausführung mit Simplexpfählen auf der Theresienwiese in München. Eine Absenkung durch Bohren wäre in solchem Falle sehr zeitraubend.

Mit dem Bohren ist von selbst ein Aufschließen der Bodenschichten verbunden, doch hat die gewonnene Kenntnis der Schichtenzusammen-

setzung bei Herstellung des Pfahles nach dem im ersten Teil dieser Abhandlung Gesagten geringen Wert, da die erforderliche Pfahlänge selbst bei schwebender Gründung daraus kaum bestimmt werden kann. Es müssen zur Bestimmung des Materialbedarfes und der ungefähren Pfahlängen sowie der daraus folgenden Kosten vor dem Baubeginn doch Bohrungen vorgenommen werden. Ein Vorzug, der bei der Wahl von Straußpfählen oft bestimmend wirken wird, ist der, daß bei ihm allein alle dynamischen Wirkungen bei der Herstellung ausgeschlossen sind. Durch den Fortfall des Rammens fallen auch die erschütternden Schläge und ihre Fortpflanzung im Erdreich weg. In der Nähe mangelhaft gegründeter anderer Bauwerke oder an Orten, wie sie in der Großstadt vorkommen, wo jede Erschütterung des Erdreiches vermieden werden soll, sind daher Straußpfähle oft die gegebene Gründung.

Mit dem Rammen entfallen aber auch die damit verbundenen Vorteile, vor allem die außerordentlich große und vorteilhafte Verdichtung des Bodens. Das gesamte Erdreich, das beim Straußpfahl durch Bohren aus dem Boden entfernt wird, wird bei allen anderen Pfählen zur Verdichtung des Bodens verbraucht. Nur sehr wenige aller ausgeführten Pfahlgründungen sind vollkommen stehende, bei denen die Last also nur auf die Grundfläche des als Säule wirkenden Pfahles übertragen wird. In den weitaus meisten Fällen geben vielmehr die Pfähle allein oder doch vorzugsweise ihre Last seitlich an das Erdreich ab.

Es muß daher als wesentlicher Nachteil des Straußpfahles angesehen werden, daß er als einziger Pfahl keine Bodenverdichtung hervorruft und auf alle Widerstandskräfte verzichtet, die nur durch das Rammen hervorgerufen werden: Klemmwirkung, Verdrängungswiderstand und Bodenverdichtung nach der Tiefe. Es tritt zwar an Stelle dieser Kraftwirkungen dort, wo der Pfahl nicht einfach als stehender Pfahl, als Pfeiler wirkt, der Widerstand, der durch die Wülste hervorgerufen wird. Wenn aber diese Wülste des Pfahles auch für die Tragfähigkeit günstig wirken, so können sie doch nicht mehr nachträglich dieselbe Verdichtung hervorgerufen wie der in seiner ganzen Länge eingetriebene Pfahl. Das geht schon daraus hervor, daß der Beton beim Rammen der einzelnen Schichten mit einem im Vergleich zum Rammbar leichten Stößel seitlich stark in das Erdreich eindringt. Mit dem Rammen wird ferner auch die Möglichkeit aufgegeben, aus dem Ziehen der Pfähle unter der Ramme auf die Tragfähigkeit der Pfähle schließen zu können, und damit einen Maßstab für die Sicherheit der Gründung zu gewinnen. Bei schwebenden Gründungen, bei denen sich die erforderlichen Pfahlängen nicht durch das Erreichen einer bestimmten Bodenschicht ergeben, ist beim Straußpfahl das Urteil außerordentlich erschwert, wenn nicht unmöglich, wie weit man bei jedem Pfahl in die Tiefe gehen muß, wann also der Pfahl für hinreichend tragfähig anzusehen ist. Aus der Kenntnis der Boden-

sorten allein, die sich beim Bohren ergibt, ist ein zuverlässiger Schluß auf die Tragfähigkeit nicht zu ziehen. Es kann daher bei einer stehenden Straußpfahlgründung erst die spätere Probelastung über die Sicherheit des Baues entscheiden, was bei den meisten Gründungen günstigenfalls zur Wahl übermäßig langer und darum unwirtschaftlicher Pfähle führen wird.

Ein Nachteil, der in bestimmten Bodenverhältnissen bedeutendes Gewicht erhalten kann, ist ferner die offene Spitze der Straußpfähle. Beim Durchdringen wasserführender Schichten mit dem Futterrohr wird das Wasser von unten in das Rohr eindringen. Führt das Grundwasser Bestandteile mit, die dem eingeschütteten, frischen Beton durch Zersetzung gefährlich werden können, so ist die Straußpfahlgründung nicht anwendbar. Aber auch wenn reines Grundwasser eindringt, wird dieses den Zement mehr oder weniger auswaschen und in das Erdreich wegschwemmen. Bei Grundwasser, das in nennenswerter Bewegung ist, ist eine Straußpfahlgründung also gefährlich, da das Wasser ein ordnungsmäßiges Abbinden des Betons hindert.

### 23. Der Wolfsholzpfehl.

Eine Abart des Sternschen Verfahrens stellt der Preßbetonpfahl von Wolfsholz dar<sup>1)</sup>. Dieser Pfehl wird ebenfalls durch Bohren abgesenkt. Die Rohre sind aus 2–3 m langen Stücken zusammenschraubt. Das Bohrgut wird mit einem Ventilbohrer entfernt. Ist die gewünschte Tiefe, also in der Regel der für tragfähig angesehene gute Baugrund erreicht, so kann zunächst in das Rohr eine fertige Armierung eingestellt werden. Dann wird das Rohr oben durch einen fest verschraubten Deckel geschlossen. Der Deckel hat mehrere Durchbohrungen mit verschließbaren Rohranschlüssen. Durch eine Bohrung führt ein dünnes Rohr, das Preßrohr, bis zum Fuße des Bohrrohres. Durch das Preßrohr wird zunächst Luft eingepreßt und dadurch am Pfehlfuß das Grundwasser verdrängt. Dann wird durch das Preßrohr unter Luftdruck Zementmörtel eingeführt, bis der Mörtel über Grundwasser steht. Jetzt wird das Preßrohr geschlossen und durch einen weiteren Rohranschluß auf den gesamten Pfehlquerschnitt mit Preßdruckluft ein Druck von 10 Atm. ausgeübt. Dadurch wird einmal am Fuß der Mörtel in das Erdreich eingetrieben, so daß sich eine Fußverbreiterung bildet, die mit unregelmäßigen Ausbauchungen und Verästelungen in das Erdreich eingreift. Ferner wird dadurch das Erdreich verdichtet, so daß zunächst nach der Tiefe eine Druckwirkung entsteht. Nachher wird das Bohrrohr hochgezogen. Man benutzt dazu wieder Preßluft, deren Druck so gesteigert wird, daß sich unter stetigem Druck

<sup>1)</sup> Zentralbl. der Bauverw. 1911, Febr.

auf den fertigen Pfahl der Deckel mit dem Rohr hebt. Hierbei wird auch am Pfahlmantel das Erdreich verdichtet und Beton in den Boden eingepreßt.

Der Hauptvorteil des Verfahrens ist es, daß die Herstellung im Trockenen stattfindet und daß eine Verdichtung des Bodens nach den Seiten und der Tiefe stattfindet. Wenn die Druckluft auch nicht so starke Verdichtungen hervorrufen wird, wie sie unter den Rammschlägen auftreten, so ist das Verfahren dadurch doch den reinen Bohrpfählen überlegen, bei denen die Verdichtung ganz fortfällt. Freilich wird die Herstellung dadurch auch verteuert und durch die Dichtungen, Ventile usw. komplizierter gestaltet. Das Verfahren dürfte sich auch nur für verhältnismäßig kurze Pfahllängen eignen, da sonst das nachträgliche Hochziehen des ganzen Rohres zu viel Reibungswiderstand fände.

Im übrigen unterliegt der Preßbetonpfahl derselben Beurteilung wie der Straußpfahl.

#### 24. Der Simplexfahl.

Ein weiteres wichtiges System eines Betonpfahles mit wieder zu gewinnender Hülse stellt der von dem amerikanischen Ingenieur Frank Shumann erfundene Simplexfahl dar <sup>1)</sup>. Auch bei diesem wird eine hohle Form möglichst bis auf tragfähigen Baugrund hinabgetrieben und während des Betonierens wieder hochgezogen. Ein zylindrisches, überlappt geschweißtes Vortreibrohr aus Siemens-Martin-Flußeisen von 40–60 cm Durchmesser und 2 cm Wandstärke wird durch eine schwere Ramme eingerammt. Dabei sind für das Rohr zwei Sorten von Pfahlspitzen vorgesehen. Die ältere, die sog. Alligator Spitze, besteht aus zwei gezahnten Stahlbacken, die am unteren Rohrende gelenkig befestigt sind. Im geschlossenen Zustande bilden die Backen einen zweiseitigen Keil, im geöffneten legen sie sich ganz an die Lochwandung an und lassen dasselbe Kreisprofil frei, wie das Vortreibrohr. Die Alligator Spitze hat also den Vorzug, daß sie beim Hochziehen des Rohres wieder gewonnen wird; sie hat sich jedoch nur in weichem Boden bewährt. Bei festem Erdreich sieht das Simplexsystem daher eine massive gußeiserne, auch wohl aus Beton gefertigte Spitze vor, die auf das Triebrohr aufgesteckt wird und nachher im Boden zurückbleibt. Alle diese Spitzen sind in ihrem oberen Umfange etwas größer bemessen als der Rohrdurchmesser, so daß die Bodenwiderstände beim Absenken nur von der Spitze überwunden werden und beim Rammen die Reibungswiderstände vermindert werden. Das Rammen erfolgt mit einem Bär aus Gusstahl von 1,6–2,5 t Gewicht, der aus anfänglich geringer, nachher bis zu 3 und 4 m ge-

<sup>1)</sup> D.R.P. 173 188; 87 815. Deutsche Bauzeitg. 1907. Beton und Eisen 1905 S. 110, 139; 1907 S. 65, 70. Armierter Beton 1908 Heft 2 u. 3, 1909 Heft 3.

steigerter Fallhöhe niederstürzt. Nach dem Rammen wird die aus Stahlguß mit Holzfutter gefertigte Schlaghaube abgenommen, und zunächst der Beton etwa 1—1,5 m hoch eingebracht und das Rohr 50 cm gehoben. Der weitere Beton wird in kleineren Schichten aus besonderen Eimern mit bestimmtem Rauminhalt eingeschüttet und mit einem 300 kg schweren Stößel gerammt, während gleichzeitig das Rohr hochgezogen wird, oder es wird flüssiger Beton eingeschüttet, der schon durch die lebendige Kraft des Sturzes genügende Verdichtung erfährt. Auch hier erfolgt wie beim Straußpfahl ein Einstampfen des Betons in den Boden, jedoch ist das Eindringen viel geringer, da der Boden ja durch das Rammen schon stark verdichtet ist. Bei 40 cm Rohrdurchmesser weist der fertige Pfahl im allgemeinen 45 cm, in weichem Boden jedoch unter Umständen bis 60 cm auf. Da der Pfahl das gesamte Rammloch ausfüllt und noch darüber hinaus in das Erdreich eindringt, können die durch das Rammen ausgelösten elastischen Bodenkräfte auf den Pfahlmantel voll wirken. Zum Ausziehen des Vortreibrohres wird die Maschine der Ramme benutzt. Ein Drahtseil wird über eine Schelle am Kopf des Rohres und oben am Rammgerüst über eine Rolle geführt<sup>1)</sup>. Durch einen starken Flaschenzug wird das Seil und damit das Rohr langsam hochgezogen. Nach Fertigstellung des Pfahles wird die Ramme auf Stahlrohrwalzen zur Stelle des nächsten Pfahles weiterbewegt.

Die Absenkung des Simplexpfahles ist auch durch Spülung möglich, wenn in der Pfahlspitze ein Loch vorgesehen wird. Ein Spezialverfahren sieht die Anwendung von komprimierter Luft vor, die in das oben luftdicht verschlossene Rohr eingeführt wird und so unter Verdichtung des Betons gleichzeitig das Rohr hebt. Auch eine Armierung des Simplexpfahles ist dort, wo er Biegungsspannungen ausgesetzt ist, dadurch möglich, daß ein fertiges Eisengerippe in das Rohr versenkt wird. Zu erwähnen ist ferner der sog. Kombinationspfahl, der bei sehr großen Pfahllängen die Aufstellung entsprechend hoher Rammen erspart. Hierbei wird ein Holzpfahl oder ein fertig armierter Eisenbetonpfahl eingerammt und auf seinen entsprechend bearbeiteten Kopf das Vortreibrohr des Simplexpfahles aufgesetzt. Beim Vorkommen schädlicher Bodenschichten sieht das Simplexsystem vor, in Höhe einer solchen Schicht ein fertiges, durch Imprägnierung geschütztes Pfahlstück einzusetzen, das durch eine überragende Längsarmierung oben und unten in den Beton einmündet. Auch die Gründung im Wasser ist dadurch möglich, daß zuerst ein äußeres Schutzrohr im Wasser bis auf das Erdreich abgesenkt und dann ausgepumpt wird. In dieses Rohr wird das Vortreibrohr eingelassen und dann gerammt. Simplexpfähle sind in

---

<sup>1)</sup> D.R.P. 188 426, 185 961.

Längen bis zu 20 m hergestellt. Eine erhebliche Erhöhung der Tragfähigkeit hat man durch Herstellung doppelter und dreifacher Simplexpfähle erreicht. Hierbei wird in den frisch hergestellten Pfahl ein zweiter und unter Umständen noch ein dritter Simplexpfahl mit neuer Spitze eingerammt. Die dadurch bewirkte starke Vergrößerung der Bodenverdichtung erhöht die Tragfähigkeit bedeutend.

Die ersten großen Gründungen nach der Bauart Simplex sind in Amerika von der Simplex concrete piling Co., Philadelphia, ausgeführt. Außer vielen Gebäuden für industrielle Zwecke sind dort auch Wolkenkratzer in dieser Weise gegründet. Von Ausführungen in Deutschland sind verschiedene durch die Literatur bekannt geworden. Eine große Zahl von Ausführungen findet sich an der Nordseeküste, so z. B. die Gründungen für die Hellingbauten der Vulkanwerft in Hamburg.

Im Wettbewerb mit dem Straußpfahl erscheint der Simplexpfahl dadurch benachteiligt, daß die schwere Ramme und ihre Bedienung bedeutend mehr Kosten und Zeitaufwand erfordert als das einfache Bohrgerät. Der geringere Materialbedarf und seine große Tragfähigkeit geben jedoch dem Simplexpfahl einen Vorsprung. Grundbedingung für die Sicherheit der Gründung ist bei beiden Systemen wie bei allen Betonpfahlgründungen eine sorgfältige und sachverständige Ausführung, damit nicht durch mangelhaftes Stampfen des Betons, wie dies bei Fehl Ausführungen vorgekommen ist, der Pfahlquerschnitt stellenweise eingeschränkt wird. Namentlich kann, wenn nicht genügend Vorsicht geübt wird, ein frischer Pfahl durch die Bodenverdichtung beim Rammen eines Nachbarpfahles eingeschnürt werden. Ebenso muß darauf geachtet werden, daß das Rohr nicht zu schnell hochgezogen wird, damit die Wandung des Rammloches nicht freisteht. Diese Forderungen gehen jedoch über das Maß der für alle Betonbauten, im besonderen Betonpfahlgründungen, erforderlichen Aufmerksamkeit und Sachkenntnis nicht hinaus. Wenn im Grundwasser Humussäure oder andere schädliche Stoffe vorkommen, so erscheint auch bei Anwendung des Simplexpfahles besondere Vorsicht nötig. Während der Herstellung selbst ist im Gegensatz zum Straußpfahl der Zutritt von Grundwasser ausgeschlossen, da das Rohr durch den Schuh wasserdicht abgeschlossen ist; beim Hochziehen des Rohres kommt das Grundwasser nur mit dem schon dicht gelagerten Beton des fertigen Pfahles in Berührung, so daß ein Auswaschen des Zementes nicht zu befürchten ist. Die Untersuchungen bei Ausführungen im Grundwasser haben die Sicherheit dieses Abschlusses zur Genüge erwiesen.

Es ist dem Simplexverfahren zum Vorwurf gemacht worden, daß der durch das Vortriebrero verdrängte Boden beim Hochziehen des Rohres soweit elastisch zurückdrängen könne, daß dadurch der Beton auf ein gefährliches Maß eingeschnürt werde. Daß dies bei ordnungs-

mäßig gestampften Pfählen ausgeschlossen ist, beweisen die zahlreichen, nachträglich wieder ausgegrabenen Simplexpfähle, bei denen sich alle Querschnitte größer erwiesen als der Rohrquerschnitt. Gerade dies Einstampfen in den schon verdichteten Boden stellt einen der wesentlichsten Vorzüge dar, der nur diesem System eigen ist, denn es wird dadurch eine möglichst unregelmäßige Oberfläche und andererseits ein denkbar großer Seitendruck erzeugt, die beide Vorbedingung für eine große Reibungswirkung sind, und von denen auch beim Straußpfahl nur die erste erfüllt ist. Es hat sich bei Ausführungen gezeigt, daß ein Boden, der vorher mit der Schaufel leicht lösbar war, nach dem Einrammen aller Pfähle so verdichtet war, daß er sich nur mit dem Pickel lösen ließ.

Ein Hauptvorteil des Simplexpfahles ist es nun, daß er als einziger in jedem Falle von einer Vorausbestimmung der erforderlichen Pfahllänge völlig unabhängig ist. Während auch für den Straußpfahl bei schwebender Gründung die Bestimmung der nötigen Pfahllänge während der Herstellung nicht möglich ist, wird der Simplexpfahl in jedem einzelnen Falle bei stehender und schwebender Gründung so lang hergestellt, bis sich aus dem Ziehen unter der Ramme die erforderliche Tragfähigkeit ergibt. Eine bedeutende Sicherheit liegt hierbei darin, daß der gemessene Widerstand durch die Pfahlspitze und das glatte Eisenrohr hervorgerufen wird, während der später am rauhen Pfahl nach der Verdichtung tatsächlich auftretende Widerstand beträchtlich größer ist. Man sieht also, daß der Simplexpfahl die meisten Nachteile der bisher erwähnten Systeme vermeidet.

Die besonders dem Simplexpfahl eigenen Vorzüge sind größte Reibungswirkung infolge seiner Oberflächenbeschaffenheit und Herstellung sowie gänzliche Unabhängigkeit von vorheriger Bestimmung der Pfahllängen. Mit diesen Vorteilen vereinigt der Simplexpfahl andererseits alle anderen Vorzüge, die die im Erdreich hergestellten und die Betonpfähle im allgemeinen auszeichnen und wie sie im einzelnen bei den bisher beschriebenen Systemen angegeben sind.

## **25. Pfähle mit Fußverbreiterung.**

Damit sind die verbreitetsten Betonpfahlsysteme, soweit sie Unterschiede von prinzipieller Bedeutung aufweisen, aufgezählt, bis auf eine Gruppe, die einen unmittelbaren Vergleich nicht zuläßt, da sie sich von vornherein auf ein Anwendungsgebiet, nämlich die stehende Gründung, beschränkt. Das sind die Pfähle mit Fußverbreiterung. Bei diesen wird dem Pfahl ein breiter Fuß gegeben, durch den die Lasten ausschließlich oder wenigstens zum überwiegenden Teil direkt auf den guten Baugrund übertragen werden.

Die früheren Versuche, z. B. von Gow und Palmer<sup>1)</sup> und ferner von Abbott<sup>2)</sup> auf rein mechanischem Wege, eine nachträgliche Verbreiterung des Rammloches am Fuße zu erzielen, haben wenig Eingang gefunden. Dagegen haben die dem gleichen Zwecke dienenden, schon länger bekannten Explosivpfähle neuerdings in Deutschland wieder Anwendung gefunden. Bei diesen wird das eingerammte Vortriebsrohr mit Beton gefüllt und vorher am Fuß ein Sprengkörper eingebracht. Der Sprengkörper wird mit einer Zündschnur zur Explosion gebracht und dabei durch einen Dämmstuhl erreicht, daß die Kraftwirkung möglichst nur nach der Seite ausgeübt wird. In das so entstandene Loch fällt der Beton aus dem Rohr hinein und bildet dort einen kräftigen Pfahlfuß. Abgesehen davon, daß auch dies Verfahren nur für stehende Gründung Bedeutung hat, wird auch stets darauf zu achten sein, ob nicht durch die Bodenerschütterungen Beschädigungen benachbarter Bauten hervorgerufen werden können. Für bestimmte Objekte und Baugrundverhältnisse wird diese Pfahlgründung Anwendung finden können, wenn der Verfasser sich auch dem uneingeschränkten Lobe nicht anschließen kann, das Kleinlogel diesem Pfahle spendet<sup>3)</sup>.

Ein anderes Verfahren zur Fußverbreiterung ist beim Preßpfahl von Wilhelmi vorgesehen. Sein Hauptmerkmal besteht darin, daß während der Pfahlherstellung weder auf das Rohr, noch auf einen Rammkern, sondern auf den Betonkern selber gerammt wird. Der Beton wird dabei flüssig eingebracht, so daß sich der Rammschlag annähernd in gleicher Stärke an allen Stellen äußert, wo der Beton mit dem Rohr oder dem Erdreich in Berührung steht.

Beim eigentlichen Preßpfahl wird eine unten offene Hülse zunächst mit einem Holzkern eingerammt, nach Entfernung des Kernes der Beton flüssig eingefüllt, das Rohr etwas hochgezogen und dann auf den Beton gerammt. Die mit dem Boden in Berührung stehende Betonsäule dringt dadurch in das Erdreich ein. Es entsteht bei mehrmaliger Wiederholung dieses Verfahrens ein Pfahl mit sehr breitem Fuß. Eine Abart des Wilhelmschen Pfahlsystems wird so hergestellt, daß die Hülse nicht als Vortriebsrohr eingerammt wird, sondern mit einer Schneide versehen auf den Boden gestellt und mit flüssigem Beton gefüllt wird. Wird dann auf den Beton gerammt, so dringt der Beton unter Mitnahme des Rohres in den Boden ein. Die eigenartige Erscheinung beruht darauf, daß in dem nahezu ganz flüssigen Beton der Druck auf die Rohrwandung allseitig so stark wirkt, daß genügende Reibungskräfte auftreten, um das Rohr mit in den Boden hineinzuziehen. Bei beiden Verfahren wird nach der Absenkung des Pfahles die Hülse wieder hochgezogen. Dieses

<sup>1)</sup> Schweizer. Bauzeitg. 1905 Nr. 7, 8 u. 9.

<sup>2)</sup> Beton und Eisen 1910 S. 64.

<sup>3)</sup> Zeitschr. f. Betonbau 1913 S. 94.

noch neue Pfahlssystem hat sich bei einigen Ausführungen bereits gut bewährt. Näheres enthält die Broschüre der Internationalen Siegwartbalken-Gesellschaft Luzern: „Die Betonpfähle System Wilhelmi“.

Außerhalb aller dieser Gruppen steht eine Bauweise, die nicht mehr zum reinen Betonbau zu zählen ist: die kombinierten Pfähle, die aus einem Holzpfahl und einem Eisenbetonpfahl zusammengesetzt sind. Hierbei ist vorgesehen, einen Holzpfahl bis unter Grundwasserstand zu rammen und darauf einen Eisenbetonpfahl aufzupropfen. Die älteste Ausführung dieser Art, die einen fertigen Eisenbetonpfahl auf einen Holzpfahl setzt, stammt von Möbus. Eine neuere Art, das Patent Heimbach<sup>1)</sup>, verwendet einen etwa nach Art des Simplexpfahles im Boden herzustellenden Betonpfahl als Aufsatz auf einen Holzpfahl.

Bei diesen Pfählen bleibt stets der Nachteil bestehen, daß die Länge des Holzpfahles vor dem Rammen bestimmt werden muß, und daß zu dieser Bestimmung keinerlei Anhalt vorliegt, da die erforderliche Lage der Pfahlspitze sich erst nach dem fertigen Einrammen des ganzen kombinierten Pfahles ergibt. Ein zu lang gewählter Holzpfahl gefährdet die Gründung, da er über den Grundwasserstand hinausragt; ein zu kurz gewählter Holzpfahl verteuert die Gründung, da ja bei diesem System sowieso nur die Differenz zwischen den Kosten eines Holzpfahles und eines Betonpfahles im unteren Teile erspart werden kann. Dazu kommt ferner, daß man die Traglast nach dem Holzpfahl gering bemessen muß, also die hohe Tragfähigkeit des Betonpfahles nicht ausnutzen kann. Ferner wird der Stoß zwischen beiden Materialien stets ein gefährlicher Punkt bleiben, wenn auch das Verfahren von Heimbach darin schon eine wesentliche Verbesserung gegen das ursprüngliche von Möbus bedeutet.

Außer diesen hier gruppenweise aufgeführten Pfahlssystemen gibt es nun noch eine große Reihe anderer Systeme, die zu allermeist nur sehr geringe praktische Bedeutung gewonnen haben und die die Prinzipien mehrerer der genannten Methoden in verschiedener Weise kombinieren, meist ohne weniger Nachteile zu haben. Viele geringfügige Änderungen der hier beschriebenen Systeme sind bei solchen Pfählen auch nur aus dem Bestreben entstanden, vorhandene Patente nicht zu verletzen. Es ist hier nicht der Ort, alle diese Pfahlssysteme, die sich zum Teil nur kurzer Lebensdauer erfreut haben, aufzuzählen. Zahlreiche Versuche auf diesem Gebiete führen auch noch dauernd zur Aufstellung neuer Systeme.

---

<sup>1)</sup> Zeitschr. des Vereins deutscher Ingenieure 1913 S. 2044.

## Schluß.

Die Besprechung der hier aufgeführten Pfahlsysteme zeigt, daß es auch vom praktischen und wirtschaftlichen Standpunkt aus ein bestimmtes ideales Pfahlsystem, das für alle Verhältnisse die beste Lösung darstellt, nicht gibt. Die Entscheidung der Frage, welches Pfahlsystem für einen vorliegenden Einzelfall das geeignetste ist, muß also von Fall zu Fall getroffen werden.

Geht man dabei zunächst davon aus, daß von statisch-theoretischen Gesichtspunkten aus keiner Pfahlform ein Vorzug einzuräumen ist, so werden jedesmal neben den Kosten die mannigfaltigen praktischen Vor- und Nachteile gegeneinander abzuwägen sein. In aggressivem Boden wird dem Pfahl mit verlorener Hülle der Vorzug zu geben sein. Bei vorwiegend oder völlig schwebender Gründung wird unter sonst gleichen Umständen der Rammpfahl dem Bohrpfahl überlegen sein. Bei ausreichender Bauzeit und einigermaßen klaren Bodenverhältnissen wird der fertig gerammte Pfahl meist in erster Linie in Betracht kommen, da er die größte Sicherheit gegen alle zufälligen Gefährdungen aufweist. Sollen alle Bodenerschütterungen unbedingt vermieden werden, so kommt hingegen nur der Bohrpfahl in Frage. Zur richtigen Wahl gehört in jedem Falle genaue Kenntnis aller Pfahlsysteme und ihrer Eigenarten.

Maßgebend für die Entscheidung muß aber die Erkenntnis sein, daß auch im Pfahlbau wie im gesamten Eisenbetonbau jede Ausführung, welches System sie auch darstellt, gründliche Sachkenntnis und peinlich zuverlässige Arbeit erfordert und das um so mehr, als gerade der Pfahlbau und alle damit zusammenhängenden Fragen Sache der praktischen Erfahrung ist, die nur bei langjährigen Ausführungen erworben werden kann. Wird aber darauf geachtet, daß nur vertrauenswürdige Unternehmungen mit der Ausführung betraut werden, dann wird auch der Betonpfahl in gleichem Maße wie bisher an Bedeutung gewinnen und in ständig steigendem Maße in der Praxis Verwendung finden.

---

# Literatur-Verzeichnis.

## 1. Zeitschriften.

Zentralblatt der Bauverwaltung.  
Deutsche Bauzeitung nebst Mitteilungen.  
Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure.  
Armierter Beton.  
Beton und Eisen.  
Zeitschrift für Betonbau.

## 2. Theorie der Pfahlstatik.

Über die Tragfähigkeit hölzerner und eiserner Pfähle. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870. S. 420.  
Ossent, Formeln über Wirkung der Rammern und Tragfähigkeit der Pfähle. Schweiz. Bauztg. 1889. S. 109.  
Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Transactions of the American society of civil engineers 1892. S. 99—114 und S. 129—172.  
Wirkliche Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893. S. 369, 478; 1894. S. 162.  
Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Eng. News 94 I. S. 283, 348.  
Kreuter, Die Bestimmung der Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Zentralbl. d. Bauverw. 1896. S. 145, 190; 1897. S. 46.  
Entgegnungen von Bubendey. Zentralbl. d. Bauverw. 1896. S. 145, 190; 1897. S. 160.  
Tragfähigkeit eingerammter Pfähle nach Versuchen beim Bau der Bibliothek in Chicago. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895. S. 69.  
Fülscher, Vergleiche von Probelastungen von Pfählen mit der nach den theoretischen Formeln berechneten Tragfähigkeit beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschrift f. Bauwesen 1897. S. 526.  
Lenz, Tragfähigkeit von Klai und Sand und Reibungswiderstand am Pfahlumfang: Zeitschrift f. Bauwesen 1898. S. 383.  
Rammformeln, ihr Bau und die Sicherheitsziffern. Proc. amer. soc. of civ. eng. 1899. S. 539.  
v. Emperger, Beton und Eisen 1903. S. 9.  
Krapf, Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Fortschr. d. Ing.-Wiss. Gruppe 2. Heft 12.  
Stern, Beton und Eisen 1907. S. 1.  
Janßen, Beton und Eisen 1908. S. 279.  
Kafka, Über die günstigste Form der Betonpfähle. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1908. Heft 51.  
Stern, Das Problem der Pfahlbelastung. W. Ernst & Sohn 1908.  
Kafka, Beton und Eisen 1909. S. 161, 196, 212.

- Stern, Rückblick auf neuere Arbeiten in der Pfahlstatik. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1909. Heft 42.
- Stern, Der Vorteil verjüngt gestalteter Fundamentkörper. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1909. S. 528.
- Kafka, Die Berechnung der Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Armierter Beton 1910.
- Rösler, Berechnung der Tragfähigkeit von eingerammten Pfählen. Zeitschr. f. Tiefbau 1910. Nr. 22.
- Kafka, Die Theorie der Pfahlgründungen. Berlin, J. Springer 1912.

### 3. Theorie des Baugrundes.

- Lambert, Sur la fluidité du sable, de la terre etc. Berlin 1772.
- Eytelwein, Praktische Anweisung zur Wasserbaukunst. Berlin 1820.
- Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst. Berlin 1841.
- Rankine, Handbuch der Bauingenieurkunst. Deutsch von Kreuter. Wien 1884.
- Schwedler, Zentralbl. d. Bauverw. 1891. S. 90.
- Engesser, Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. d. Bauverw. 1893. S. 306.
- Kurdjumöff, Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden. Zivilingenieur 1892. S. 294.
- Chaudy, Widerstand sandigen Bodens gegen lotrechte Lasten. Mémoires des ing. civ. 1895. S. 607.
- Vorrichtungen und Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Baugrundes. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896. S. 589 u. 564.
- Föppl, Versuche über Elastizität des Bodens. Zentralbl. d. Bauverw. 1897. S. 276.
- Schoen, Versuche über die Verdrängung des Bodens beim Einrammen von Pfählen. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1909. Heft 19.

### 4. Mechanik sandförmiger Stoffe.

- Versuche von Delanges 1788 in Verona. Ann. des ponts et chaussées 1835. S. 179.
- Huber Burnaud 1829, Ann. de chimie et de physique 1829. S. 129.
- Hagen, Pogg. Ann. 1833. S. 17 und 297.
- Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst Bd. II. § 33.
- Forchheimer, Über Sanddruck und Bewegungerscheinungen im Inneren trockenen Sandes.
- Engesser, Über Erddruck gegen innere Stützwände. Deutsche Bauztg. 1882. 11. Febr.
- Engesser, Zur Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888. S. 99.
- Zimmermann, Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Berlin 1888. S. 108 ff.
- Föppl, Versuche über Elastizität des Erdbodens. Zentralbl. d. Bauverw. 1897. S. 276.
- Bastian, Das elastische Verhalten der Gleisbettung und ihres Untergrundes. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1906. S. 268.
- Strohschneider, Elastische Druckverteilung und Drucküberschreitung in Schüttungen. Sitzungsbericht der Kaiserl. Akad. der Wiss. Wien 1912. Febr.

### 5. Übersicht über die Betonpfahlsysteme.

- The use of concrete piles. Journ. Franklin Inst. Jan. 1910. S. 1—22.
- v. Emperger, Handb. f. Eisenbetonb. Bd. III.
- Upson, Betonpfähle und deren Ausführung. Cem. Eng. News. Bd. 24. Nr. 12. Railw. Age Gaz. 1912. 12. Juli.

### 6. Ausgeführte Probebelastungen.

Zentralbl. d. Bauverw. 1907. S. 241, Bernhard.  
 Beton und Eisen 1908. S. 49, v. Emperger.  
 Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1908. S. 338, Sieß (Stern).  
 Arm. Beton 1908. S. 47 u. 80, Burchartz (Simplex).  
 Arm. Beton 1909. S. 127, Burchartz (Simplex).  
 Zem. u. Beton 1910. Heft 25 (Mast).

### 7. Besprechung einzelner Systeme oder Ausführungen.

#### a) Fertig gerammte Pfähle.

Hertel, Amtsgericht Wedding. Beton u. Eisen 1903. S. 246; desgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1902. S. 560.  
 Polizeidienstgebäude Charlottenburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1907. S. 530.  
 Deimling, Hauptbahnhof Hamburg. Beton u. Eisen 1904. S. 54 u. 201.  
 Beton und Eisen 1903. Heft 1.  
 Ciment 1903. S. 85.  
 Eng. News 1906. S. 655.  
 Palacky Monument, Prag. Beton u. Eisen 1910. S. 132.  
 Eng. Rec. 19. II. 1910.  
 The making and driving of reinforced concrete piles. Proc. Inst. Civ. Eng. 1911/12.  
 Umschnürte Pfähle: Kleinlogel, Deutsche Bauztg., Mitt. 1906. S. 83 (Considère).  
 Pfähle mit Streckmetallumschnürung: Gaugusch, Beton u. Eisen 1909. S. 31.  
 Deutsche Bauztg., Mitt. 1910. S. 13. Arm. Beton 1910. S. 159, Gaugusch.  
 Gilbreths Pfahl: Zem. u. Beton 1905. S. 346.

#### b) Simplexpfähle.

Beton und Eisen 1905. S. 110 u. 139.  
 Hilgard, Schweiz. Bauztg. 1906.  
 Ausführungen: Hilgard, Schweiz. Bauztg. 1906. Deutsche Bauztg., Mitt. 1907, Siegfried. Beton u. Eisen 1907, Heft 10, Reiner. Südd. Bauztg. 1907. Nr. 52. Arm. Beton 1908. Heft 2 u. 3; 1909. Heft 3, Burchartz. Arm. Beton 1908, S. 174, Janßen. Desg. S. 187, Groninger. Betonztg. 1909. Heft 2 u. 3, Schmid.

#### c) Straußpfahl.

Beton und Eisen 1906. S. 138; 1908. S. 90; 1909. S. 54.  
 Deutsche Bauztg., Mitt. 1908. S. 14.  
 Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1910. Heft 4. Deutsche Bauztg. 1910. S. 219.  
 Kersten, Straußpfahlgründungen in der Schweiz. Schweiz. Bauztg. 1912.  
 Gehler, Betonpfähle, Patent Strauß. W. Ernst & Sohn.

#### d) Mastpfahl.

Zem. u. Beton 1910. Heft 25.  
 Zem. u. Beton 1910. Heft 28.  
 Struif, Betonpfahl, System Mast. Springer 1910.  
 Deutsche Bauztg., Mitt. 1912. S. 58.

#### e) Sternpfahl.

Beton und Eisen 1907. S. 1.  
 Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1908. Kafka.

Südd. Bauztg. 1909. Nr. 49.  
 Der Brückenbau. 1912. 5. V.  
 Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1912. S. 979.

## f) Raymondpfahl.

Schweiz. Bauztg. 1906, Hilgard.  
 Deutsche Bauztg., Mitt. 1907. S. 48.  
 Beton und Eisen 1908. S. 257.  
 Cem. Eng. News. 1910, Garner.

## g) Dulacpfahl.

Beton und Eisen 1905. S. 12.  
 Deutsche Bauztg. 1905. S. 303.  
 Beton und Eisen 1908. S. 53.  
 Handbuch für Eisenbetonbau Bd. III.

## h) Verschiedene Pfähle.

Janßenpfahl: Beton u. Eisen 1910. S. 165.  
 Handbuch für Eisenbetonbau Bd. III. S. 271.  
 Frankignoul, Beton u. Eisen 1911. S. 3.  
 Pfahl von Gow: Hilgard, Schweiz. Bauztg. 1906.  
 Pfahl von Palmer: Hilgard, Schweiz. Bauztg. 1906.  
 Pfahl von Abbott: Eng. News 1909. Nr. 25. Eng. Rec. 1909. Nr. 25. Beton u. Eisen 1910. S. 64.  
 Gourley, Concr. and Constr. Eng. 1911. Nr. 1.  
 Interlaking Steel and Concrete Pile Construction for Seawalls and Foundation Work. Eng. News 1910. S. 117.  
 Betonblechrohrpfahl, D.R.G.M. 499985: Autogene Schweißanstalt München.  
 Alexeeff, Zentralbl. d. Bauverw. 1913. S. 448.  
 Pfahl nach Suter. Baugewerksztg. 1913. S. 99.  
 Explosivpfahl: Kleinlogel, Zeitschr. für Betonbau 1913. S. 94.  
 Heimbach, Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1913. S. 2044.  
 Pfahl von Wolfsholz (Preßbetonpfahl): Zentralbl. d. Bauv. 1911. Febr.

**8. Schädliche Einflüsse auf Pfähle und Schutz dagegen.**

## a) Holzwurm.

Troschel, Zentralbl. d. Bauverw. 1912. S. 394.  
 Troschel, Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1914. S. 267.  
 Zement und Beton 1907. S. 8.

## b) Seewasser.

Gourley, Concr. and Constr. Eng. 1911. Nr. 1.  
 van der Kloes, Rev. de trav. publ. 1910. Nr. 68.  
 Eng. Rec. 1909. Nr. 19.  
 F. W. O. Schulze, Seehafenbau. Berlin 1910.  
 F. W. O. Schulze, Beton u. Eisen 1908 und 1909.  
 Probst, Arm. Beton 1908. S. 173.  
 Mitt. aus d. K. Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde 1909. Heft 5 u. 6.  
 Berichte d. 5. Intern. Congr. f. d. Materialprüf. in d. Technik zu Kopenhagen.  
 Klaudy, Vortrag im Verein der österr. Zementfabrikanten. Tonindustrietzg. 1910. Nr. 74.

## c) Chemische Einflüsse.

Deutsche Bauztg. 1908. Nr. 68 u. 69.

Beton und Eisen 1909. Heft 2.

Arm. Beton 1909. Heft 3.

**9. Patente und Gebrauchsmuster.**

## a) D.R.P.

Raymondpfahl 155 847; 181 982; 185 321; 202 813.

Pfahlschuh Züblin 157 170, 9. VIII. 03. Beton u. Eisen 1905. S. 98.

Spülpfahl Züblin 220 395.

Simplexfahl 187 815; 173 188; 185 961; 188 426.

Stern, Österr. Pa. 19 235 und 214 921.

Straußpfahl 189 182.

Spiralarmierung Considère 149 944.

Menck & Hambrock 46 470.

Alexeeff 257 518.

Lolat 191 068.

Société anonyme de fondations par compression mécanique du sol 181 839.

## b) D.G.M.

Janßen 352 635.

Autogene Schweißanstalt München 499 985.