

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



15220

L. inw.

BIBLIOTHEK
der
Kgl. Eisenb.-Dir. Breslau
Sign. ~~IA 43~~
Ec

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298720

Wn/3
152/2

HANDBUCH
DER
INGENIEURWISSENSCHAFTEN

in fünf Bänden.

Erster Band:
**Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Straßsen-
und Tunnelbau.**

Herausgegeben

von

L. von Willmann.

Dritte Abteilung.

Dritte vermehrte Auflage.

Leipzig.

Verlag von Wilhelm Engelmann.

1900.

15220

VORARBEITEN, ERD-, GRUND-, STRASSEN- UND TUNNELBAU.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften I. Band. *3. Aufl.*



Dritte Abteilung.

Der Grundbau.

Bearbeitet von

L. von Willmann und C. Zschokke,

herausgegeben von

L. von Willmann,

Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt.

Dritte vermehrte Auflage.



Mit 214 Textfiguren, vollständigem Sachregister und 14 lithographierten Tafeln.

Leipzig.

Verlag von Wilhelm Engelmann.

1900.

VORARBEITEN.

ERD-GRUND-STRASSEN- UND TUNNELBAU

Handbuch der Ingenieurwissenschaften I. Band.



~~III 152.20~~

III-306538

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Übersetzung,
sind vorbehalten.



B7U-17 378/2017

Akc. Nr. 4688/50

Vorwort zur dritten Auflage.

Da in dem Nachlaß des Herrn Gustav Meyer, weiland Eisenbahnbauinspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück, des Bearbeiters der 1. und 2. Aufl. vom „Grundbau“, außer einem Entwurf für die neue Tafel I und für die Neubearbeitung eines kleinen Theiles des auf diese Tafel bezüglichen Textes, keine weitere Umarbeitung für die vorliegende 3. Aufl. sich vorfand, so übernahm der Unterzeichnete die Neubearbeitung des genannten Kapitels, wobei es sich als zweckmäfsig erwies, die Druckluftgründungen in ihrer Gesamtheit einem besonderen Kapitel zuzuweisen, statt, wie früher beabsichtigt, nur die neueren Druckluftgründungen als besonderes, von Herrn Prof. Zschokke, entsprechend dem von ihm verfaßten Ergänzungsheft (Fortschritte der Ing.-Wissensch. I, 1), zu bearbeitendes Kapitel VII zu bringen.

Diese vollständige Abtrennung der Druckluftgründungen von der Behandlung der übrigen Gründungsarten ist im vorliegenden Falle um so weniger anfechtbar, als die Kapitel VI und VII in einer Abteilung vereinigt bleiben, die als gemeinschaftliche Bezeichnung den Titel „Grundbau“ führt, wogegen eine getrennte Behandlung der älteren Druckluftgründungen im Kapitel VI und der neueren im Kapitel VII eine unzweckmäfsige Zersplitterung und unvermeidliche Wiederholungen herbeigeführt hätte. In der allgemeinen Übersicht (im Abschnitt B. des Kapitels VI) werden jedoch auch die Druckluftgründungen berücksichtigt, sodafs nur ihre eingehendere Behandlung im Kapitel VII, statt im Abschnitt C. des Kapitels VI zu suchen ist.

Bei der Neubearbeitung des Kapitels VI erschien eine Umstellung und Verschiebung des Stoffes, gegenüber der Anordnung in den zwei vorhergehenden Auflagen, geboten, wie sie in der Einleitung näher begründet ist. Während die früheren, nunmehr in anderer Reihenfolge erscheinenden, Paragraphen durch-

gänglich eine den Neuerungen entsprechende Vermehrung und Erweiterung erfuhren, sind die §§ 2, 3, 5, 12, 13, 14, 26, 27, 31, 33, 38 und 39 als im wesentlichen neu zu bezeichnen. Die Tafeln sind, unter Vermehrung der Figuren, sämtlich umgezeichnet und die Zahl der Textfiguren ist, unter teilweiser Benutzung früherer Tafelfiguren und der Textfiguren des Ergänzungsheftes (Fortschritte der Ing.-Wissensch. I, 2), von 26 auf 143 gestiegen.

Das Kapitel VII stellt sich im wesentlichen als eine Umarbeitung des Ergänzungsheftes (Fortschritte der Ing.-Wissensch. I, 1) dar. Dieses wurde nicht nur durch eine geschichtliche Darstellung der Entwicklung der Druckluftgründungen, sowie durch Aufnahme der wichtigeren älteren Ausführungsweisen aus den §§ 21 bis 23 des früheren Kapitels VI (2. Aufl. des I. Bandes) und aus dem Kapitel XII des IV. Bandes (3. Abteilung, 1. Aufl.) ergänzt, sondern auch durch Besprechung einiger neueren, z. T. noch in der Ausführung begriffenen Druckluftgründungen, durch Einfügung der Paragraphen über die Förderung des gelösten Bodens, über die Luftzuführung, die Beleuchtung, die gesundheitlichen Mafsnahmen und über die Kostenberechnung, sowie durch ein beigelegtes Litteraturverzeichnis erweitert.

Die oben erwähnte Benutzung des Kapitels XII der 3. Abteilung vom IV. Bande (1. Aufl.) wurde dadurch ermöglicht, dafs der die Druckluftgründungen betreffende Teil dieses Kapitels, nach Übereinkunft mit dem Herausgeber des IV. Bandes, Herrn Geh. Baurat Prof. F. Lincke, in der neuen Auflage des IV. Bandes in Fortfall kommt.

Darmstadt, im März 1900.

L. von Willmann.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften.

Erster Band.

Übersicht des Inhaltes der dritten Auflage.

Erste Abteilung.

- I. **Vorarbeiten für Eisenbahnen.** Nach der früheren Bearbeitung von R. Richard, Königl. Reg.- und Baurat in Magdeburg und E. Mackensen, Königl. Eisenbahndirektor in Berlin neu bearbeitet von L. Oberschulte, Königl. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor in Magdeburg, unter teilweiser Mitwirkung des Reg.-Baumeisters Henkes in Magdeburg.
- II. **Bauleitung.** Von Gustav Meyer, weiland Königl. Eisenbahnbau-Inspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück unter Mitwirkung des Reg.-Baumeisters Breuer in Kerpen bei Köln.

Zweite Abteilung.

- III. **Erd- und Felsarbeiten.** Von Gustav Meyer, weiland Königl. Eisenbahnbau-Inspektor a. D. und Baudirektor in Osnabrück.
- IV. **Erdrutschungen.** Von demselben.
- V. **Stütz- und Futtermauern.** Von E. Häseler, Geh. Hofrat und Professor an der Techn. Hochschule zu Braunschweig.

Dritte Abteilung.

- VI. **Grundbau unter Ausschluss der Druckluft-Gründungen.** Von L. von Willmann, Professor an der Techn. Hochschule zu Darmstadt, unter Benutzung der von weiland Eisenbahnbau-Inspektor a. D. und Baudirektor Gustav Meyer bearbeiteten 2. Auflage.
- VII. **Druckluft-Gründungen.** Von Conrad Zschokke, Professor am Eidgenössischen Polytechnikum zu Zürich.

Vierte Abteilung.

- VIII. **Strafsenbau einschl. der Strafsenbahnen.** Von F. Laissle, Oberbaurat und Professor an der Techn. Hochschule zu Stuttgart unter teilweiser Mitwirkung des Eisenbahnbau-Inspektors Baltzer.

Fünfte Abteilung.

- IX. **Tunnelbau.** Von E. Mackensen, Königl. Eisenbahndirektor in Berlin.

Inhalts-Verzeichnis.

Vorwort zur dritten Auflage	Seite V
---------------------------------------	------------

VI. Kapitel.

Der Grundbau

unter Ausschluss eingehender Behandlung der Druckluftgründung.

Bearbeitet von L. von Willmann, Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt, unter Benutzung der von weiland Eisenbahnbauinspektor a. D. und Baudirektor Gustav Meyer in Osnabrück bearbeiteten 1. und 2. Auflage dieses Kapitels.

(Hierzu die Zeichnungstafeln I bis VII und 143 Textfiguren.)

Einleitung	1
A. Vorbereitende Arbeiten, Hilfsvorrichtungen und Baustoffe des Grundbaues.	
§ 1. Der Baugrund und seine Untersuchung	3
1. Der Baugrund	3
2. Die Untersuchung des Baugrundes	5
§ 2. Die Tragfähigkeit des Baugrundes	12
1. Tragkraft, Tragfähigkeit, zulässige Belastung	12
2. Belastungsversuche	16
3. Zahlenwerte der zulässigen Belastung	18
§ 3. Künstliche Verdichtung und Verbesserung der Baugrundes	20
1. Die Fundamentsohle liegt über dem Grundwasser	20
a) Belastung	20
b) Abrammen oder Abwalzen	20
c) Einstampfen von Steinen oder von Schutt	21
d) Anwendung von Beton- und Sandcylindern	21
e) Begießen, bei lockeren Sand- oder Kiesschichten	23
f) Cementeinpressung	23
2. Die Fundamentsohle liegt unter dem Grundwasser- oder Niedrigwasserspiegel. 20 u. 23	
a) Entwässerung, Drainierung, Absenken des Grundwasserspiegels	23
b) Einrammen hölzerner Pfähle	23
c) Einblasen von trockenem Cement	23
d) Einpressen flüssigen Cementbreies	24
3. Anwendung des Gefrierfahrens von Pötsch bei leicht beweglichen, wasser- führenden Schichten für die Zeitdauer der Gründung	20 u. 24
§ 4. Pfähle, insbesondere hölzerne Spitzpfähle	25
1. Die Holzart der Pfähle	25
2. Das Einrammen der Pfähle	26
3. Die Länge der Pfähle	27
4. Die Stärke der Pfähle	28
5. Die Zuspitzung und Beschuhung der Pfähle	28

	Seite
6. Verstärkung der Pfahlköpfe	29
7. Aufpfropfen und Verlängerung der Pfähle	30
§ 5. Schutz hölzerner Pfähle gegen Bohrwürmer	31
§ 6. Hölzerne Spundpfähle, Pfahl- und Spundwände	33
1. Die Spundpfähle	33
2. Die Spundung	34
3. Zuschärfen der Spundpfähle	35
4. Spundbohlen aus Buchenholz	35
5. Zwingen, Bund- und Eckpfähle	37
6. Pfahl- und Stülpwände	37
§ 7. Eiserne Pfähle, Pfahl- und Spundwände	37
1. Gufseiserne Rammpfähle und Platten	38
2. Schraubenpfähle	39
3. Scheibenpfähle	41
4. Spundwände aus gewelltem Eisenblech	41
5. Spundwände aus gewalztem Profileisen	42
§ 8. Das Eintreiben der Pfähle	44
1. Rammen	44
2. Wasserspülung	45
3. Dampfspülung	49
4. Einschrauben	50
§ 9. Übersicht der gebräuchlichsten Rammen	52
§ 10. Arbeitsleistung bei verschiedenen Rammen. Kosten. Wahl der Rammart	58
§ 11. Ausführung der Rammarbeiten. Gerüste	66
§ 12. Tragfähigkeit eingerammter Pfähle	70
§ 13. Abschneiden und Ausziehen der Pfähle	74
1. Vorrichtungen zum Abschneiden der Pfähle	74
2. Vorrichtungen zum Ausziehen der Pfähle	76
3. Widerstand der Pfähle gegen das Ausziehen	77
§ 14. Beseitigung von Hindernissen unter Wasser	78
1. Heben	78
2. Zersägen. Abbohren	79
3. Sprengung	80
4. Taucherarbeiten	81
§ 15. Bagger und Pumpen	82
§ 16. Beton- und Mörtelbestandteile	90
1. Mörtel Eigenschaften, Kalksteinarten	90
2. Künstliche Beimengungen	92
3. Die Cemente	95
4. Vergleichende Untersuchungen von Puzzolan-, Portland- und Romancementen	99
5. Sand	101
6. Steinzuschlag	102
7. Erhärtungszeit des Betons	102
8. Beispiele	103
§ 17. Bereitung und Versenkung des Betons. Kosten	105
1. Die Betonbereitung	105
2. Die Versenkung unter Wasser (Trichter, Kasten oder Trommeln, Säcke, Versenkung halb abgebundenen Betons, Betonbereitung unter Wasser)	109
3. Einbringen des Betons im Trockenen	118
4. Die Kosten	119
§ 18. Herstellung und Ausheben der Baugrube	120
§ 19. Umschließung der Baugrube. Fangdämme	122
1. Erddämme	123
2. Erddämme mit einseitiger Begrenzung durch Holzwände	123
3. Vereinzelt stehende Pfahl- und Spundwände	124

	Seite
4. Kastenfangdämme	125
5. Bewegliche Fangdämme	130
§ 20. Trockenlegung der Baugrube	131

B. Die verschiedenen Arten der Gründungen.

§ 21. Allgemeines, Einteilung und Übersicht	134
§ 22. Übersicht der Gründungsarten auf festem Boden im Trockenen	137
§ 23. Übersicht der Gründungsarten auf festem Boden unter Wasser	139
§ 24. Übersicht der Gründungsarten auf nicht festem Boden im Trockenen	142
§ 25. Übersicht der Gründungsarten auf nicht festem Boden unter Wasser	144

C. Beschreibung einzelner Gründungsarten unter Ausschluss der Druckluftgründung.

I. Fundamentaufbau und Flachgründung.

§ 26. Sohlenverbreiterung und umgekehrte Gewölbe	145
§ 27. Sand- und Steinschüttungen	147
§ 28. Gründung auf Beton	152
1. Betongründung innerhalb umschließender Wände	152
a) Stärke der Betonschicht	152
b) Verwendung von Pfahl- und Spundwänden	153
c) Fangdammumschließung	153
d) Quellendichtung	156
2. Betongründung unter Wasser ohne Umschließungen	156
a) Anwendung von Säcken	156
b) Verwendung von halb abgebundenem Beton	157
c) Betonbereitung unter Wasser	158
3. Betonbett mit Grundpfählen	159
4. Betonbett mit Eiseneinlagen	161
5. Kosten der Betongründung	163
§ 29. Gründung auf Schwellrost	167
1. Allgemeines	167
2. Anordnung und Ausführung des Schwellrostes	167
3. Abweichungen von der üblichen Anordnung	168
4. Schwellrost mit Betonbelag und Eisen-Schwellrost	169
§ 30. Gründung mittels des Schwimm- oder Senkkastens	170
1. Das Auflagerbett für den Senkkasten	171
2. Senkkasten mit hölzernen Seitenwänden	173
3. Hölzerne Senkkasten besonderer Art	175
4. Senkkasten mit gemauerten Seitenwandungen	176
5. Eiserne Senkkasten	177
§ 31. Der Steinkistenbau	178
§ 32. Mantelgründung, hölzerne und eiserne Pfeilerumhüllungen	181
§ 33. Sicherung der Grundbauten gegen Unterspülung	186
1. Schutzwände	186
2. Steinschüttungen	187
3. Faschinen	189
4. Pfahlwerke	190
5. Bettungen	190

II. Fundamentabsenkung und Tiefgründung.

§ 34. Pfahlrostgründung	191
1. Tiefliegender Pfahlrost	191
a) Die Rostpfähle	192
b) Die Grundrifsanordnung	192
c) Die Reihenfolge der Arbeiten	193
d) Sicherung gegen Unterspülung	193

	Seite
2. Abweichende Ausführungen	195
3. Hoher Pfahlrost	196
a) Anwendung von Sandschüttungen oder einer Betondecke	197
b) Rahmenartige Führungskasten	198
c) Steinschüttungen	198
d) Senkfaschinen	199
e) Schrägpfähle und Verankerungen	201
4. Kosten	201
§ 35. Brunnen- und Röhregründung	203
§ 36. Gründung mittels Senkbrunnen	205
1. Gemauerte Senkbrunnen	205
2. Eiserne Senkbrunnen	219
2. Hölzerne Senkbrunnen	220
§ 37. Röhren- und Kastengründung	221
1. Röhregründung	221
a) Gußeiserne Röhren	222
b) Schmiedeiserne Röhren	222
2. Kastengründung	229
a) Eiserne Kasten	229
b) Hölzerne Kasten	231
D. Anhang.	
§ 38. Zusammengesetzte Gründungen	233
1. Verschiedene zusammengesetzte Gründungen	233
2. Die Vereinigung der Mantel-, Brunnen- und Röhregründung mit der Druckluftgründung	234
§ 39. Ausbesserungsarbeiten an schadhafte Grundbauten und Wiederherstellung von Brückenpfeilern	238
§ 40. Die Gründungskosten	244
Litteratur	246

VII. Kapitel.

Druckluftgründungen.

Bearbeitet von Konrad Zschokke, Ingenieur in Aarau und Professor am eidgenössischen Polytechnikum in Zürich.

(Hierzu Tafel VIII bis XIV und 71 Textfiguren.)

A. Geschichtliche Einleitung		264
B. Gründungen mit verlorener Arbeitskammer.		
§ 1. Die Röhregründungen		268
§ 2. Caissons von gleicher Ausdehnung wie die zu erstellende Gründung		270
a) Eiserne Caissons		270
α. Mit allseitiger Blechwand		270
β. Ersparung der Deckenbleche		274
γ. Ersparung der Wandbleche		276
b) Hölzerne Caissons		278
c) Gemauerte Caissons		278
§ 3. Die Mantelbleche		283
a) Allgemeines		283
b) Maßnahmen, um den Blechmantel wiederzugewinnen, wenn er im Boden steckt		285
c) Wiedergewinnung des Blechmantels über dem Boden bei großer Wassertiefe		287
d) Ausführung des Mauerwerks in einem zweiten, beweglichen Caisson		289
e) Beschränkung der Mäntel auf Eckverkleidungen		292

		Seite
§ 4.	Die Aufstellung des Caissons	293
	a) Allgemeines	293
	b) Hängeschrauben, Hängeketten, Befestigung derselben an den Arbeitskammern	294
§ 5.	Die Erstellung fortlaufender wasserdichter Gründungen	295

C. Bewegliche Caissons oder Glocken.

§ 6.	Bewegliche Caissons, welche an Schiffen aufgehängt sind	302
§ 7.	Taucherschachte	304
§ 8.	Bewegliche Caissons, welche keiner Aufhängung an Schiffen bedürfen	306
	Stand- und Schwimmsicherheit der Glocken	314
§ 9.	Die Erstellung fortlaufender wasserdichter Fundamente mit Glocken	319

D. Verschiedenes und Werkzeuge.

§ 10.	Bedenken gegen die Ausführung von Mauerwerk und Beton in Prefsluft	322
§ 11.	Die Förderung des gelösten Bodens	324
	a) Die Luftschleusen	324
	b) Sandpumpen und Sandgebläse	330
§ 12.	Drucklufterzeugung, Luftzuführung und Luftbedarf	333
§ 13.	Beleuchtung	335
§ 14.	Die Mafsnahmen zur Erhaltung der Gesundheit	335

Anhang.

§ 15.	Die Vorzüge und Nachteile der Druckluftgründungen	337
§ 16.	Kosten der Druckluftgründungen	339
	Litteratur	340
Sachregister		344

Atlas von 14 Tafeln nebst Inhaltsverzeichnis.

VI. Kapitel.
Der Grundbau
unter Ausschluss eingehender Behandlung der Druckluftgründung.

Bearbeitet von

L. von Willmann,

Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt,

unter Benutzung der von weiland Eisenbahnbauinspektor a. D. und Baudirektor Gustav Meyer in Osnabrück verfaßten 1. und 2. Auflage dieses Kapitels.

(Hierzu Tafel I bis VII und 143 Textfiguren.)

Einleitung. Der Grundbau umfaßt alle Bauausführungen, die einem Bauwerk eine feste, möglichst unnachgiebige, vom Wasser und von der Luft nicht zerstörbare Unterlage verschaffen sollen.

Von wesentlichem Einfluß auf die Wahl und Art der Ausführungsweise dieser „Grundbau“ oder „Fundament“ genannten Unterlage sind:

1. die Beschaffenheit des Baugrundes,
2. die Art des Bauwerkes,
3. die vorhandenen Wasserverhältnisse,
4. die zur Verfügung stehenden bzw. erforderlichen Baustoffe, Geräte und Vorrichtungen,
5. die Kosten, insofern man bestrebt sein wird, den gegebenen Verhältnissen entsprechend, die geeignetste und dabei wohlfeilste Ausführungsweise zu wählen.

Dementsprechend ist im Nachstehenden die Einteilung des Stoffes so gewählt worden, daß zunächst im Abschnitt A.: Der Baugrund, die Baustoffe des Grundbaues, die vorbereitenden Arbeiten und Hilfsanlagen, sowie die Herstellung und Trockenlegung der Baugrube besprochen werden, wobei jedoch die Behandlung der in den meisten Werken über Grundbau ausführlich gebrachten Wasserhaltungs- und Schöpfmaschinen, der Bagger, Rammen, Betonbereitungs- und anderer Maschinen, nur auf eine allgemeine Übersicht, die teils der Vollständigkeit wegen, teils um Anhaltspunkte für die Wahl der anzuwendenden Maschinen zu geben, erforderlich schien, beschränkt und im Übrigen auf den IV. Band des Handbuches, „Baumaschinen“, verwiesen wurde.

Im Abschnitt B. wird eine Übersicht der verschiedenen möglichen Arten der Gründungen und ihrer Anwendungen gegeben, während im Abschnitt C. die einzelnen Gründungsarten selbst, mit Ausnahme der in Kap. VII gesondert behandelten Druckluftgründungen, zur Besprechung gelangen.

In diesem, den einzelnen Gründungsarten gewidmeten Abschnitte C. wurden unter der Bezeichnung „Fundamentaufbau und Flachgründung“ diejenigen einfacheren, meist älteren Gründungsarten zusammengefaßt, bei denen die Fundamente von einer künstlich hergestellten oder vorhandenen, in den meisten Fällen nicht tief liegenden Grundfläche, die vor schädlichen Einflüssen des Wassers geschützt werden kann, gleich dem „aufgehenden“ Mauerwerk von unten in die Höhe gebaut werden (Sand- und Steinschüttungen, Betongründung, Schwellrost, Senkkasten, Steinkistenbau, Mantelgründung). Da diese nicht tief hinabreichenden Fundamente bei Vorhandensein fließenden Wassers am meisten des Schutzes gegen Unterspülung bedürfen, so wurde diesen Gründungsarten die Besprechung der Sicherung der Grundbauten gegen Unterspülung angegliedert.

Als zweiter Teil dieses Abschnittes ergab sich, im Gegensatz zum Fundamentaufbau und zur Flachgründung, die „Fundamentabsenkung und Tiefgründung“, in welchem außer dem Pfahlrost die Brunnen-, Röhren- und Kastengründung behandelt wurde, während die gleichfalls hierher gehörende Druckluftgründung, wie schon erwähnt, dem Kap. VII zu eingehender Behandlung überwiesen ist.¹⁾ Wenn bei den hier zusammengefaßten Gründungsarten auch nur beim Pfahlrost und bei der Brunnengründung von einer eigentlichen Absenkung des Fundamentes die Rede sein kann, so sind die Röhren- und Kastengründung doch auch zur Tiefgründung zu rechnen und haben aus diesem Grunde und wegen ihrer Verwandtschaft mit der Brunnengründung hier ihren Platz finden müssen. Diese Verwandtschaft in der Ausführungsweise ist so groß, daß diese Gründungsarten häufig miteinander verwechselt werden, während sie im Nachstehenden, ihrer Eigenart entsprechend, gesondert behandelt wurden. Die „Kastengründung“, wohl zu unterscheiden von der im § 30 besprochenen Gründung mittels des mit einem Boden versehenen „Schwimm- oder Senkkastens“, wurde als ein Sonderfall der Röhrengründung aufgefaßt, da der Unterschied nur darin besteht, daß statt einer Röhre ein oben und unten offener, vier- oder mehrseitig gestalteter Kasten als Schutzwand für das zu errichtende Mauerwerk bleibend in das Erdreich versenkt wird, während bei der im § 32 besprochenen „Mantelgründung“ die in ähnlicher Weise als offener Kasten hergestellte Schutzwand, ganz oder wenigstens zum größeren Teil über das Erdreich hinausragend, den Zweck eines Fangdammes zu erfüllen hat.

Der leicht zu Mißverständnissen führende, vielfach für die soeben auseinandergehaltenen, verschiedenartigen Zwecken dienenden Kasten verwendete Ausdruck „Senkkasten“ wird durch obige Unterscheidung eindeutig. Ebenso wurde vermieden, für die zur Versenkung des Betons unter Wasser gebräuchlichen, mit Klappen versehenen Kasten den dafür gleichfalls häufig gebrauchten Namen „Senkkasten“ zu gebrauchen.

In einem Anhang D. wurden endlich die „zusammengesetzten Gründungen“, die „Ausbesserungsarbeiten“ und eine „allgemeine Besprechung der Kosten“ angefügt, während die Besprechung der Kosten der einzelnen Gründungsarten thunlichst in den betreffenden Paragraphen Berücksichtigung fand.

Unter den zusammengesetzten Gründungen sind namentlich diejenigen hervorzuheben, die eine Vereinigung der Brunnen-, Röhren- oder Mantelgründung mit der Druckluftgründung aufweisen und damit einen Übergang zu dieser, dem Kap. VII überwiesenen Gründungsart bilden.

¹⁾ Prof. Schmitt unterscheidet in ähnlicher Weise „aufgebaute“ und „versenkte“ Fundamente; vergl. Handbuch der Architektur, III. Teil, I. Band, 2. Abt. Darmstadt, 2. Aufl. 1891.

A. Vorbereitende Arbeiten, Hilfsarbeiten und Baustoffe des Grundbaues.

§ 1. Der Baugrund und seine Untersuchung. Als erste Vorbedingung für die Ausführung eines Grundbaues ist die Kenntnis des Baugrundes und, falls diese nicht vorhanden, die Untersuchung des Bodens anzusehen, damit auf Grund von Erfahrungen, oder auf Grund besonderer Beobachtungen nicht allein Schlüsse auf die Tragfähigkeit des Bodens, auf das Verhalten desselben nach der Belastung durch das aufzuführende Bauwerk und auf eine etwaige gleichmäßige Absenkung, auf ein „Setzen“ des Gebäudes in den Fundamenten gezogen werden können, sondern auch die den Verhältnissen möglichst angepaßte und daher günstigste Gründungsart (s. § 22 bis 25) in Aussicht genommen werden kann.

1. Der Baugrund. Als guter Baugrund sind die meisten Arten von gewachsenem Fels, Kies, Sand, trockener Thon- und Lehmboden anzusehen, wenn sie in genügend starken Schichten vorhanden sind. Als mittlerer Baugrund gilt nasser Thon und Lehm, sowie Sandboden, der mit Thon und Lehm gemischt ist, weil hier bereits besondere Maßnahmen zu treffen sind, wenn die Errichtung schwerer Bauwerke in Frage kommt. Schlechter, unzuverlässiger Baugrund sind Mutterboden (Humus), Torf, Moor und aufgeschütteter Boden.

a) Geschlossener Felsen hat bei einer Mächtigkeit von etwa 3 bis 4 m und bei annähernd wagerechter Lage der Schichten in der Regel eine für die meisten Bauzwecke ausreichende Tragfähigkeit. Mitunter indessen ist er zerklüftet, ungleichmäßig, in den einzelnen Teilen nicht genügend unterstützt und wird dadurch unsicher. Nicht selten ruhen die Gesteinsmassen auf Thonschichten, die in ihren oberen Teilen von Wasseradern durchzogen und dadurch erweicht werden. Solches Vorkommen wird am bedenklichsten, wenn die Schichten eine geneigte Lage haben und auf künstlichem oder natürlichem Wege bloßgelegt werden, wie es bei Thalbildungen, bei künstlichen Abträgen u. dergl. eintreten kann. — Neben einer Bewegung in lotrechtem Sinne ist dann mehr noch ein seitliches Rutschen der Schichten zu befürchten.

In Gegenden, wo Bergbau getrieben wird, kann der Felsen seine natürliche Unterstützung durch den Abbau der Flötze verlieren. Derartige Fälle sind namentlich bei der Steinkohलगewinnung häufig, wo große Massen entfernt werden und leicht Einsenkungen entstehen. Bei wichtigen Bauten hat man derartige leere Räume sorgfältig auszufüllen, sodafs künstliche Stützen gebildet werden. Auch kann es sich ereignen, dafs durch Brunnenanlagen oder Wasserleitungen Wasserbewegungen entstehen, welche weiche Bodenschichten unter dem Felsen allmählich fortwaschen und dadurch eine Senkung verursachen. Endlich ist noch die äußere Einwirkung der Luft und des Wassers zu berücksichtigen, welcher manche Felsarten unterworfen sind. Wo eine Verwitterung bereits stattgefunden hat, wird man, soweit dieselbe reicht, die loseren Schichten abarbeiten, späteren Einwirkungen aber durch geeignete Schutzmaßnahmen entgegenwirken.

Genaue Untersuchungen sind nach allen diesen Richtungen hin erforderlich und haben sich namentlich auch darauf zu erstrecken, ob beim Vorfinden von Gesteinsmassen diese wirklich geschlossenem Felsen angehören oder nur lose durch starke Fluten herbeigeführte Geschiebe sind.

b) Kies, der, aus Ablagerungen bei starken Wasserbewegungen entstanden, in der Regel eine sehr feste Lagerung der Teile zeigt, ist bei einer Mächtigkeit von 3 bis 4 m meist ein zuverlässiger Baugrund. Die Sicherungen des Fundamentes gegen

Frost und gegen äußere Einwirkungen des Wassers dürfen aber auch hier nicht außer Acht gelassen werden. Eine nachteilige Wirkung durch Quellen ist nicht sehr zu befürchten, indessen darf der Kiesboden doch nicht zu kräftigem Wasserandrang ausgesetzt werden, da sonst eine schädliche Auflockerung eintreten kann. Wo eine tiefe Gründung unter Wasser in Kiesboden vorgenommen werden muß, ist deshalb, sowie um das beschwerliche und kostspielige Wasserschöpfen zu umgehen, die Versenkung von Beton ohne Trockenlegung der Baugrube am Platze.

c) Festgelagerter Sand, sofern er gegen seitliche Bewegung und gegen Stromangriffe genügend zu schützen ist, gilt als guter Baugrund. Seine Tragfähigkeit nimmt bei genügender Mächtigkeit mit der Tiefe in hohem Grade zu, indem die einzelnen Sandteilchen einen um so stärkeren Druck und eine um so größere Reibung erfahren, je höher die Schichten darüber sind.²⁾ Dabei verteilen die Sandkörner den Druck sehr gleichmäßig, sodafs der Sand, wie schon erwähnt, zu künstlichen Gründungen (Sand-schüttungen), um den Druck bei wenig tragfähigem Boden auf eine möglichst große Fläche zu verbreiten, besonders geeignet ist. — Dem Angriff des fließenden Wassers setzt der Sand bei dem geringen Gewicht der einzelnen Teilchen einen nur geringen Widerstand entgegen. Bei Gründungen in diesem Boden ist daher jedes starke Wasserschöpfen, welches eine Auflockerung des Grundes zur Folge hat, zu vermeiden. Das Versenken von Beton, um dadurch ein wasserdichtes Bett zu erhalten, ist deshalb auch hier ein zweckmäßiges Verfahren.

Die leichte Beweglichkeit des Sandes macht ferner eine sichere Umschließung durch dichte und tiefe Spundwände oder eine Steinschüttung überall da erforderlich, wo ein Stromangriff und damit eine Unterspülung zu befürchten ist. Zur größeren Sicherheit in solchen Fällen treibt man auch, um nicht den ganzen Grundbau sehr tief legen zu müssen, Pfähle bis zu Schichten hinab, die der Gefahr des Stromangriffs nicht mehr ausgesetzt sind. — Die Pfähle lassen sich in den Sand gut und gleichmäßig eintreiben und stehen, weil der Sand nicht elastisch ist, sehr fest.

Bei Trieb- und Flugsand tritt die Leichtbeweglichkeit der Teilchen in erhöhtem Mafse auf und erfordert, wo auf solchem Boden gegründet werden muß, besondere Vorsichtsmaßregeln. Auf der anderen Seite erleichtert die Beweglichkeit des Sandes bei gewissen Gründungsarten das Hinabführen der Fundamente auf große Tiefen und hat zu dem Verfahren Veranlassung gegeben, durch künstliche Wasserspülung den Sandboden unter den zu versenkenden Grundbaukörpern zu entfernen und dadurch das Hinabgehen dieser letzteren zu beschleunigen. Die dabei entstehenden leeren Räume füllen sich, sobald die Spülung aufhört, sehr schnell wieder mit den leicht beweglichen Sandteilchen, die den Körper fest umlagern und damit das Gleichgewicht in den unteren Schichten wieder herstellen.

d) Der Thon bildet im Gegensatz zu dem, aus einzelnen starren Teilchen bestehenden, durchlässigen Sandboden eine zusammenhängende, zähe, mehr oder weniger zusammendrückbare Masse, die dem Eindringen des Wassers in ihrer natürlichen Lagerung meist widersteht. — Letztere Eigenschaft macht den Thon auch zur künstlichen Herstellung eines wasserdichten Abschlusses anwendbar.

Ist der Thon steif, enthält er kein freies Wasser, so besitzt er bei einer Mächtigkeit von etwa 3 m meist schon eine für die gewöhnlichen Bauzwecke ausreichende

²⁾ Hagen nimmt an, dafs die Last, welche eine gewisse Grundfläche tragen kann, dem Quadrate der Tiefe der Einsenkung proportional ist.

Tragfähigkeit. Auch in solchem Zustande zeigt er wohl eine gewisse Prefsbarkeit, die aber sehr gering und, weil gleichmäfsig, unschädlich ist. Durch Aufnahme von Wasser wird der Thon weicher, nachgiebiger, weniger dicht, und verliert damit die Eigenschaften eines guten Baugrundes. Die oberen Schichten eines solchen Thons kann man durch Einstampfen von Steinen, Eintreiben von Pfählen u. s. w. (vergl. § 3) verdichten und auf solche Weise auch weicheren Boden, wenn nur genügend feste Schichten darunter liegen, zum Tragen grofser Lasten fähig machen.

e) Lehm, Letten und die aus Sand und Thon gemischten Bodenarten haben je nach dem Vorherrschen des einen oder des anderen Bestandtheiles mehr die Eigenschaften des Thones oder des Sandes. Ihre Tragfähigkeit ist von den besonderen Verhältnissen abhängig.

f) Aus Trümmern von Gebirgen und fetten Erdarten gemengter Boden zeigt bei ausreichender Trockenheit und Mächtigkeit und beträchtlicher Ausdehnung häufig die Eigenschaften eines guten Baugrundes.

Bei allen diesen Bodenarten ist die Möglichkeit einer seitlichen Bewegung der das Bauwerk aufnehmenden Schichten in Erwägung zu ziehen, die bei geneigter Lage der Schichten leicht infolge der Ablagerung fetter Bestandteile, bei reichlichem Wassergehalt oder durch Erweichung einzelner Schichten durch später hinzutretendes Wasser, kurz durch die Bildung von Rutschflächen, entstehen kann.

g) Humus, Torf und Moor, die durch Mischung mit Pflanzenstoffen weich und veränderlich sind, ferner manche fetten Bodenarten, namentlich in Verbindung mit Sand, die durch reichlichen Wassergehalt aufgelöst und damit wenig widerstandsfähig geworden sind (Schlamm), endlich Bodenarten, welche durch eine künstliche Bearbeitung bereits aus ihrer natürlichen Lage gebracht sind, wie Ackergrund, aufgeschütteter Boden, mit Ausnahme der zu künstlichen Gründungen benutzten reinen Sandschüttungen, sind schlechter Baugrund und müssen abgehoben, durchteuft oder durch eine künstliche Befestigung zur Aufnahme der zugemuteten Belastung geeignet gemacht werden.

2. Die **Untersuchung des Baugrundes** hat sich auf die Aufeinanderfolge und Lagerung der einzelnen Bodenschichten, auf ihre Mächtigkeit, ihre Tragfähigkeit und ihr Verhalten gegen äufsere Einwirkungen, namentlich der Luft und des Wassers, zu erstrecken.³⁾

Liegen über diese Punkte besondere Erfahrungen vor, etwa aus Gründungen in der Nähe der betreffenden Baustelle, oder hat man es mit einfachen untrüglichen geologischen Verhältnissen zu thun, so können häufig die besonderen Bodenuntersuchungen unterbleiben. In allen zweifelhaften Fällen werden sie aber in sorgfältigster Weise erforderlich. Die Mittel bzw. Geräte, deren man sich dabei bedient, sind:

- a) Das Ausgraben,
- b) das Sondieren mittels des Sondiereisens,
- c) das Bohren mittels der Erdbohrer,
- d) das Schlagen von Probepfählen,
- e) das Belasten.

³⁾ Der Einsturz des Brückenpfeilers der im Bau begriffenen neuen Cornwall-Brücke ist, wie nachträglich angestellte Bohrungen erweisen, dadurch hervorgerufen worden, dafs die unter dem Pfeiler befindliche, als „fest“ befundene Schicht nur eine Stärke von 0,61 m hatte und der Bohrer, bei der nachträglichen Untersuchung, nach ihrer Durchdringung 4,27 m tief einsank, ohne auf festen Boden zu treffen. Engng. news 1898, Nov. S. 289.

Die unter d) und e) angeführten Ermittlungen ergeben keine Auskunft über die Art und die Schichtung des Baugrundes, dagegen sind sie für die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Bodens gegen Belastung (der sogenannten Tragfähigkeit) von großer Wichtigkeit und werden im nächsten Paragraphen zur Besprechung gelangen.

Bezüglich der Ermittlungen unter a) bis c) können wir uns hier auf die Ergänzung der Ausführungen des § 5 von Kap. III., soweit sie sich insbesondere auf die Untersuchung des Baugrundes für Gründungszwecke beziehen, beschränken, nachdem daselbst die allgemeinen Gesichtspunkte besprochen worden sind, nach welchen allerdings zum Zwecke der Vorbereitung der Erdarbeiten bei Untersuchungen des Bodens vorzugehen ist.

Zu a. Das Ausgraben giebt den sichersten Aufschluss über die Bodenbeschaffenheit, ist aber nur bis zu einer geringen Tiefe unter Wasser ausführbar.

Über die Anordnung von Versuchsschächten vergl. § 5, Kap. III.

Zu b. Das Sondierisen (Visitierisen) wird vorzugsweise zur Bestimmung der Tiefenlage des festen Baugrundes benutzt. Es besteht gewöhnlich aus einer 2 bis 4 cm starken Eisenstange, die von mehreren Arbeitern durch Drehen und Stofsen in den Boden eingetrieben wird. Sie erhält oben einen Knopf oder Bügel zum Herausziehen oder eine Hülse zum Anbringen eines Dreharmes. Für große Tiefen schraubt man sie wohl aus mehreren Stücken zusammen. — Beim Gebrauch der Sondierstange kann man aus ihrem Verhalten während des StofSENS und aus den beim Herausziehen am Eisen haften bleibenden Spuren auf die Beschaffenheit des Bodens schließen. Die damit zu erreichenden Ergebnisse sind indessen ungenau und unsicher.

Ungleich vollkommenere Vorrichtungen sind in dieser Hinsicht die Erdbohrer.

Zu c. Die Erdbohrer bestehen aus dem eigentlichen Bohrer, d. h. dem den Boden unmittelbar angreifenden angeschärften Teil und der daran befestigten, bis über das Gelände reichenden Bohrstange oder dem Gestänge. Letzteres wird, um zu großes Gewicht zu vermeiden, zuweilen durch ein Seil ersetzt (Seilbohrer).

Beim Hinabtreiben des Bohrloches wird der unten gewonnene Boden in kleinen Massen herausgeschafft und dadurch, sowie aus der Tiefe des Loches, die Kenntnis der Bodenschichten erlangt.

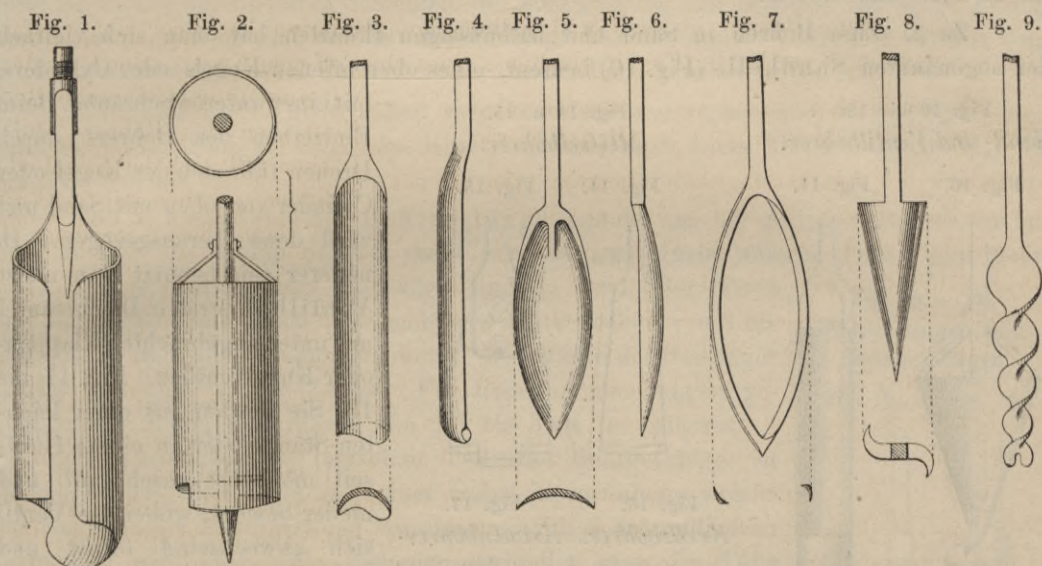
Sind die Bohrlöcher durch leicht bewegliche Schichten zu treiben, in denen die Wände sich nicht halten würden, so ist eine Ausfütterung des Bohrloches durch Röhren erforderlich; ebenso in der Regel bei Bohrungen unter Wasser.

Unter den mannigfaltigen Formen und Einrichtungen der Bohrer kann man folgende 3 Arten unterscheiden:

- α. Die eigentlichen Erdbohrer, welche gedreht werden und dadurch wirklich bohren. Sie sind in den meisten Erdarten, Humus, Moor, Lehm, Thon, auf nicht zu große Tiefen auch in festem Kies und Sand und in manchem Gestein anwendbar.
- β. Die Sandbohrer für halbflüssige Erde, Sand und Kies, welche teils gedreht, teils gestofsen werden und den Boden gleichsam schöpfen.
- γ. Die Steinbohrer zum Zermalmen bzw. Bohren des Gesteins im Boden des Bohrloches, dessen Trümmer dann durch einen zweiten Bohrer gehoben werden.

Zu α. Die eigentlichen Erdbohrer werden häufig aus einem cylinderförmigen, an der Seite aufgeschlitzten Mantel gebildet und unten mit einem Teil eines offenen

Schraubenganges versehen, sodafs beim Drehen desselben die Erdmasse abgeschnitten und in den Cylinder geprefst wird. Je nach der Dichtigkeit des Bodens wird der Cylinder mehr oder weniger geschlossen; je fester die Schichten, desto gröfser kann der seitliche Schlitz werden (Fig. 1), bleibt mitunter aber auch ganz fort (Fig. 2). Der Bohrer erhält entweder eine durchgehende, zugespitzte und in einer Schraube endigende Achse, oder er wird in dem oberen Manteltheile mit der Bohrstange verbunden, verschweisft oder vernietet (Fig. 2). — Statt eines cylinderförmigen wird häufig ein mehr oder weniger kegelförmiger Mantel gewählt.

Fig. 1 bis 9. *Erdbohrer.*

Wird der Umfang nur halbkreisförmig oder noch kleiner, so entstehen die sogenannten Löffelbohrer (Fig. 3 u. 4), die bei fester Erde, zähem Thon, weichem Gestein u. s. w. gebraucht werden. Sie dienen häufig nur zum Öffnen eines kleinen Bohrloches, welches dann mit einem zweiten Bohrer erweitert wird. Die zur Erweiterung benutzten Bohrer müssen zu einer Spitze auslaufen, um sich immer in die Achse des kleinen Bohrloches einzustellen. In den Fig. 5 und 6 ist ein solcher Bohrer dargestellt. Denkt man sich von diesem den Rücken des Löffels weggeschnitten und die beiden übrig bleibenden Arme zugespitzt, so entsteht ein reifartiger Bohrer (Fig. 7), der bei Thonboden nicht nur schneidet, sondern auch beim Hochziehen den Boden festhält.

Zur Erweiterung von Bohrlöchern in weichem Gestein läfst sich der Trepanierbohrer mit S-förmigem Querschnitt und 2 Schneiden verwenden (Fig. 8) und in ähnlicher Weise auch die sogenannte amerikanische Zunge mit mehrfachen Schraubewindungen (Fig. 9).

Müssen, um in zähem Boden Futterröhren einzutreiben, die Bohrlöcher für diesen Zweck die äufsere Weite des Rohres erhalten, während beim Ein- und Ausziehen der Bohrer sich auf die Innenweite der Röhre zurückbringen lassen mufs, so giebt man ihm, um ein Gelenk drehbare, gebogene Schenkel, welche durch Stahlfedern auseinander gedrückt werden, wenn der Bohrer unterhalb der Futterröhre arbeitet, beim Bewegen durch die Röhre aber auf das erforderliche Mafs zusammengehen — die sogenannte Krebschere.

Über einen patentierten Bohrer (D. R. P. No. 41499), der in einer Futterröhre beweglich, aus einer Bohrstange mit Flügeln aus federndem Stahl besteht, die sich beim Drehen gegen ihre Spitze selbständig weiten und bei entgegengesetzter Drehung und Anheben gegen die Rohrmündung sich wieder zusammenrollen und herausziehen lassen, vergl. die unten angegebene Quelle.⁴⁾ Nach dieser soll sich der Bohrer auch zur Bildung von Fundamentstützen, Verankerungen und zur Beseitigung größerer Steine und Baumstämme eignen. Ob er sich bewährt hat, ist nicht bekannt geworden. Es dürfte leicht ein Abbrechen der federnden Flügel vorkommen.

Die Erdbohrer erhalten, wenn sie nur zur Bodenuntersuchung dienen sollen, einen Durchmesser von 0,1 bis 0,15 m. Für Eröffnung tieferer Bohrlöcher oder zum Herstellen von Löchern für Gerüststangen, Pfählen u. s. w. macht man sie oft erheblich größer, bis zu 0,25 und 0,30 m.

Zu β . Zum Bohren in Sand und halbfüssigen Erdarten hat man sich vielfach der sogenannten Sandkelle (Fig. 10) bedient, eines oben offenen Kegels oder Cylinders,

Fig. 10 bis 13.
Sand- und Ventilbohrer.

Fig. 10.

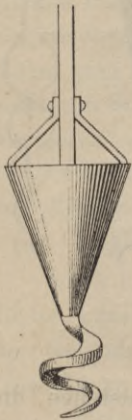


Fig. 11.



Fig. 12.



Fig. 13.



Fig. 14 u. 15.
Meißelbohrer.

Fig. 14.

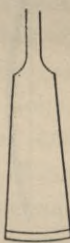


Fig. 15.

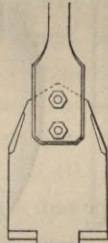


Fig. 16.

Kreuzbohrer.

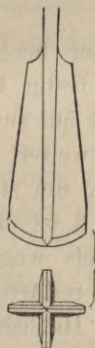
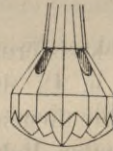


Fig. 17.

Kronenbohrer.



mit einer unteren Schraube. Beim Eintreiben des Bohrers durch Drehen füllt sich der Kegel oder Cylinder von oben mit Sand und wird dann herausgezogen. In neuerer Zeit benutzt man meist Ventilbohrer, d. h. Blechmäntel mit unten angebrachten Klappen- oder Kugelventilen, Fig. 11 bis 13. Sie werden mit einer leichten Stange oder an einem Hanfseil möglichst rasch auf und nieder bewegt, wobei das Ventil sich abwechselnd öffnet und schließt und der Cylinder sich mit Sand füllt. Bei Anwendung dieser Bohrer werden Futterröhren erforderlich, die man etwa 4 cm weiter macht als den

Bohrer. Der Durchmesser des letzteren wechselt in der Regel zwischen 0,10 und 0,15 m.

Zu γ . Die gewöhnlichen Steinbohrer bestehen aus Meißeln, welche mit festem Gestänge oder Seilen gehoben werden und beim Niederfallen das Gestein zertrümmern. Nach

jedem Schlage wird der Bohrer etwas gedreht, um stets neue Stellen des Gesteins zu treffen. Ist Grundwasser in den Bohrlöchern nicht vorhanden, so gießt man Wasser hinein, um die Arbeit zu befördern und den Bohrer zu schonen. Die Bohrmasse, der Bohrschlamm, muß von Zeit zu Zeit durch Erd- oder Sandbohrer entfernt werden. Je nach Beschaffenheit des Gesteins benutzt man den einfachen Meißelbohrer (Fig. 14 u. 15), welcher am häufigsten Anwendung findet, den Kreuzbohrer (Fig. 16), aus zwei, oder den Kronenbohrer (Fig. 17), aus mehreren sich kreuzenden Meißeln bezw. Schneiden gebildet. Letzterer wirkt auch durch Drehen allein.

⁴⁾ Ein neues Werkzeug für den Grundbau. Deutsche Bauz. 1888, S. 109.

Die Meißel, welche in verschiedenen Abarten vorkommen, als gespaltene Meißel, Bohrer mit Flügeln, um am Umfange des Bohrloches etwa stehen gebliebene Teile abzuarbeiten u. a. m., werden entweder an die Bohrstange angeschmiedet, oder um sie leichter auslösen und schärfen zu können, angesetzt und durch Keile oder Schrauben befestigt.

Während bei Meißelbohrern das Gestein nur in zerriebenem Zustande zu Tage gefördert wird, sodafs die Festigkeit desselben nur nach dem Bohrfortschritt zu beurteilen ist, erhält man durch die in neuerer Zeit im Bergbau vielfach angewandten Diamant-Kronenbohrer⁵⁾, sowie durch den Schreckenstein'schen Patentbohrer, feste Kerne der durchbohrten Schichten, die eine Prüfung des Gesteins auf seine Festigkeit gestatten, jedoch sind hierfür umständlichere Vorrichtungen erforderlich, die für Baugrunduntersuchungen wohl nur selten zur Anwendung kommen können.⁶⁾

Über einzelne in neuerer Zeit aufgekommene und vornehmlich zu Sprengarbeiten benutzte Gesteinsbohrer vergl. das Kapitel „Tunnelbau“ dieses Bandes, sowie Kap. V des IV. Bandes.⁷⁾

Das schmiedeeiserne Bohrgestänge besteht nur bei geringen Bohrtiefen mit dem Bohrer aus einem Stücke, meist wird es aus einem unteren Teile, dem Bohrstück, einem oberen, dem Kopfstück und je nach der Tiefe des Bohrloches, aus einem oder mehreren Mittelstücken von 3 bis 5 m Länge und mehr zusammengesetzt. Die Stärke des Gestänges richtet sich nach dessen Länge. Für Bodenuntersuchungen genügt in der Regel eine Stärke von 2,5 bis 3 cm im Quadrat.

Zur Verbindung der einzelnen Teile des Bohrgestänges ist es üblich, das eine Ende mit einer Gabel zu versehen, welche das folgende Stück umfasst und mit diesem durch 2 Schraubbolzen verbunden wird (Fig. 18). Seltener verbindet man die Teile durch Schraubgewinde (Fig. 19), da diese ein Drehen des Bohrers nur nach einer Richtung gestatten.

Zum Drehen und Heben des Bohrers kann man für geringe Tiefen das obere Ende des Gestänges wie beim Visitieren hülßenartig zur Aufnahme von Durchsteckarmen formen. Bei größeren Längen des Gestänges muß dieses indessen mit einem Windeseil gehoben und gesenkt werden. Das Kopfstück erhält alsdann wohl einen Bügel (Fig. 20), in welchem das Bohrgestänge sich frei drehen läßt und dessen oberer Teil von einem mit dem Windeseil fest verbundenen Haken erfaßt werden kann. Solches Kopfstück paßt bei gabelförmig verbundenen Gliedern auf jedes derselben, ist aber nicht bei Schraubenverbindungen zu benutzen. Für diese eignet sich ein Doppelhaken nach Fig. 21, dessen beide Arme soweit von einander stehen, daß der mittlere Teil eines Gliedes zwischen ihnen Platz findet, während die Verstärkung an den Enden von ihnen erfaßt wird. Beim Bohren werden die beiden Hakenarme an ihren Enden durch einen kleinen Bolzen ver-

Fig. 18 u. 19.
Kuppelungen von
Bohrgestängen.

Fig. 18. Fig. 19.

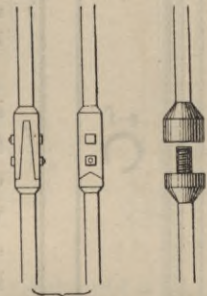
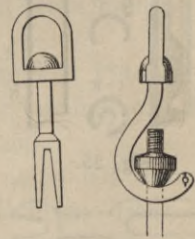


Fig. 20. Fig. 21.



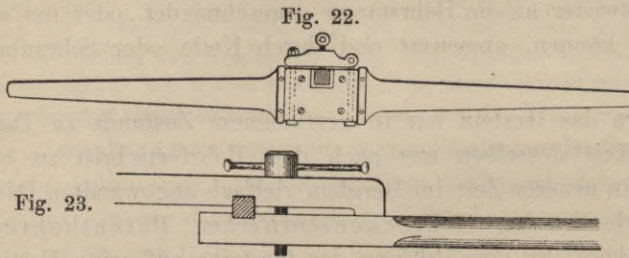
⁵⁾ Deutsche Bauz. 1876, S. 405 u. 460.

⁶⁾ Vergl. Brennecke. Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III. Heft 1. Berlin 1887. S. 85.

⁷⁾ Über Steinbohrer, bei der Turbinenanlage in Schaffhausen angewandt, vergl. „Turbinenanlage der Wasserkesellschaft in Schaffhausen“ von Kronauer. Winterthur 1867 (Wurster & Co.).

bunden, um ein Auseinanderdrängen derselben und ein Entweichen des Gestänges zu

Fig. 22 und 23. *Eiserne Hebel.*



verhüten. Das Drehen geschieht mittels eines in passender Höhe unterhalb des Kopfstückes auf die Bohrstange gesetzten Hebels von Holz oder besser von Eisen. Eiserne Hebel erhalten häufig die in Fig. 22 und 23 dargestellten Einrichtungen.

Das unter gesetzlichem Schutz stehende Tecklenburg'sche Bohrgerät besteht aus einem leichten zusammenschraubbaren Hohlgestänge, das auch als Krückstock von 13 mm Durchmesser mit abschraubbarer „Schmilme“ geliefert wird, an welches beliebige Bohrer angeschraubt werden können und mit welchem mit großer Leichtigkeit Bohrlöcher bis auf 10 m Tiefe von einem Arbeiter ausgeführt werden sollen. Als wichtigster Bohrer dient dabei die 25 bis 40 cm lange „Schappe“, welche von Gerhardt in nebenstehend dargestellter Weise (Fig. 24 bis 26) abgeändert worden ist, da die von Tecklenburg angegebene löffelartige Spitze sich als nicht zweckmäßig erwies. Statt dieser wurde von Gerhardt am unteren Ende der Röhre ein inneres scharfkantiges, flachgängiges Schraubengewinde angebracht und der Längenschlitz des Bohrers auf kurzer Strecke, nahe dem unteren Ende, bis zum Halbkreis erweitert (s. Ausschnitt *gh*), wodurch das Bohren beschleunigt wird. Das Zusammenschrauben des Gestänges erfolgt durch Schlüssel mit klauenartiger Erweiterung, die einseitig mit Zähnen ausgestattet ist (s. Fig. 25 u. 26). Fig. 25 zeigt außer dem Schlüssel eine Abfanggabel zum Festhalten des Gestänges beim Zusammensetzen desselben für größere Fahrtiefen, Fig. 26 den Reiniger.⁶⁾

Fig. 24 bis 26. *Tecklenburg'sches Bohrgerät.*

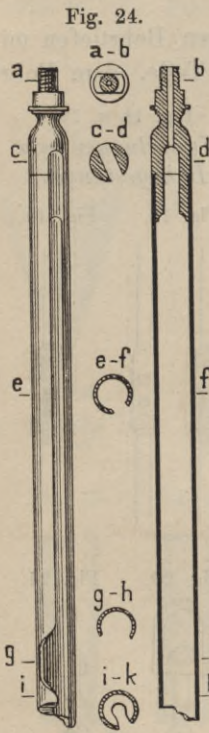
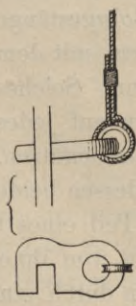


Fig. 25 zeigt außer dem Schlüssel eine Abfanggabel zum Festhalten des Gestänges beim Zusammensetzen desselben für größere Fahrtiefen, Fig. 26 den Reiniger.⁶⁾

Zum Heben und Senken des Bohrgestänges mittels des Winde-seiles wird über dem Bohrloch ein Gerüst, bei nicht zu großer erforderlicher Höhe ein dreibeiniger Bock, aufgestellt und an diesen eine Rolle befestigt, über welche das Seil nach einer Winde geführt wird. — Beträgt die Länge des Bohrgestänges mehr als die Höhe des Gerüsts, sodafs es beim Heben und Senken des Bohrers verlängert oder verkürzt werden mufs, so wird während des Ansetzens oder Abnehmens der oberen Glieder das Gestänge mittels

Fig. 27.



eines Aufhalters (Fig. 27) in geringer Höhe über dem Bohrloche erfaßt und aufgehängt. Der Aufhalter wird entweder an einem Tau befestigt oder mit Armen versehen, die sich auf den Rand des Bohrloches oder auf die Arbeitsbühne legen.

Beim Bohren in Felsboden ist es gefährlich, über eine gewisse Bohrtiefe hinaus das ganze Gestänge mit dem Bohrer aufstossen zu lassen, weil durch die Erschütterungen leicht ein Bruch entsteht. — Man trennt in solchen Fällen den oberen Teil des Gestänges von dem unteren und führt zwischen

beiden ein Wechselstück, Fallstück (Rutschschere) ein, welches beim Aufstossen des Bohrers ein Verschieben des oberen Teiles über dem unteren zuläfst. Derartige Ein-

⁶⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 422.

richtungen, z. B. nach Fig. 28, bei welchen der untere Teil des Gestänges einen Schlitz erhält, um dessen Länge eine Senkung des oberen Gestängeteils nach dem Aufstoßen des Bohrers erfolgen kann, finden indessen erst bei bedeutenden Bohrtiefen Anwendung, wie sie nur selten zu Bodenuntersuchungen für Bauzwecke vorkommen.

Entsteht während des Bohrens ein Bruch des Gestänges, so bedient man sich zum Herausschaffen des abgebrochenen Teiles sogenannter Fangvorrichtungen, welche man am oberen Teil des Gestänges befestigt und mit diesem handhabt. — Ist ein vorspringender Teil des Gestänges zu erfassen, so kann dies in einfacher Weise mit einem Haken geschehen. Zum Greifen einer glatten Stange genügt ein Bügel, der über die Stange geschoben wird, beim Aufziehen sich schräg gegen sie legt und sie dadurch festhält. Sicherer ist der spiralförmig gewundene Haken (Fig. 29), durch dessen Drehung die Stange fest eingeklemmt wird.

Mufs ein Gestängeteil von oben erfaßt werden, so benutzt man dazu Vorrichtungen nach Art der in Fig. 30 bis 34 dargestellten.

Fig. 28.
Rutschschere.

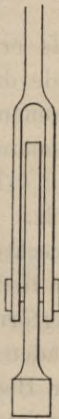


Fig. 30 bis 35. *Fangvorrichtungen.*

Fig. 29. *Fanghaken.* Fig. 30. Fig. 31. Fig. 32. Fig. 33. Fig. 34. Fig. 35.

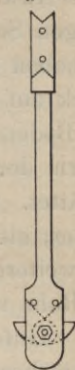
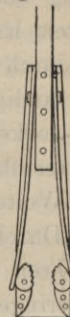
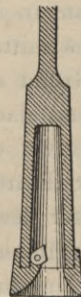
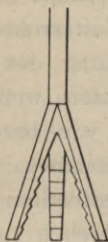
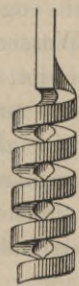
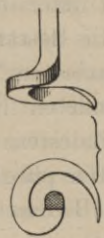


Fig. 30 ist der sogenannte Krätzer, der über das Gestänge geschraubt wird und dasselbe mit den inneren scharfen Schneiden der Schraube festhält. — Statt des einfachen Schraubenganges wendet man auch deren zwei an — doppelter Krätzer.

- „ 31 ist eine dreiarmlige Gabel mit Widerhaken an den inneren Flächen.
- „ 32 ist ein Glockeneisen mit einem Schraubengange, der ähnlich wie eine Schraubenkluppe sich in das Gestänge einschneiden soll.
- „ 33 ist eine in England vielfach gebrauchte Büchse, die unten mit scharfen Kanten und einem Daumen versehen ist. Dieser Daumen dreht sich beim Aufsetzen der Büchse auf das Gestänge etwas nach oben, beim Heben aber klemmt er sich fest gegen das Gestänge und hält dieses dadurch fest.
- „ 34 ist eine ähnliche Vorrichtung, wie die zuletzt beschriebene, mit zwei kleinen excentrischen Zahnrädern, die zwischen zwei mit der Fangvorrichtung verbundenen Platten angebracht sind und beim Aufwärtsbewegen das Gestänge einklemmen.
- „ 35 ist ein mit Daumen versehenes Gestänge zum Herausziehen von Futterröhren.



Der Ersatz der festen Gestänge durch Seile tritt nur bei stofsweise wirkenden Bohrern, vorzugsweise bei geringen Bohrtiefen, in Frage. Hanfseile dehnen sich stark und wendet man daher oft Drahtseile an.

Nachteile des Seilbohrers sind, dafs man den Bohrer nicht drehen kann und dafs er, wenn abgebrochen, sehr schwer zu fassen ist. Zum Aufholen abgerissener Seile dient ein sogenannter Fangkorb, aus 3 bis 4 federnden, mit Widerhaken versehenen Armen bestehend, die das Seil umfassen und durch eine ringförmige Hülse zusammengehalten werden.

Futterröhren werden meist aus Eisenblech hergestellt, selten aus Gufseisen und Holz. Sie müssen im Innern ohne alle Vorsprünge sein. Blechröhren erhalten für den Zweck der Bodenuntersuchung eine Wanddicke von etwa 3 bis 4 mm (bei großen Weiten für tiefe artesische Brunnen u. s. w. entsprechend mehr) und in ihrem unteren Teil eine ringförmige Verstärkung, um beim Einsetzen den Widerstand des Bodens leichter überwinden zu können. Sie werden aus einzelnen Stücken von etwa 1,2 m Länge entsprechend der Blechbreite mittels äufserer Muffen zusammengesetzt, die an dem einen Rohrstück festsitzen und mit dem nächsten vernietet, verlötet, oder für Bodenuntersuchungen am einfachsten verschraubt werden. Das Eintreiben der Röhren in den Boden geschieht bei geringen Tiefen durch Drehen mittels umgelegter Zwingen, bei größeren Tiefen unter Anwendung oben angesetzter Holzklötze durch Rammen. In sandigen, wasserhaltigen Schichten hat man in das Futterrohr auch wohl ein engeres Druckrohr eingeschoben und durch dieses mittels einer Druckpumpe einen Wasserstrahl unter starkem Druck auf den sandigen Grund unterhalb des Futterrohres geleitet, um die Bestandteile des Bodens zu lockern und dadurch die Senkung des Rohres zu veranlassen.⁹⁾ Im Innern der Futterröhren etwa entstehende Falten werden mit abgerundeten Kolben geglättet. Die Weite der Futterröhren wird, wie bereits erwähnt, mindestens 4 cm gröfser, als der Durchmesser des Bohrers angenommen. Bei großen Tiefen pflegt man mit weiteren Röhren zu beginnen, um bei bedeutendem Widerstande des Bodens später ein Rohr von geringerem Durchmesser durchschieben zu können.

Gufseiserne Röhren finden bei sehr weiten Bohrlöchern Anwendung, oder wenn ein stärkeres Rammen erforderlich wird.

Hölzerne Futterröhren kommen als durchbohrte Pfähle vor, die man durch das lose Erdreich rammt.

So hat man beim Bau der Innbrücke zu Königswart zur Untersuchung des unter beweglichem Geschiebe liegenden Flinz solche Bohrpfähle von 6 bis 7,5 m Länge bis auf eine untere Länge von 0,6 m durchbohrt und ingerammt. Nachdem die Flinzschicht erreicht war, wurde der letzte Teil des Pfahles mit einem Holzbohrer durchbohrt und darauf die Arbeit mit dem Erdbohrer begonnen, wobei der Pfahl als Leitbüchse diente. Das 15 m hohe Bohrgerüst stand dabei auf zwei gekuppelten Schiffen und konnte mit dieser Vorrichtung die Flinzschicht auf 13,5 m Tiefe angebohrt werden.¹⁰⁾

§ 2. Die Tragfähigkeit des Baugrundes.

1. **Tragkraft, Tragfähigkeit, zulässige Belastung.** Wird die Fläche F eines zunächst aus schüttbarem Material (Sand, Kies, Gerölle u. s. w.) bestehend gedachten Baugrundes mit einer stetig zunehmenden Last so lange belastet, bis gerade ein Einsinken der Last beginnt, so kann mit Engesser¹¹⁾ die Gröfse dieser äufsersten Grenz-

⁹⁾ Vergl. Mitteilung von Hübbe über Bohrungen an der Elbe unter Anwendung von Druckwasser. Deutsche Bauz. 1873, S. 92.

¹⁰⁾ Zeitschr. f. Bauk. 1877, S. 226.

¹¹⁾ Engesser. Zur Theorie des Baugrundes. Centrabl. d. Bauverw. 1893, S. 306.

belastung: die Tragkraft K des Baugrundes, ferner die auf die Flächeneinheit bezogene äußerste Grenzbelastung oder Tragkraft: die Tragfähigkeit k und endlich derjenige Bruchteil n dieser Tragfähigkeit, der einer Sicherheit $\frac{1}{n}$ entspricht: die zulässige Belastung δ des Baugrundes für die Flächeneinheit genannt werden.

Damit erhält man die Beziehungen:

$$K = Fk \dots \dots \dots 1.$$

und $\delta = nk \dots \dots \dots 2.$

Die Größe n wird je nach der Art des Bauwerkes und je nach der Bodenbeschaffenheit verschieden gewählt werden können.

Für unnachgiebigen Felsboden wäre $n = 1$ zu setzen, da die volle Tragfähigkeit ausgenutzt werden könnte. In den meisten Fällen wird diese aber bei Felsboden gar nicht voll in Anspruch genommen werden. Da nämlich die Unterfläche des Grundbaues denselben Druck erfährt, der thatsächlich auf den Baugrund ausgeübt wird, so kann eine über die zulässige Inanspruchnahme des Fundamentbaustoffes hinausgehende Belastung des Baugrundes nie in Frage kommen. Es bildet diese letztere, die für Backstein- und gutes Bruchsteinmauerwerk zu etwa 8 kg f. d. qcm, für Beton zu etwa 5 kg f. d. qcm angenommen werden darf, die oberste Grenze der zulässigen Belastung δ des Baugrundes.

Für weniger tragfähigen Boden ist durch entsprechende Mafsnahmen (Sohlenverbreiterung, Verdichtung des Bodens u. s. w., s. §§ 3, 26 u. 27) das Einhalten der als zulässig zu erachtenden Belastung zu bewirken, nachdem vorher die Tragfähigkeit des Bodens festgestellt worden ist. Hierbei ist n stets kleiner als 1 anzunehmen.

Die unmittelbare Beobachtung der Tragkraft durch Belastungsversuche (s. weiter unten unter 2.) kann zur Feststellung der Tragfähigkeit k_1 einer Bodenart an ihrer Oberfläche führen. Auch von der Stärke der Schicht und von den Wasserverhältnissen kann man sich durch Untersuchungen und Beobachtungen Kenntnis verschaffen (s. § 1). Bei tieferen Gründungen hängt jedoch die Tragfähigkeit nachgiebiger Bodenarten auch von der Gründungstiefe t und von der Größe und Gestalt der Sohlenfläche F des Grundbaues ab, da infolge der Zusammenpressung der unteren Lagen und der Belastung der zur Seite gedrängten Teile durch die darüber lagernden Erdmassen eine der Gründungstiefe entsprechende Vergrößerung k_2 der Tragfähigkeit des Baugrundes entsteht, auf welche die Form und Größe der Sohlenfläche des Grundbaues um so mehr Einfluss haben wird, je nachgiebiger der Baugrund an sich ist.

Dazu kommt bei einzelnen Gründungsarten (Brunnen-, Röhren- und Kasten Gründungen, s. § 35 bis 37) noch die Einwirkung der Reibung des Erdreiches an den Seitenwandungen des Fundamentkörpers, die, wie die eingehenden Untersuchungen von Engels¹²⁾ zeigen, eine ganz bedeutende Entlastung der Fundamentkörper, also ebenfalls eine Vergrößerung k_3 der Tragfähigkeit des Bodens herbeiführt, solange keine Hohlräume zwischen Fundamentwand und Erdreich vorhanden sind, sondern durch eine gleichmäßige Hinterfüllung auch ein gleichmäßiger Seitendruck des umgebenden Erdreiches gesichert erscheint.

Somit kann die beim Grundbau zu berücksichtigende Tragfähigkeit des Bodens aus den Einzelgrößen k_1 , k_2 und k_3 zusammengesetzt erscheinen und man hat:

$$k = k_1 + k_2 + k_3 \dots \dots \dots 3.$$

¹²⁾ H. Engels. Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 410—431.

Bei den meisten Gründungsarten werden k_2 und k_3 nicht berücksichtigt und kommen bei Flachgründungen und bei Grundbauten, die in offenen Baugruben ausgeführt werden, auch nicht in Frage. Bei Tiefgründungen jedoch, namentlich bei Brunnen-, Röhren- und Kastengründungen, sowie bei Druckluftgründungen können k_2 und k_3 einen wesentlichen Einfluss auf die Entlastung des Baugrundes ausüben, sodafs ihre Berücksichtigung für Kies- und Sandboden wohl zu empfehlen ist, während bei Thonboden davor gewarnt werden muss.

a) Den Einfluss der Tiefe t , also einen Teil der Vergrößerung (k_2) der Tragfähigkeit, berücksichtigen u. a. die Formeln von Hagen, Pauker, Jankowski und Rankine, letztere drei unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Bodeneigenschaften durch Einführung des spezifischen Gewichtes γ und des Reibungswinkels φ und unter Annahme eines ebenflächig gedachten Widerstandsprismas. So lautet z. B. die Formel von Rankine:

$$k_2 = t \cdot \gamma \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2 \dots \dots \dots 4.$$

Kurdjümooff dagegen weist durch Versuche nach¹³⁾, dafs, wie schon Culmann, Scheffler, Mohr und Winkler voraussetzten, die Gleitflächen der von einem Fundamentkörper seitlich verdrängten Massen eines aus schützbarem Boden bestehenden Untergrundes nicht ebene, sondern gekrümmte Flächen sein müssen, da jedes Element eines in Ruhe befindlichen schüttbaren Körpers, ähnlich wie die Elemente einer Flüssigkeit, zwar von allen Seiten gewisse Pressungen erleidet, diese Druckkräfte jedoch, im Gegensatz zum Verhalten der flüssigen Körper, nach den verschiedenen Richtungen hin ungleich grofs sind und ungleiche Winkel mit den Normalen zu den Flächen der Elemente bilden. Hierüber, ebenso wie über den Einflufsanteil der Gröfse und Form der Grundfläche fehlen noch maßgebende, Zahlenwerte feststellende Versuche. Als geringsten Wert für k_2 ergeben die oben erwähnten Formeln für $\varphi = 0$, also für den Fall einer Flüssigkeit:

$$k_{2 \text{ min}} = \gamma t \dots \dots \dots 5.$$

Den Einfluss der Sohlenfläche neben demjenigen der Gründungstiefe berücksichtigt eine von Schwedler¹⁴⁾ gelegentlich der Berechnung des eisernen Oberbaues für die Tragfähigkeit des Unterbettungsschotters abgeleitete Formel, nach welcher sich bei senkrechter centrischer Belastung die Tragkraft eines Flächenstückes von der Breite b und der Länge = 1 anschreibt:

$$K = bk = \frac{b^2 \gamma e^{3\rho\alpha}}{8 \cdot \sin^3 \alpha} \cdot \frac{e^{3\rho \frac{\pi}{2}} + e^{-3\rho \frac{\pi}{2}}}{3\rho + 1/3\rho} + \frac{3bt\gamma e^{2\rho(\frac{\pi}{2} + \alpha)}}{8 \cdot \sin^2 \alpha} \dots \dots \dots 6.$$

Dabei bedeuten aufer den früher vorgekommenen Bezeichnungen: ρ die Reibungsziffer = $\tan \varphi$; α einen Winkel = $\frac{\pi}{4}$; e die Basis der natürlichen Logarithmen.

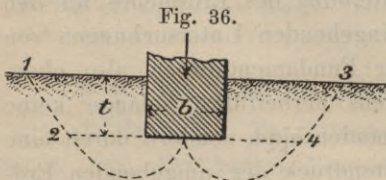
Engesser¹⁵⁾ hebt bei Besprechung dieser Formel, die er in abgekürzter Form:

$$K = \mathfrak{A} b^2 \gamma + \mathfrak{B} b t \gamma \dots \dots \dots 7.$$

und

$$k = \mathfrak{A} b \gamma + \mathfrak{B} t \gamma \dots \dots \dots 8.$$

anschreibt, hervor, dafs Schwedler einseitiges Ausweichen des Erdkörpers unter der Last annimmt, während nach den Versuchen von Kurdjümooff¹⁶⁾, doppelseitiges Ausweichen des Erdkörpers nach Fig. 36 stattfindet, was eine Verkleinerung der Gröfse \mathfrak{A} zur Folge haben dürfte. Ferner berücksichtigt Schwedler die Reibung der höher als die Grundfläche liegenden Erdmassen 1, 2, 3, 4 (s. Fig. 36) nicht, weil diese bei der Lagerung des Eisenbahnoberbaues von nur geringer Bedeutung sind. Bei gröfseren Gründungstiefen t erhöht sich aber gerade dadurch die Tragfähigkeit. Formel 8 zeigt eine lineare Abhängigkeit der Tragfähigkeit k sowohl nach der Grundfläche $F = b \cdot 1$, als auch von der Gründungstiefe t . Wird $t = 0$, so nimmt k mit der Grundfläche zu, was jedoch seine Grenze an der Druckfestigkeit



¹³⁾ Civilingenieur 1892, S. 292, vergl. auch die §§ 11, 12 und 13 im Kap. V, Abt. 2 dieses Bandes.
¹⁴⁾ Wiedergegeben im Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 90.
¹⁵⁾ Engesser. Zur Theorie des Baugrundes. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.
¹⁶⁾ Siehe Anmerkung 13.

der einzelnen Kies- und Sandkörner findet. Da die Kreisform einem Größtwerte der umschlossenen Fläche entspricht, so wird bei gleich großem Flächeninhalt also diese, und nächst dieser das Quadrat die beste Ausnutzung der Grundfläche ergeben. Für Grundflächen beliebiger Gestalt stellt Engesser den allgemeinen Satz auf, daß sich die Tragfähigkeit bei gleichmäßiger Änderung sämtlicher Abmessungen (also auch der Gründungstiefe t) im gleichen Verhältnis ändert. Für eine n mal größere Grundfläche erhöhen sich hiernach die Tragfähigkeit auf den \sqrt{n} -fachen, die Tragkraft auf den $n\sqrt{n}$ -fachen Betrag, was im Grenzfall einer reibungslosen Flüssigkeit ohne weiteres ersichtlich ist. Übrigens ergibt für diesen Grenzfall, also für $\varphi = 0$, die Schwedler'sche Formel einen zu kleinen Wert, nämlich $k_{2\min} = 0,75 t \gamma^{17}$) (vergl. Formel 5). Bei schief und außerhalb des Mittelpunktes angreifender Mittelkraft der Belastung wird die Verteilung der Kräfte in der Grundfläche eine ungleichmäßige und die Tragkraft vermindert sich dementsprechend.¹⁸⁾

b) Die Bestimmung des Einflusses der Reibung k_3 kann in der Weise erfolgen, daß man den Erddruck auf die Wandungen des Fundamentkörpers, z. B. nach der bekannten Formel von Rankine:

$$\mathcal{E} = \frac{\gamma t^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots 9.$$

bestimmt und die Reibung für die Längeneinheit des Umfanges

$$R = \mu \mathcal{E} \dots \dots \dots 10.$$

erhält, wobei für μ der betreffende Reibungskoeffizient einzusetzen ist. Bezeichnet u den Umfang, so ist für die Einheit der Grundfläche

$$k_3 = \frac{u \cdot R}{F} \dots \dots \dots 11.^{19)}$$

Die Unsicherheit besteht hierbei in der Ungenauigkeit der Erddruckformeln und in dem Mangel an zuverlässigen Werten für μ , jedoch haben die schon oben erwähnten Versuche von Engels nicht nur eine gute Übereinstimmung mit der Rankine'schen Formel ergeben, sondern auch gezeigt, daß diese übliche Rechnungsweise immer noch einen hohen Sicherheitsgrad bietet, da sie eine erheblich geringere Entlastung ergibt, als sie selbst bei sehr kleinen Bewegungen tatsächlich eintritt²⁰⁾, nur muß man der andauernden Einwirkung des Seitendruckes sicher sein und richtige Reibungskoeffizienten anwenden.

Für die Reibung glatter und rauher Sandsteinplatten gegen feinen und groben Kies wurden die in Tabelle I zusammengestellten Mittelwerte gefunden.

Tabelle I. Mittelwerte der Reibungsversuche von Engels.

Parallelepiped. Sandsteinplatte von 800 mm Länge, 150 mm Breite und 50 mm Höhe.	Art des Kieses	Art der Ober- fläche	Gewicht der Platte	Mittelwerte von		Zusammengehörige Mittelwerte von			Zeitschr. f. Bauw.	
				Weg s in mm	μ konstant	Weg s in mm	Zugkraft P_{\max} kg	Reibungs- ziffer μ_{\max}	Tab.	Seite
Unbelastet	Feinkies	glatt	4,95	15	0,604	13	3,04	0,614	1	418
		rau	"	14	0,624	13	3,12	0,631	2	418
Belastet		glatt	8,95	15	0,556	11	5,02	0,566	3	419
		rau	"	11	0,552	8,48	5,09	0,569	4	420
Unbelastet	Grobkies	glatt	4,95	12	0,568	11	2,88	0,583	5	419
		rau	"	18	0,609	16	3,07	0,621	6	420
Belastet		glatt	8,95	12	0,543	11	6,94	0,550	7	421
		rau	"	11	0,547	12	5,07	0,567	8	422

Die Reibungsversuche von Engels zeigten, daß die auf wagerechter Unterlage ruhende Last ohne Reibung auf ihr ruht und daß bei allmählich von Null an wachsender Seitenkraft P eine allmählich zunehmende Ablenkung des Druckes eintritt, wobei gleichzeitig kleine Bewegungen erfolgen. Diese Erkenntnis im Verein mit dem Ergebnis seiner Erddruckversuche, daß der Erddruck der Ruhe genau wagerecht wirkt, läßt Engels die Erklärung für das starke Anwachsen des Erddruckes bei der geringsten Abwärtsbewegung des Fundamentkörpers finden, denn sobald dieser sich zu senken anfängt, beginnt die Richtung des Erddruckes nach oben abgelenkt zu werden. Der ursprünglich wagerecht

¹⁷⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 307.

¹⁸⁾ Vergl. daselbst und Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 95.

¹⁹⁾ Vergl. Brennecke. Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 79.

²⁰⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 427.

wirkende aktive Erddruck geht dabei in einen aufwärts gerichteten passiven Druck über, die Ablenkung nimmt mehr und mehr zu, bis schliesslich der volle Reibungswinkel erreicht und nunmehr auch die volle Entlastung des Körpers eingetreten ist. Bei dem als Probekörper dienenden Sandsteincylinder von 202 mm Durchmesser und 750 mm Höhe betrug z. B. bei einer Senkung von nur 0,05 mm der Reibungswiderstand bereits 18,03 kg, beim Sandsteinprisma von 198 mm Seitenlänge der Grundfläche und 620 mm Höhe entsprach einer Senkung von 0,11 mm ein Reibungswiderstand von 18,13 kg.

Als Reibungsziffern verschiedener Materialien können noch die in Tabelle II vereinigten, von Schmoll v. Eisenwerth²¹⁾ aus je 10 Versuchen ermittelten Reibungsziffern der Bewegung angeführt werden.

Tabelle II. Reibungsziffern für verschiedene Materialien.

Bezeichnung der Materialien	μ bei trocken- nen Materialien	μ bei nassen Materialien
Eisenblech ohne Nieten auf Schotter und Sand . .	0,4583	0,4409
„ mit „ „ „ „ „ . .	0,4911	0,5481
Gufseisen, ungehobelt „ „ „ „ . .	0,4668	0,4963
Granit, rau bearbeitet „ „ „ „ . .	0,5368	0,4800
Tannenholz, geschnitten „ „ „ „ . .	0,5109	0,4985
Eisenblech ohne Nieten auf Wellsand	0,6313	0,3247
„ mit „ „ „ „	0,8391	0,4977
Gufseisen, ungehobelt „ „	0,6063	0,3796
Granit, rau bearbeitet „ „	0,7000	0,5291
Tannenholz, geschnitten „ „	0,7340	0,4793

Bezüglich des Gewichtes und Böschungswinkels der verschiedenen Erdarten kann auf die 3. Aufl. Abt. 2 des I. Bandes, Kap. V, S. 248 verwiesen werden.

2. **Belastungsversuche** sind bei nachgiebigem Boden für gröfsere Bauausführungen stets anzuraten, da aus der Beschaffenheit der Bodenart allein für verschiedene Orte und Umstände nicht unmittelbar untrügliche Schlüsse bezüglich der Tragfähigkeit gezogen werden können. Dabei ist diejenige Belastung der Flächeneinheit zu bestimmen, welche der Baugrund dauernd ohne merkbare Einsenkung zu tragen im Stande ist.

Da die Gröfse der Einsenkung an sich innerhalb gewisser Grenzen (in der Regel bis zu 25 mm) für die Standsicherheit eines Bauwerks gleichgiltig ist, wenn sie nur gleichmäfsig geschieht und innerhalb der Zeit der Fertigstellung des Gebäudes vollständig aufhört, so kann unter Umständen auch diejenige Belastung der Flächeneinheit berücksichtigt werden, bei welcher zwar eine mefsbare, aber bei dauernder Fortbelastung sich nicht merkbar ändernde Senkung eintritt. Dabei ist die Gröfse und Gestalt der Sohlfläche des Grundbaues nicht ohne Einfluss, weil bei gleicher Einheitsbelastung die Senkung mit der Gröfse und der gedrängteren Form der Grundfläche zunimmt.²²⁾ Deshalb sollten die Belastungsversuche nicht mit zu kleinen Druckflächen vorgenommen werden.²³⁾ Die vor dem Bau der Kaserne an der Esplanade zu Wesel²⁴⁾ angestellten Belastungsversuche erfolgten mit einer Art Tisch, dessen obere Platte zur Aufnahme der Belastung diente, dessen untere Druckplatte jedoch mit nur 0,0985 qm zu klein gewählt erscheint, was sich auch durch häufiges Umkippen zeigte.

²¹⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877, S. 443; vergl. auch Brennecke a. a. O. S. 78.

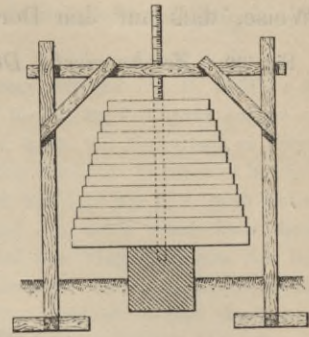
²²⁾ Vergl. Engesser. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 308.

²³⁾ Über die Ergebnisse der Bohrungen, die Untersuchungen über den in der Tiefe zu erwartenden Wasserzudrang und die Versuche über die Tragfähigkeit des Baugrundes beim Bau des neuen Hafens in Cuxhaven siehe Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 388 ff.

²⁴⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.

Lehmann²⁵⁾ schlägt nebenstehende Anordnung (siehe Fig. 37) der Belastungsvorrichtung vor, bei welcher ein Mauerklotz von 0,8 bis 1 qm Grundfläche etwa 0,5 m tief in die Sohle der Baugrube eingegraben und dann auf die Dauer einiger Tage in der Weise belastet wird, daß über ihn Eisenbahnschienen oder starke Bauhölzer als Unterlage für die vorsichtig aufgebrauchte und stetig vermehrte Belastung gestreckt werden. Eine in den Mauerklotz eingemauerte, am oberen Ende mit einer Teilung versehene Latte gestattet durch Vergleich mit dem unverrückt bleibenden Querholz des über dem Mauerklotz errichteten Joches die Ablesung einer etwaigen Einsenkung.

Fig. 37. Belastungsvorrichtung nach Lehmann.

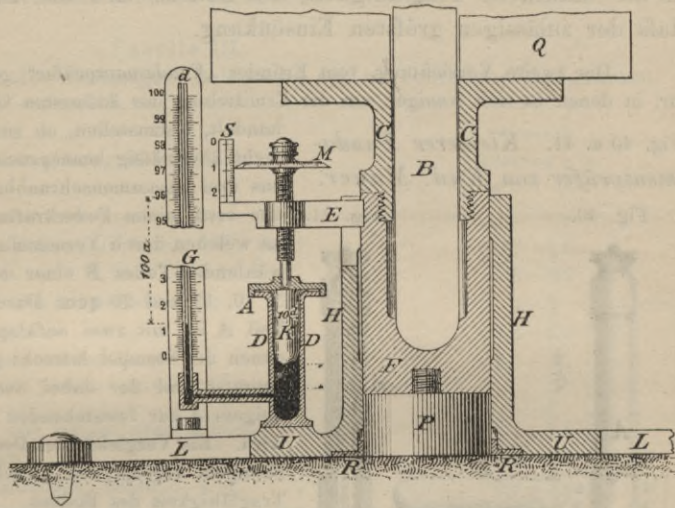


Zwei dem Ingenieur Rud. Mayer in Wien patentierte Vorrichtungen²⁶⁾ (D. R. P. No. 92218) gestatten, bei nachgiebigem Boden die Beziehungen zwischen der auf die Flächeneinheit stattfindenden Belastung und der durch sie hervorgerufenen Einsenkung des Bodens zahlenmäßig zu ermitteln.

Die eine Vorrichtung (s. Fig. 38) besteht aus einem Prefsstempel *P*, der in den Führungsbolzen *F* eingeschraubt und mit diesem in der Hülse *H* verschiebbar ist. Der obere Ansatz des Führungsbolzens trägt eine Platte zur Aufnahme der Belastung, als welche

Fig. 38. Fundamentprüfer von Rud. Mayer.

runde Metallscheiben *Q* dienen, die durchlocht sind und über einen im Führungsbolzen eingelassenen Dorn geschoben werden, um genau senkrecht über dem Prefsstempel zur Wirkung zu kommen. In der Hülse *H* befindet sich ein Schlitz, in welchem sich ein am Führungsbolzen befestigter Mitnehmerarm *E* auf und ab bewegen läßt und durch Vermittelung der Stellschraube *M* auf den Kolben *K* drückt, welcher sich in dem mit Quecksilber gefüllten Gefäß *A* verschieben kann. Dieses Gefäß *A* steht mit dem dünnen Glasrohr *G* in Verbindung, welches $\frac{1}{10}$ des



Durchmessers vom Quecksilbergefäß besitzt und daher jede Bewegung des Kolbens, d. h. die Einsenkung des Prefsstempels in den Boden, in hundertfacher Vergrößerung an der daselbst angebrachten Teilung ablesen läßt.

Die Stellschraube *M* ermöglicht die genaue Einstellung des Kolbens *K*, wobei ein auf der Rückseite des die Teilung tragenden Brettes angebrachtes Thermometer die Berichtigung der durch Wärmeschwankungen hervorgerufenen Änderungen im Stande der Quecksilbersäule gestattet.

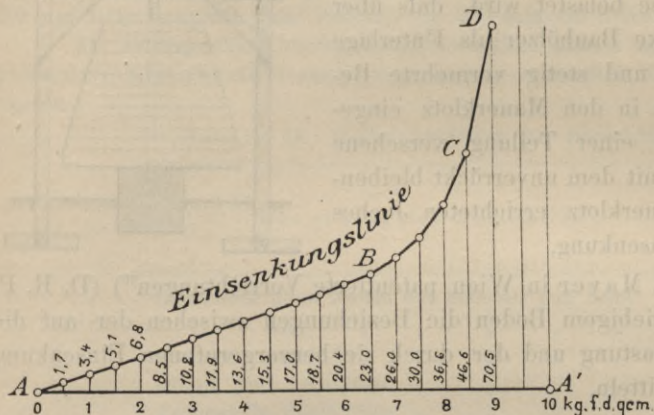
Um ein seitliches Aufsteigen des Bodens bei der Belastungsprobe zu verhindern, ist der Fuß der Hülse des Prefsstempels als breiter Ring *U* gestaltet, an welchem drei Arme *L* mit in den Boden eindringenden Spitzen die ruhige feste Stellung sichern. Die auswechselbaren Prefsstempel haben je nach Bedarf eine Größe von 5, 10, 15 und 20 qcm unterer Fläche, während die Belastungsplatten *Q* je 10 kg schwer sind.

²⁵⁾ Deutsche Bauz. 1881, S. 403.

²⁶⁾ Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 589; Schweiz. Bauz. 1896, Bd. 28, S. 155; Deutsche Bauz. 1897, S. 291; Centrabl. d. Bauverw. 1897, S. 427, 439, 452; Baugewerkszeitung 1897, S. 583.

Die Ausführung des Belastungsversuches geschieht nach Einebnung der Untersuchungsstelle und sorgfältiger Auf- und Einstellung der Vorrichtung, in der Weise, daß auf den Dorn der Reihe nach die Belastungsplatten aufgesetzt und die

Fig. 39. Zeichnerische Darstellung der Einsenkung.



hierbei eintretenden Veränderungen im Stande der Quecksilbersäule, unter Berücksichtigung der inzwischen etwa eingetretenen Wärmeveränderungen, beobachtet werden. Trägt man die Beobachtungsergebnisse zeichnerisch nach Fig. 39 auf, so erhält man als Einsenkungslinie eine Kurve, die bis zu einer gewissen Grenze B angenähert geradlinig erscheint, also die Einsenkung in geradem Verhältnis zur Belastung ergibt, darüber hinaus aber unverhältnismäßig rasch ansteigt, was einer raschen Zunahme der Einsenkung im Verhältnis zur Belastung entspricht. Den Grenzpunkt B bezeichnet Mayer als die natürliche Tragfähigkeit des Bodens und die zugehörige Einsenkung als das Maß der zulässigen größten Einsenkung.

Die zweite Vorrichtung, vom Erfinder „Fundamentprüfer“ genannt, ist für solche Fälle anwendbar, in denen es sich weniger um die Ermittlung der äußersten Grenze der Tragfähigkeit, als darum handelt, festzustellen, ob eine gegebene Belastung den Baugrund nicht übermäßig beansprucht. Dieselbe besteht (s. Fig. 40 u. 41) aus drei zusammenschraubbaren Teilen A, B und C, von denen

Fig. 40 u. 41. Kleinerer Fundamentprüfer von Rud. Mayer.

Fig. 40.

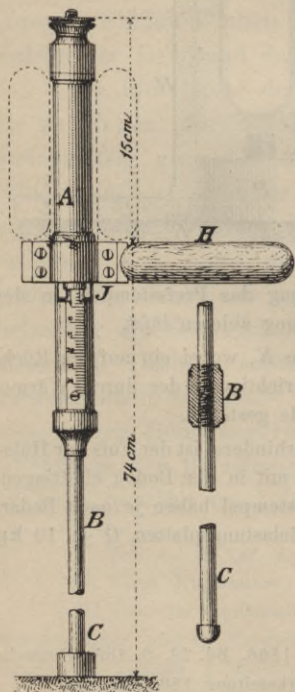


Fig. 41.



der erste einen Federkraftmesser von 30 kg Tragkraft enthält, an welchen durch Vermittelung des mittleren, verschieden lang zu wählenden Teiles B einer der auswechselbaren Prefsstempel von 5, 10, 15 und 20 qcm Durchmesser befestigt wird. Der obere Teil A ist mit zwei aufklappbaren Handgriffen H versehen, an denen der Stempel lotrecht gegen den zu untersuchenden Boden gepreßt und der dabei ausgeübte Druck an der Stellung des Zeigers J zur feststehenden Teilung des Kraftmessers abgelesen wird. Ein Vergleich des Druckes mit der Querschnittsfläche des Stempels ergibt den Druck für die Flächeneinheit, also die Tragfähigkeit des Bodens.

Wenn an verschiedenen Stellen des Baugrundes ungleiche Senkungen zu befürchten sind, der Baugrund also ungleichwertig ist, muß die Ermittlung der Tragfähigkeit mit besonderer Vorsicht erfolgen und die zulässige Belastung für die weniger tragfähigen Stellen mittels einer größeren Sicherheitsziffer festgestellt werden, da gerade bei ungleichen Senkungen Formänderungen des Bauwerkes und infolge dessen Risse entstehen können.

Über die Tragfähigkeit der Pfähle vergl. § 12.

3. Zahlenwerte der zulässigen Belastung sind im allgemeinen mit Vorsicht aufzunehmen und selbst bei

ähnlicher Bodenbildung nicht unmittelbar auf andere Orte übertragbar. Für festgelagerten Kies, Sand und steifen Thonboden kann man sie wohl zu durchschnittlich 5 kg f. d. qcm annehmen, für die oberen Schichten des Alluvialbodens jedoch entsprechend niedriger.

Bezüglich der Tragfähigkeit des Berliner Sandbodens wurden unter anderen von H. Möller die bei dortigen Kirchtürmen erreichten Belastungen des Baugrundes zu 2,6 bis 3,3 kg f. d. qcm angegeben, doch soll nach H. Blankenstein feststehen, daß er auch 3,7 kg f. d. qcm mit Sicherheit zu tragen im Stande ist; H. Giersberg will selbst bei 6,6 kg f. d. qcm Druck keine Nachteile beobachtet haben.²⁷⁾ Bei Kastengründungen ist in Berlin eine Belastung des Baugrundes bis auf 5,12 kg f. d. qcm üblich, doch ist man in schwierigen Fällen und da, wo der Baugrund sehr tief lag, auch schon über dieses Maß hinausgegangen, ohne nachteilige Folgen verspürt zu haben.²⁸⁾ Bei den Viadukt-Bauten der Berliner Stadteisenbahn wurden 4,5 kg f. d. qcm als oberste Grenze angenommen. Dabei zeigten besondere Ermittlungen, daß der sandige Untergrund in und um Berlin weit höher belastet werden darf, wenn die Last gleichförmig verteilt und ein geringes Setzen für das Bauwerk nicht nachteilig ist, daß aber da, wo der Druck sowohl der Größe, als der Richtung nach wechselt, wie dies bei den Pfeilern gewölbter Brücken stattfindet, die Grenze von 4,5 kg f. d. qcm nicht überschritten werden sollte.²⁹⁾

Die an den Mittelpfeilern der großen Hängebrücke über den East-River bei New-York vorkommenden Belastungen (der Brooklyner Pfeiler steht auf dichtem Thon, der New-Yorker auf Fels), werden wie folgt angegeben:³⁰⁾

Druck auf die Fundamentsohle	6,0 bezw. 7,1 kg f. d. qcm
" " " Oberfläche des Caissons	10 " 10,9 " " "
" " das Mauerwerk in Wasserlinie	14,7 " " "
" " die Grundfläche des mittleren Portalturmes	28,3 " " "

Tabelle III.

In England übliche Werte der zulässigen Belastung für verschiedene Bodenarten.

Beschreibung der Erdart	Zulässige Belastung σ in kg f. d. qcm.
Alluvialboden, lehmiger Boden mit 30 bis 70% Sand	0,8—1,6
Nasser Thonboden	1,6—2,2
Fester Thon mit feinem Sand gemischt	4—5
Gelber Thon (<i>yellow clay</i>)	4,4—6,5
Fester blauer Thon, fester harter Mergel	5,4—8,7
Die neue Tower-Brücke in London belastet den Boden (<i>London clay</i>) mit 4 kg f. d. qcm.	
Weiche Kreide (unrein und thonig, ohne Kiesel)	1,1—1,6
Weisse Kreide mit Kiesel	2,2—3,3
Fester Sand in Flußmündungen, Baien u. s. w.	4,9—5,5
Die holländischen Ingenieure halten eine Belastung des festen reinen Sandes von 6 kg f. d. qcm für zulässig.	
Sehr fester dichter Sand, bei Gründungen nicht unter 6 m, und sandiger Kies	6,5—7,6
Fester schiefriger und reiner Kies	6,5—8,7
Dichter (kompakter) Kies	7,6—9,8
Reiner, gleichmäßiger Themse-Kies ist bei 1 bis 1½ m Tiefe unter der Oberfläche mit 15 kg belastet, ohne nachgegeben zu haben.	
Felsboden, je nach Festigkeit und Lagerung	8,7—20
Sandstein, der in der Hand zerbröckelt werden kann	1,6—1,9

²⁷⁾ Deutsche Bauz. 1869, S. 595.

²⁸⁾ Deutsche Bauz. 1872, S. 88.

²⁹⁾ Deutsche Bauz. 1874, S. 497.

³⁰⁾ Scientific american 1876, S. 289. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 116. — Engng. 1878, S. 53.

Dafs eine Belastung von 6 bis 7 kg f. d. qcm bei Kläiboden eine viel zu hohe ist, zeigt die kürzlich, 10 Tage nach der Verkehrseröffnung, bei einem Pfeiler des eingleisigen, aus Backsteinen hergestellten Porth-Kerry-Viaduktes in England erfolgte Einsenkung um 43,2 cm bei gleichzeitiger seitlicher Bewegung von 30,5 cm. Die Belastung der 5,18 m mächtigen Klaischicht betrug dabei 6,8 kg f. d. qcm.³¹⁾

Nach Versuchen über die zulässige Belastung des Alluvialbodens in Bengalen hat sich ergeben, dafs diese zu nur 11 t f. d. qm = 1,1 kg f. d. qcm anzunehmen ist.³²⁾

Von englischen Ingenieuren werden vielfach, den verschiedenen Erdarten entsprechend, die in Tabelle III zusammengestellten Belastungen (s. S. 19) angenommen.³³⁾

§ 3. Künstliche Verdichtung und Verbesserung des Baugrundes. Nachgiebiger zusammenpreßbarer Boden kann in manchen Fällen, wenn es sich z. B. um unbedeutendere Bauten handelt, oder wenn der tragfähige Boden sehr tief liegt und daher die Hinabführung der Fundamente sehr grofse Kosten verursachen würde, vor der Ausführung der Gründung verdichtet und dadurch gewissermafsen „verbessert“ werden. Eine solche Verdichtung kann stattfinden:

1. Wenn die Fundamentsohle über dem Grundwasser liegt:
 - a) durch Belastung,
 - b) durch Abrammen oder Abwalzen,
 - c) durch Einstampfen von Steinen, Steinschlag oder Schutt,
 - d) durch Beton- oder Sandcylinder (Sandpfähle),
 - e) durch Begiefsen lockerer Kies- oder Sandschichten,
 - f) durch Cementeinpressung.
2. Wenn die Fundamentsohle unter dem Grundwasser- oder Niederwasserspiegel liegt:
 - a) durch Entwässerung, Drainierung oder Absenken des Grundwasserspiegels,
 - b) durch Einrammen hölzerner Pfähle,
 - c) durch Einblasen von trockenem Cement bei lockeren Kies- oder Sandschichten,
 - d) durch Einpressen flüssigen Cementbreies in Kies- oder Sandschichten.
3. Durch Anwendung des Gefrierfahrens von Pötsch bei leicht beweglichen, wasserführenden Schichten für die Zeitdauer der Gründungsarbeiten.

Zu 1. a. Belastung. Man bewirkt durch Aufbringen und längeres Ruhenlassen einer das Mafs der zukünftigen Belastung überschreitenden Last eine Zusammenpressung und sucht dadurch ein „Setzen“ des zu errichtenden Bauwerkes zu vermeiden. Die Belastung mufs möglichst gleichmäfsig verteilt sein und kann aus alten Eisenbahnschienen, Steinen u. s. w. bestehen, die auf einem über die ganze Fundamentsohle sich erstreckenden Bohlenboden aufgebracht werden. Es entspricht dies gewissermafsen einer Probelastung im Grofsen, ist daher recht teuer und zeitraubend und wird deshalb, sowie weil der Erfolg meist ein nur geringer ist, selten angewendet.

Zu 1. b. Abrammen oder Abwalzen. Es wird durch Handrammen oder mittels schwerer Walzen eine gewisse Zusammenpressung der Oberfläche der Baugrubensohle hervorgebracht.

Ein dem Abrammen ähnliches Verfahren wird nach der unten angeführten Quelle³⁴⁾ bei den Gründungsarbeiten für die Ausstellungsgebäude in Paris von Dulac angewendet

³¹⁾ Engng. Rec. 1898, Aug. S. 200.

³²⁾ Engng. 1875, II. S. 103. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 323.

³³⁾ Newman. Assoc. M. Inst. C. E. „Notes on cylinder bridge piers“, London 1884. S. 14 und „Der Grundbau“, Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2. Leipzig 1896. S. 1.

³⁴⁾ Revue industr. 1897, S. 393; vergl. auch Süddeutsche Bauz. 1898, S. 222.

und besteht darin, daß man mit Hilfe einer Winde und einer Auslösungsvorrichtung kegelförmige Körper aus Eisen aus einer entsprechenden Höhe herabfallen läßt, wobei der Boden zusammengedrückt wird und Löcher entstehen, die mit Beton oder einer ähnlichen erhärtenden Masse ausgefüllt werden können.

Zu 1. c. Einstampfen von hochkantig gestellten Steinen, Steinschlag oder Schutt. Letztere werden in mehreren Schichten von etwa 30 cm Stärke übereinander eingestampft, bis der Boden, ohne erhöht zu sein, angemessen fest geworden ist. Dieses Verfahren ist namentlich in Marschgegenden, u. a. in der Umgegend von Bremen gebräuchlich.

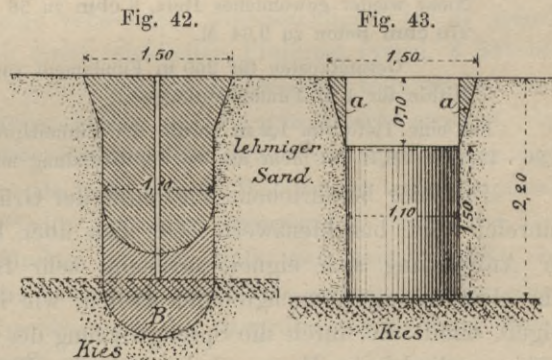
Zu 1. d. Sand- oder Betoneylinder werden in der Weise hergestellt, daß man Pfähle einrammt, sie wieder herauszieht und die dadurch gebildeten Löcher mit Sand oder Beton ausstampft. Durch das Einrammen der Pfähle wird der Boden an sich verdichtet und durch die Ausfüllung der Hohlräume in dieser Verdichtung erhalten. Reichen die Sand- oder Betoneylinder bis auf den festen Baugrund, so bilden sie tragende Pfeiler.

Hier ist eine eigenartige Benutzung des Dynamits zur Herstellung der Hohlräume für solche Betonpfeiler zu erwähnen, die zur Gründung einer Futtermauer für die neuen Befestigungen der Stadt Lyon zur Anwendung kam.³⁵⁾

Der Boden bestand in seinem oberen Teile aus einer 0,8 bis 2,2 m starken Schicht sehr feinen lehmigen Sandes, der mit vielen Pflanzenresten untermischt war, während unter derselben sich eine starke, in der Oberfläche wagerechte, Kiesschicht vorfand, die mit einem Wasserbecken in Verbindung stand, dessen Spiegel etwa 2 m höher, als die Kiesoberfläche war, sodafs durch den hohen Grundwasserstand der darüber liegende lehmige Sand fast zu Schlamm aufgelöst war.

Auf eine Länge von 260 m hatte man die im Mittel nur 0,8 m mächtige obere Schicht zwischen Bretterwänden mit großer Mühe und hohen Kosten ausgebaggert und dann das Grundmauerwerk auf den Kies gesetzt. Für die übrige, 130 m lange Strecke betrug die Stärke der lehmigen Sandschicht 1,5 bis 2,2 m, sodafs das Ausbaggern zwischen Bretterwänden noch größere Schwierigkeiten gehabt hätte, daher wurde zu dem Mittel der Aussprengung von Hohlräumen gegriffen, die mit Beton ausgefüllt wurden.

Vier Arbeiter bohrten mit einem hohlen Bohrwerkzeuge von 43 mm äußerem Durchmesser in 2 bis 3 Minuten ein Loch bis auf den Kies, senkten an einem Holzstabe eine Ladung Dynamitpatronen



B gibt den zurückfallenden Boden an.

in den losen Boden am Grunde ein, während ein dritter Arbeiter im Cylinder stand und den Boden auswarf. Die Arbeit im Innern, schwierig wegen der Zähigkeit des Bodens, durfte nicht länger als $\frac{1}{2}$ Stunde dauern, da nach Verlauf derselben das Wasser wieder hervortrat, wie die Versuche ergeben hatten. Diese Zeit genügte indessen zum Aufräumen. Sobald

³⁵⁾ Vergl. Nouv. ann. de la constr. 1887, S. 104; Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 490, 498 u. 506 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 58.

man bis auf die Kiesschicht durchstach, wurde der Wasserandrang so mächtig, daß man nach wenigen Minuten die Arbeit im Rohre einstellen mußte. Der dann etwa noch vorhandene Rest des weichen Bodens wurde zugleich mit dem Wasser ausgeschöpft. Das Rohr von 1,5 m Höhe wurde auch bei Tiefen bis 2,2 m benutzt, indem man dann den oberen Teil des Loches kegelförmig abböschte, wie Fig. 43 zeigt, um das Nachstürzen des Bodens zu verhindern.

War der Kiesgrund freigelegt, so wurde das Rohr bis zur Hälfte vorsichtig mit Beton gefüllt und dann mittels eines starken Flaschenzuges etwas in die Höhe gezogen und so abwechselnd gefüllt und gehoben, bis die Grube voll war. Zur Befestigung des Flaschenzuges waren im oberen Rande des Blecheylinders Löcher angebracht. Sobald der obere Cylinderrand sich in der Höhe der Erdoberfläche befand, wurden die Räume *a* (s. Fig. 43) sorgfältig mit Kies hinterfüllt. Die Arbeiten wurden in verhältnismäßig kurzer Zeit ausgeführt, sodafs in einem Tage von 10 Arbeitsstunden mit gut eingewöhnten Leuten fünf Pfeiler von ungefähr 2 m Tiefe fertig gestellt wurden. Da die Entfernung der Pfeiler von Mitte zu Mitte 6 m betrug, konnte man also in einem Tage 24 m Fundament fertig stellen. Die Pfeiler wurden in Höhe der Bodenoberfläche durch flache Stichbogen verbunden, deren Herstellung keine Schwierigkeit machte.

Über die Kosten wird folgende Zusammenstellung gegeben.

1. Gründung mittels Dynamit:

Beschaffung einer Pumpe (Miete)		38,40 M.
Ankauf des Bohrers		60,00 „
72 Tagewerke zu 3,68 M. (4,60 Fr.)		264,96 „
Verschiedene Hölzer, 2 cbm zu 56 M.		112,00 „
Dynamit 15 kg zu 5,60 M.		84,00 „
150 cbm Hinterfüllung zu 1,20 M.		180,00 „
Für Arbeitseinstellung auf den benachbarten Arbeitsstellen während der Sprengung, 25 Tagewerke		80,00 „
Beton für die Pfeiler 53,29 cbm } 94,27 zu 9,69 M.		908,76 „
„ „ „ Bögen 40,98 „ }		
Zusammen für 128 m bei einer mittleren Tiefe von 1,2 m		1728,12 M.
Also für 1 m Fundamentlänge		13,50 „

2. Gründung mittels Baggerung zwischen Bohlwänden:

Herstellung der Baugrube, Baggerung, Aufstellung und Entfernung der Bohlwände, 1100 Tagewerke zu 3,20 M.		3520,00 M.
Vorhaltung des Holzes für die Bohlwände, 65 cbm zu 40 M.		2600,00 „
Nicht wieder gewonnenes Holz, 6 cbm zu 56 M.		336,00 „
270 cbm Beton zu 9,64 M.		2602,80 „
Gesamtkosten für 260 m Fundament von 0,8 m mittlerer Tiefe		9058,80 M.
Mithin für 1 m Fundamentlänge		34,84 „

Für eine Tiefe von 1,2 m würde der Einheitspreis das $1\frac{1}{2}$ fache betragen oder 52,26 M., also $52,26 - 13,50 = 38,76$ M. mehr als bei der Gründung mittels Dynamit.

Das hier beschriebene Verfahren der Gründung mittels Dynamit ist gewifs höchst sinnreich und beachtenswert. Ob sich aber häufig Fälle finden werden, in denen es zur Anwendung sich eignet, erscheint sehr fraglich. Es erfordert jedenfalls einen sehr gleichmäßigen, nachgiebigen Boden, wie ihn einige lehmige und thonige Erdarten zeigen, damit die durch die Sprengwirkung des Dynamits ausgeführte Grube eine gleichmäßige cylindrische Form erhalte, um das Einsetzen des Blechrohres zu ermöglichen. Der Boden wird ferner nicht zu durchlässig sein dürfen, damit das zurückgedrängte Wasser nicht zu schnell und nicht eher wiederkehre, als bis der lose Boden aus dem Blecheylinder entfernt ist. Eine weitere Beschränkung des Verfahrens entsteht dadurch, daß die einzelnen Sprenggruben wenigstens so weit voneinander liegen müssen, als die Wirkung des Dynamits reicht (etwa 6 m). Ein Hauptvorteil liegt in der Schnelligkeit, mit der das Verfahren durchgeführt werden kann und welche bei keiner der in Vergleich zu ziehenden Gründungsarten zu erreichen ist.

Zu 1. e. Begießen lockerer Kies- oder Sandschichten bewirkt, daß die einzelnen Teilchen sich einander mehr nähern und die Hohlräume verschwinden, wenn die Zuführung des Wassers vorsichtig und in genügender Weise erfolgt.

Zu 1. f. Cementeinpressung in lockere Kies- oder Sandschichten (vergl. unter 2. d.). Der Amerikaner R. Harris hat Triebsand dadurch befestigt, daß er zunächst durch Röhren Wasser in den Triebsand preßte, dadurch Hohlräume erzeugte und diese dann durch eingepreßten Cementbrei ausfüllte.³⁶⁾

Eine Verallgemeinerung dieses Verfahrens scheint jedoch nicht zutreffend zu sein, da bei festgelagertem und namentlich bei feinem, sandigen, wasserdurchdrungenen Boden eine vollständige Durchtränkung mit Cement nicht gelingt, weil sich dann immer nur einzelne unzusammenhängende Knollen und Nester geringer Ausdehnung von betonartiger Zusammensetzung bilden, wie dies bei den in Treptow bei Berlin angestellten Versuchen sich gezeigt hat.³⁷⁾

Zu 2. a. Entwässerung, Drainierung oder Absenken des Grundwasserspiegels. Durch dauernde Trockenlegung kann namentlich nasser Thon- oder Lehmboden tragfähig gemacht werden, während durch Abpumpen und dadurch erzielt Absenken des Grundwasserspiegels auch Sandschichten ein festeres Gefüge erhalten. Über die Absenkung des Grundwassers für die Dauer der Gründungsarbeiten, um diese im Trockenen ausführen zu können, vergl. § 20. Auch bei bereits ausgeführten Bauten kann unter Umständen eine nachträgliche Entwässerungsanlage die Standsicherheit erhöhen, wie dies die Sicherung des östlichen Landpfeilers der Eisenbahnbrücke über das Thal des Sorgeflüßchens durch Entwässerungstollen zeigt.³⁸⁾

Bald nach der Fertigstellung der genannten Brücke bildeten sich am Fusse der zum Schutz gegen Hochwasser abgepflasterten Böschung unterhalb des Landpfeilers wiederholt letzteren gefährdende Aufreibungen und Abrutschungen, die auf das Vorhandensein wasserführender Schichten hinwiesen und denen man durch Eintreiben zweier, später mit Steinen ausgepackter Stollen wirksam begegnete. Als Ursache der Erdbewegungen ergaben sich Thonschichten, die, durch zwischengelagerte, schräg abfallende und stark wasserhaltige Schichten in breiartigen Zustand versetzt, als Rutschflächen gewirkt hatten. Nachdem die Sandschichten entwässert waren, hörten die Rutschungen vollständig auf.

Zu 2. b. Einrammen hölzerner Pfähle. In Venedig werden hierzu kurze, sogenannte Füllpfähle von 1 bis 2 m Länge verwendet. Gebräuchlicher ist es jedoch, längere Pfähle zu nehmen und mit ihnen einen wirklichen Pfahlrost (vergl. § 34) herzustellen. Neben einer sehr wirksamen Verdichtung des Bodens und teils infolge einer solchen wird beim Eintreiben solcher langer Pfähle der fernere Zweck erreicht, daß durch die am Umfang der Pfähle wirkende Reibung der Druck auf eine große Tiefe verteilt und dem Nachgeben der Pfähle ein bedeutender Widerstand entgegengestellt wird. Dieses Verfahren ist mit Erfolg indes nur dann anzuwenden, wenn der Baugrund nicht elastisch ist, weil sonst befürchtet werden muß, daß mit der Zeit eine Ausgleichung des Druckes und damit eine Lockerung der Pfähle eintritt. Bis zu einem gewissen Grade kann dem durch eine Umschließung der Baugrube mittels einer Spundwand vorgebeugt werden, jedoch nicht vollkommen.

Zu 2. c. Einblasen von Cementpulver in lockeren, kiesigen oder sandigen Boden. Nach dem Ingenieur Fr. Neukirch patentierten Verfahren (D. R. P. No. 46842)

³⁶⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 164; Engng. news 1891, Bd. XXV, S. 249; Deutsche Bauz. 1894, S. 349.

³⁷⁾ Vergl. Lauter. Zur Frage des Einspritzens von Cement in wasserhaltigen Boden. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 599 und Baugewerkszeitung 1899, S. 155.

³⁸⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 448.

verwandelt sich der unter Wasser lagernde Kies oder Sand in einen festen Steinkörper. Zu diesem Zweck wird zunächst ein unten zugespitztes und mit seitlichen Durchbohrungen versehenes schmiedeisernes Rohr mittels Druckluft abgesenkt. Sobald die gewünschte Tiefe erreicht ist, wird dem Rohre durch eine Düsenvorrichtung nach Art eines Strahlengebläses trockener Cement, wie ihn die Fabriken liefern, zugeführt und mittels Prefsluft in den Boden eingeblasen, wobei das Rohr allmählich in die Höhe gezogen wird. In Abständen von 20 bis 30 cm wiederholt man diesen Vorgang, wodurch allmählich eine feste Schicht entsteht, der man durch vorheriges Schlagen von Spundwänden auch eine feste Umgrenzung geben kann. Bei Gründungsarbeiten der neuen Hafenanlagen in Bremen soll dieses Verfahren mit günstigem Erfolge angewendet worden sein.³⁹⁾

Zu 2. d. Einpressen flüssigen Cementbreies in Kies- oder Sandschichten. Kinipple wandte dieses Verfahren bereits in der Mitte der 60er Jahre beim Bau des Hermitage-Wellenbrechers im Hafen von St. Hélier auf Jersey an (vergl. § 28 unter 2. c.)⁴⁰⁾ Neuerdings wurde bei der Gründung des linksuferigen Widerlagers einer Betonbrücke bei Ethingen mit 3 Öffnungen von 20 und 21 m Lichtweite der durchlässige Kiesgrund dadurch in Beton verwandelt, daß durch eingetriebene Mannesmann-Röhren von 40 mm Lichtweite dünnflüssiger Cement so lange eingepumpt wurde, als der Untergrund ihn aufnahm, dann wurden die Röhren höher gezogen und die Cementeinführung fortgesetzt, bis die vorgesehene Höhe erreicht war.⁴¹⁾ (Vergl. auch oben unter 1. f.)

Zu 3. Das Gefrierverfahren von Pötsch⁴²⁾ besteht darin, daß Tribsand und andere leicht bewegliche wasserführende Erdschichten durch Zuführung künstlich erzeugter Kälte in fest zusammengefrorene Massen verwandelt werden und dann wie natürlich feste Gesteinsarten durchfahren werden können. Natürlich ist hier die Verdichtung bzw. Erhärtung nur eine vorübergehende. Um diese zu bewirken, werden in die bewegliche Erdschicht Röhren eingebohrt, in denen eine Chlorcalciumlauge, deren Gefrierpunkt bei -40° C. liegt, umläuft, nachdem sie durch eine Eismaschine gekühlt ist. Zur Erzielung eines Umlaufs der Flüssigkeit in den Röhren werden diese doppelwandig hergestellt und so angeordnet, daß in der äußeren, unten geschlossenen, 200 mm weiten Röhre je eine unten offene, 30 mm weite bis fast auf den Boden reicht. Durch die inneren engen Röhren wird die gekühlte Flüssigkeit eingeführt, tritt an den unteren Enden in die äußeren Röhren und steigt in den Zwischenräumen zwischen beiden nach oben auf, um hier aufgefangen und von neuem der Eismaschine zugeführt zu werden. Die Lauge geht also nicht verloren, sondern wird nach stattgefundener Abkühlung wieder von neuem verwendet.

Statt der Chlorcalciumlauge schlägt Ingenieur Gobert wasserfreies Ammoniak als Gefriermittel vor.⁴³⁾

³⁹⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 361. — Transact. of the Amer. soc. of civ. eng. 1893, Sept. S. 639, Dez. S. 580. — Engng. news 1894, I. S. 533. — Ann. des ponts et chaussées 1895, I. S. 108. — Génie civil 1895, Bd. 27, S. 366.

⁴⁰⁾ Engng. 1892, I. S. 609 u. 646. — Deutsche Bauz. 1894, S. 107 u. 349. — Engng. news 1894, I. S. 533.

⁴¹⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 60. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 115 u. 407. — Deutsche Bauz. 1898, S. 102. — Süddeutsche Bauz. 1898, S. 31. — Baugewerkszeitung 1898, S. 1501.

⁴²⁾ Pötsch. Das Gefrierverfahren. Freiberg 1855. — Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 461; 1884, S. 287. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 1125. — Zeitschr. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen im preufs. Staate, Bd. 32—34, 37 u. 41. — Bull. Soc. Ind. min. 1895, Lief. 11, S. 274 ff.

⁴³⁾ Engng. Record 1894, Bd. 29, S. 300.

Mit dem Pötsch'schen Gefrierverfahren sind trotz mancher Mißgriffe und trotz der mit ihm verbundenen schwierigen und umständlichen Arbeiten im Bergbau bei Abteufung von Schächten bedeutende Erfolge erzielt worden.⁴⁴⁾ Hier handelt es sich aber meist um so bedeutende Tiefen, wie sie mit dem Druckluftverfahren nicht zu erreichen sind. Stehen derartig große Tiefen auch bei der Gründung von Bauwerken in Frage, so bietet das Gefrierverfahren eine gewünschte Aushilfe. In allen anderen Fällen aber, bis zu Tiefen, in denen die Arbeiter ohne Gefahr für die Gesundheit noch in Druckluft sich aufhalten können (vergl. Kap. VII), wird man der Druckluftgründung den Vorzug geben, die bei dem jetzigen Stand der Technik weiter durchgebildet ist und daher geringeren Kosten- und Zeitaufwand erfordert, als das Gefrierverfahren.

Ein von dem Pötsch'schen abweichendes Gefrierverfahren hat der Kapitän Lindmark in Stockholm beim Bau eines Fußgängertunnels von 231 m Länge, 4 m Breite und Höhe angewandt, indem er zum Gefrieren des Erdbreichs zur Nachtzeit Luft von -52° C. in den durch Bretterwände abgeschlossenen Arbeitsraum eingeblasen hat.⁴⁵⁾

§ 4. Pfähle, insbesondere hölzerne Spitzpfähle. Nach dem Material, aus welchem die Pfähle bestehen, kann man hölzerne und eiserne unterscheiden. Die hölzernen Pfähle sind entweder Spitz- oder Spundpfähle.

Die Spitzpfähle, so genannt, weil sie in der Regel unten zugespitzt sind, werden meist in gewissen Entfernungen von einander gestellt oder in geringer Zahl zu geschlossenen Pfeilern oder Bündeln vereinigt; während die Spundpfähle zur Bildung von Spundwänden dicht nebeneinander eingesetzt und an den Seiten mit Spundungen, Nuten, versehen werden, mit denen sie ineinander eingreifen. Sie erhalten am unteren Ende in der Regel statt der Spitze eine Zuspitzung von zwei Seiten, sodafs sie in der Richtung der Wand eine Schneide bilden (s. § 6).

Eiserne Pfähle kommen teils als Ramppfähle vor mit ringförmigem Querschnitt oder plattenförmig mit Verstärkungsrippen, teils als Schrauben- und Scheibepfähle mit besonderen Vorrichtungen zum Eintreiben derselben (§ 7 u. 8).

Wir beschäftigen uns hier zunächst mit den hölzernen Pfählen und beginnen mit den Spitzpfählen. Man nennt dieselben

Grundpfähle, wenn sie auf ihrer ganzen Länge im Boden stehen oder wenigstens nur um ein Geringes hervorragen;

Langpfähle, wenn sie in ihrem oberen Teil freistehen, wobei der aus dem Boden hervorragende Teil im Wasser oder auferhalb desselben sich befinden kann.

Zu ersteren gehören daher meist die Rostpfähle (Piloten), obwohl diese bei hochliegenden Rosten auch Langpfähle sein können (vergl. § 34, 3.), zu letzteren die Pfähle für Bohlwerke, hölzerne Brückenpfeiler, Schiffshalter, Rüstungen, Fangdämme u. s. w.

1. Die **Holzart**, die zu den Pfählen verwandt wird, ist vorzugsweise Kiefernholz, welches seines schlanken Wuchses, seiner geringen Sprödigkeit, sowie ausreichenden Festigkeit wegen besonders dazu geeignet, in der Regel auch leicht zu beschaffen ist. — Eichenholz empfiehlt sich seiner großen Festigkeit und Dauerhaftigkeit wegen für solche Langpfähle, die der wechselnden Einwirkung des Wassers und der Luft ausgesetzt sind, wie bei Bohlwerken. Bei großen Längen der Pfähle wird es aber meist zu teuer. Das Holz der Buche und der Eller ist an der Luft nicht dauerhaft, wohl

⁴⁴⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 338. — Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 249, 278 und 495.

⁴⁵⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 537.

aber im Wasser, daher nur zu Grundpfählen bzw. Spundpfählen tauglich. Beim Austrocknen wirft es sich sehr stark, weshalb es zu Wasserbauten vor dem vollständigen Austrocknen zu verwenden ist. Tannen- und Fichtenholz steht dem harzreichen Kiefernholz der geringen Festigkeit wegen wesentlich nach. Wenig geeignet infolge ihrer Weichheit sind Pappeln, Weiden und ähnliche Holzarten.

Allgemein sind die in hohen trockenen Lagen gewachsenen Hölzer den auf sumpfigem und nassem Boden getriebenen vorzuziehen. Die Forderung, daß das Bauholz zu einer Jahreszeit gefällt sein soll, in welcher kein Saffttrieb stattfindet, ist für das außerhalb des Wassers zu verwendende Holz von Bedeutung, weniger für unter Wasser benutztes. Zu den Pfählen gebraucht man das Holz gern kurz nach dem Fällen, weil es dann zähe ist und beim Einrammen weniger leicht spaltet als trockenes sprödes Holz. Letzteres hat den weiteren Nachteil, daß es sich wirft und im Wasser quillt, was besonders bei Spundwänden schädlich werden kann. Wo nur trockenes Holz zur Verfügung steht, pflegt man es daher vor der Verwendung einige Zeit ins Wasser zu legen.

Die zu Pfählen bestimmten Holzstämmen müssen möglichst geradlinige Fibern haben. Krumm gewachsene Hölzer zeigen unter der Wirkung des Rammbaren Seitenschwankungen, federn und schwächen dadurch die Wirkung des Schlages ab, dringen auch leicht unregelmäßig und schief in den Boden ein. In dieser Hinsicht zeigt Kiefernholz Vorzüge vor Eichenholz, während es andererseits einen geringen Zusammenhang der einzelnen Jahresringe aufweist, die sich unter der Wirkung des Rammbaren daher leichter trennen als bei Eichenholz.

Zu den Spitzpfählen werden bei uns die Hölzer meist als Rundstämmen verwandt. Man löst gleich nach dem Fällen die Rinde ab, welche die Tragfähigkeit nicht vermehren, aber das Einrammen erschweren würde und beseitigt die Astansätze und andere vorspringende Teile; den Splint aber läßt man sitzen, weil er, wenn auch weniger fest und dauerhaft als der Kern, doch diesen schützt. Langpfähle, die in ihrem oberen Teile bekleidet werden sollen, wie Joch- und Bohlwerkspfähle, pflegt man hierzu erst nach dem Einrammen zu beschlagen, weil man dadurch eine bessere Flucht erreichen kann als im anderen Falle.

Vierkantig beschlagene Hölzer werden in der Regel nur da zu Pfählen verwandt, wo man auf ausländische Hölzer angewiesen ist und diese in kantiger Form in den Handel kommen (z. B. vielfach in England).

2. Das **Einrammen** der Pfähle geschieht meist so, daß sie mit dem Zopfende (Wipfelende) nach unten stehen. Dadurch wird zunächst die Reibung zwischen Pfahl und Boden und somit die Tragfähigkeit größer als in umgekehrter Stellung, wenn das Stammende nach unten steht. Bei Bohlwerken, Schiffshaltern u. s. w., bei denen weniger die Tragfähigkeit der Pfähle als ihr Widerstand gegen seitliches Ausweichen, gegen die äußeren Angriffe des Wassers, des Eisens, der Schiffe u. s. w. in Anspruch genommen wird, kommt außerdem der Umstand in Betracht, daß da, wo diese auf Abnutzung gerichteten Angriffe stattfinden, der Pfahl auch eine größere Stärke haben soll. Endlich leidet das stärkere Stammende eines Pfahles unter den Schlägen des Rammbaren weniger als das schwächere Zopfende.

Ausnahmsweise pflegt man die Pfähle mit dem Stammende nach unten zu setzen, wenn man einen größeren Widerstand derselben gegen Auftrieb erreichen will, wie das bei Schleusenböden und in anderen Fällen vorkommen kann, so auch bei elastischem Boden.

Perronet erwähnt hierüber Folgendes: „Wegen dieser Schnellkraft eines fetten und dichten Bodens können in einen solchen nur eine gewisse Anzahl Pfähle geschlagen werden, indem, wenn über diese hinausgegangen wird, die zuerst eingerammten wieder herauspringen, und dies wird jedesmal der Fall sein, wenn der Stofs und die gröfsere Dichtigkeit, welche das Erdreich durch die hineingeschlagenen Pfähle angenommen hat, ins Gleichgewicht gekommen sind. — Das Erdreich könnte auch schon von Natur die eben gegebene Dichtigkeit und Federkraft haben. In einem solchen Falle würde der Pfahl nur bis auf eine gewisse Tiefe eindringen, und zwar solange, als das Erdreich in die Höhe treten kann, um ihm Platz zu machen, wie bei reinem frischen Thone, wenn er fest genug ist. — Man könnte es auch so machen, dafs die Grundpfähle, welche man in einen etwas fetten und elastischen Boden gebracht hat, durch das Einschlagen eines neuen Pfahles nicht wieder herausgetrieben werden können; allein ein solcher Pfahl würde dann nicht tiefer gehen, als der im vorigen Absatze erwähnte. Es würde dazu nur nötig sein, die Pfähle mit dem starken Ende nach unten einzurammen, und zwar aus folgenden Gründen: Werden die Grundpfähle mit dem dünnen Ende nach unten eingerammt, so wirken auf ihre kegelförmigen Oberflächen von allen Seiten Kräfte, wenn ein anderer Pfahl in der Nähe eingeschlagen wird, da das Erdreich als elastisch angenommen worden; jede dieser rechtwinkelig auf die Oberfläche des Kegels wirkenden Kräfte zerlegt sich in zwei andere, von denen die eine, in wagerechter Richtung wirkende, je durch eine andere ebensolche ihr entgegengesetzte aufgehoben wird, die andere, in der Richtung der Achse wirkende, aber den Pfahl in die Höhe hebt und zum Teil herausdrängt. Aus gleichen Gründen mufs das Gegenteil erfolgen, wenn das dicke Ende unten ist, sodafs in diesem Falle die Kräfte, die auf die Pfahloberfläche wirken, weit entfernt ihn herauszudrängen, nur streben werden, ihn womöglich in der Richtung seiner Achse noch tiefer in den Grund zu drücken.“

Beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn zeigte sich an dem einen Pfeiler die eigentümliche Erscheinung, dafs während der Arbeit sich die Sohle der Baugrube um 0,31 m und mit ihr die bereits eingerammten Pfähle samt Rammrüstung um 0,1 m in die Höhe hob, eine Erscheinung, die jedoch zu keinen weiteren Besorgnissen Veranlassung gab, da eben der feste Thon, in welchen die Baugrube eingeschnitten war, eine Gefahr der Unterspülung weniger als bei den übrigen Pfeilern befürchten liefs.⁴⁶⁾

3. Die Länge der Pfähle für die verschiedenen Bauzwecke festzustellen ist von Wichtigkeit. Bei Pfählen zu Bohlwerken und ähnlichen Bauten, die keine grossen Lasten tragen sollen und ein späteres Nachsinken also nicht befürchten lassen, ergibt sich die Gesamtlänge leicht aus dem durch den Entwurf gegebenen Teil oberhalb des Bodens und aus dem davon abhängigen, meist nach allgemeinen Erfahrungssätzen bestimmten, Mafs für den Teil im Boden. Bei Bohlwerken gilt als alte Regel, die natürlich in verschiedenen Fällen wesentlichen Beschränkungen unterworfen ist, die Pfähle etwa ebenso tief im Boden stehen zu lassen, wie sie darüber hervorragten. Für Fangdämme und ähnliche Zwecke treibt man die Pfähle nur soweit in den Boden, dafs sie eben feststehen.

Bei Pfählen, die eine bedeutende Last tragen sollen, wie Rostpfähle, macht die Bestimmung ihrer Länge sorgfältige, oft schwierige Voruntersuchungen nötig (vergl. § 12).

Besteht der Baugrund, auf welchen die Last übertragen werden soll, aus Fels, Kies und ähnlichem Boden, in welchen die Pfähle nur wenig eindringen, so ergibt

⁴⁶⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 44.

sich ihre Länge aus der Tiefenlage des festen Baugrundes unter der Rostoberfläche und aus dem beim Abschneiden des Pfahlkopfes nach vollendetem Rammen verlorenen Teile. Es ist dabei aber zu beachten, daß an derselben Baustelle die Tiefe, in welcher die feste Schicht erreicht wird, oft schnell wechselt und deshalb eine genaue Untersuchung durch Bohrungen, Probepfähle u. s. w. erforderlich wird.

Besteht der Baugrund aus einem unelastischen, bis zu einem gewissen Grade nachgiebigen Boden, so ist es geraten, die Tiefe, bis zu welcher die Pfähle eingeschlagen werden müssen, um festzustehen, durch Probepfähle zu ermitteln. Aus der Beziehung zwischen dem Widerstand eines Pfahles gegen das Eindringen unter einer ruhenden Last und unter dem Fall des Rammhärens pflegt man ein Mindestmaß für die Bewegung des Pfahles unter den letzten Schlägen des Rammhärens festzusetzen, worauf wir weiter unten zurückkommen (vergl. § 12).

Besteht endlich der Baugrund aus einem elastischen Boden, wie weicher Thon u. s. w., so ist die Ermittlung der zweckmäßigsten Länge der Pfähle sehr schwierig. Eingetriebene Probepfähle geben in solchen Fällen keinen richtigen Anhalt, weil sie sich, solange der Boden durch andere Pfähle noch nicht verdichtet ist, leicht auf große Tiefen eintreiben lassen, die mit den übrigen Pfählen nicht zu erreichen sein würden. Andererseits kann der durch die Rammarbeiten verdichtete Boden sich später mit dem umliegenden ins Gleichgewicht setzen und damit an Widerstandsfähigkeit verlieren. Für Fälle dieser Art sind allgemein gültige Regeln nicht aufzustellen; es erfordern vielmehr die besonderen Eigenschaften des Bodens eine eingehende Prüfung unter genauer Beachtung der in ähnlichen Fällen gemachten Erfahrungen.

Erweisen sich die Rammpfähle als zu kurz, so kann man sich entweder dadurch helfen, daß man die Pfähle dichter nebeneinander setzt, damit der Boden noch mehr verdichtet und die auf jeden Pfahl kommende Last vermindert wird oder, daß man bei einzelnen Pfählen diese aufpropft, d. h. mittels eines aufgesetzten Stückes verlängert, wobei indessen mit großer Vorsicht zu verfahren ist. Im allgemeinen wird man im Zweifelsfalle die Pfähle eher etwas zu lang als zu kurz machen und das überflüssige Stück später abschneiden. Ein zu starkes Eintreiben ist zu vermeiden, weil damit die Gefahr einer Zerstörung des Pfahles während des Rammens verbunden ist.

4. Die **Stärke** der Pfähle hängt vorzugsweise von deren Länge ab. Perronet empfiehlt, Langpfählen von 15 bis 18 Fufs (5 bis 6 m) Länge eine mittlere Stärke von 10 Zoll (27 cm) zu geben und für jede 6 Fufs Mehrlänge 2 Zoll (f. d. lfd. m etwa 28 mm) an mittlerer Stärke zuzusetzen, sodaß z. B. ein Pfahl von 10 m Länge ohne Rinde 41 cm in der Mitte stark sein müßte.

Grundpfähle brauchen nicht so stark zu sein, da sie weniger leicht sich biegen und äußeren Angriffen nicht ausgesetzt sind. Sie genügen nach Perronet bei 10 bis 12 Fufs (3 bis 4 m) Länge mit etwa 9 Zoll (24 cm) Durchmesser und für jede 6 Fufs Mehrlänge mit einem Zoll Mehrstärke (f. d. lfd. m etwa 14 mm). So würde ein Grundpfahl von 10 m Länge ungefähr 33 cm in der Mitte halten müssen.

Für Fangdämme, Rüstungen u. s. w. können je nach den Umständen die Pfähle schwächer genommen, oft aber auch in sehr bedeutenden Stärken nötig werden.

5. Die **Zuspitzung und Beschuhung** der Pfähle erfolgt, um das Eindringen in den Boden zu erleichtern, indem sie vor dem Einrammen am unteren Ende drei- oder vierseitig einfach zugespitzt oder mit eisernen Schuhen versehen werden. Die unterste Spitze wird in ersterem Fall pyramidenförmig abgestumpft. Die dreiseitigen Spitzen sind wirksamer zur Verhütung des Drehens des Pfahles, leiden aber in nicht weichem Boden

der schärferen Ecken wegen mehr, weshalb namentlich bei starken Pfählen die vierseitigen Spitzen gebräuchlicher sind (Fig. 1, Taf. I). Je fester der Boden, desto weniger schlank dürfen die Spitzen sein. Ein mittleres Maß für die Länge der Zuspitzung ist etwa das $1\frac{1}{2}$ bis 2fache des Pfahldurchmessers.

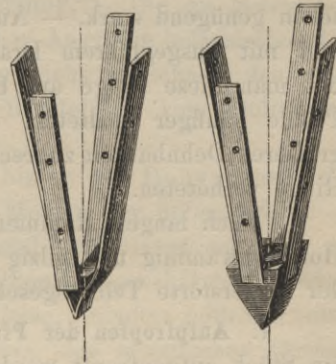
In festem Boden legen sich die hölzernen Spitzen der Pfähle leicht um und erschweren dadurch das weitere Eintreiben. Man hat sie deshalb wohl durch Anflammen gehärtet. Ungleich wirksamer aber ist es, sie mit eisernen Schuhen zu versehen, die mit je 3 oder 4 Laschen (Schienen) versehen, an den Pfahl festgenagelt werden (Fig. 2). Hierbei kommt es besonders in steinigem Boden leicht vor, daß bei ungenügender Berührungsfläche zwischen Pfahl und Schuh, und wenn die Mittellinien beider nicht zusammenfallen, die eisernen Spitzen aus der Achsenrichtung des Pfahles geraten, sich dann biegen und vom Pfahl lösen. Man darf daher das Auflager nicht zu klein nehmen. Die Nagellöcher an den Pfahlschuhen sollen ferner nicht rund, sondern länglich sein, um einen gewissen Spielraum beim Zusammendrücken der nur schwachen Spitze des hölzernen Pfahles zu gestatten.⁴⁷⁾

Mit gutem Erfolge hat man die unteren Spitzen der Pfahlschuhe wohl von Gußeisen hergestellt und an diese die schmiedeeisernen Laschen genietet (Fig. 3, Taf. I).⁴⁸⁾

Eine andere Zusammensetzung ist von Defontaine angegeben. Bei dieser werden zwei in U-Form gebogene Blechstreifen so ineinander gesteckt, daß sie die vier Lappen des Schuhs bilden (s. Fig. 44), und dann wird der Kern (die Spitze) in einer Form um den unteren Teil der Lappen gegossen (s. Fig. 45). Die Vorzüge dieser Schuhe bestehen in der innigen Verbindung der Lappen mit dem Kern und in dem geringen Gewichte. Letzteres soll bei Pfählen von 36 bis 40 cm Stärke mit 8 kg genügen und für jede 4 cm Minderstärke 1 kg weniger betragen; also beispielsweise für 20 bis 24 cm starke Pfähle 4 kg.

Fig. 44.

Fig. 45.



Pfahlschuhe ganz aus Gußeisen sind in seltenen Fällen in Form hohler Kegel, die mit den Pfählen durch Dorne verbunden werden, angewendet (Fig. 4, Taf. I).

Endlich hat man auch sehr günstige Ergebnisse mit Pfahlschuhen aus 2 bis 3 mm starkem Eisenblech erzielt, welches um einen vollen Kern von etwa 100 mm Stärke gelegt und mit diesem verschweißt wird.

Auf eine gute Anordnung und Befestigung der eisernen Pfahlschuhe ist besonderes Gewicht zu legen; dem Mangel derselben ist es zuzuschreiben, wenn solche Schuhe vielfach sich nicht bewährt haben, sodafs man von deren Anwendung nach einigen Versuchen oft ganz wieder abgesehen hat.

6. Verstärkung der Pfahlköpfe. Den Pfahlkopf versteht man, wenn er starken Rammschlägen ausgesetzt werden muß, nachdem er zur Längenrichtung des Pfahles genau senkrecht abgeschnitten und an den Kanten abgefast, mitunter auch kugel-

⁴⁷⁾ Nach der Brunel'schen Aufstellung für die Bauten auf den Zweiglinien der Great-Western-Bahn in England mußten die Schuhe für einen 12 Zoll im Quadrat haltenden Pfahl 24 bis 36 Pfd. wiegen, je nach der Natur des Bodens und der Tiefe, auf welche der Pfahl einzutreiben war. Die dabei vorgeschriebene Größe der wagerechten Berührungsfläche zwischen Pfahl und Schuh von 3 Zoll im Quadrat hat sich mehrfach als ungenügend erwiesen.

⁴⁸⁾ Vergl. auch: Gußeiserne Pfahlschuhe mit Hartgufsspitzen. Engng. news 1894, II. S. 224.

förmig abgearbeitet ist, um vom Bären in der Mitte getroffen zu werden, mit einem sorgfältig aufgepaßten eisernen Ringe, dessen Abmessungen nach der Schwere des Rammjärens und nach der Fallhöhe sich richten. Er schützt vor zu schneller Zerstörung der Holzfasern, muß aber, um diesen Zweck vollständig zu erfüllen, aus bestem sehnigen Eisen in ausreichenden Abmessungen hergestellt werden; er wird selten weniger als 25 mm stark und 60 mm hoch gemacht.

Beim Bau der Thorner Weichselbrücke hat man für die vierkantigen 26 cm starken Hölzer zu den Pfahlwänden der Pfeiler kegelförmige, in Gesenken geschmiedete Ringe von 125 mm Höhe und 55 mm mittlerer Stärke verwandt, die sich als sehr zweckmäfsig erwiesen haben sollen.

Beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg haben sich Ringe aus schwedischem Eisen von 25 mm Stärke, 50 bis 70 mm Höhe bei 27 bis 40 cm Weite gut bewährt. — Da hier namentlich im Winter die Ringe oft sprangen, so hat man Versuche mit Ringen aus Bandeisen angestellt. Ein solcher Ring hielt sich während 14 Tagen fortwährenden Gebrauchs. Das Bandeisen war 50 mm breit, wurde in einer Länge sechs- bis zwölfmal um einen hölzernen Dorn von der Dicke des Pfahles geschlagen und durch vier Niete mit länglichen Nietlöchern vernietet oder durch eine Umwicklung von ausgeglühtem Eisendraht verbunden. 12 Lagen des Bandeisens gaben 25 mm Stärke, 6 erwiesen sich schon genügend stark. — Auch Ringe von Eisendraht, welche zu einem Bündel vereinigt und mit ausgeglühtem Draht umwickelt waren, haben lange gehalten. Gleichwohl hat man diese Ringe aus Bandeisen wieder entfernt, weil bei ihrer Anwendung die Pfähle häufiger spalteten. Diese Erscheinung wird der geringeren Steifigkeit und gröfseren Dehnbarkeit zugeschrieben, Eigenschaften, welche gleichzeitig den Bruch dieser Ringe verhüteten.⁴⁹⁾

Nach langem Rammen tritt leicht ein Aufstauchen des Pfahlkopfes ein, wobei das Holz schwammig und pilzig wird und die Kraft der Rammschläge abschwächt, sodafs der so zerstörte Teil abgeschnitten und ein neuer Kopf angearbeitet werden muß.

7. Aufpfropfen der Pfähle. Muß infolge unzureichender Länge eines Pfahles ein Stück aufgepfropft werden, so empfiehlt es sich, die beiden Hölzer stumpf gegeneinander stoßen zu lassen. Um sie in ihrer Lage zu einander zu erhalten, kann man eiserne Schienen in der Längenrichtung des Pfahles durch Nägel befestigen (Fig. 5, Taf. I) oder auch in der Mitte beider Stofsflächen einen Dorn anbringen und um die Pfahlenden eiserne Ringe legen (Fig. 7), oder auch nach der in England üblichen Art beide zu verbindenden Enden mit einem gußeisernen Schuh umschließen (Fig. 9). Perronet hat in solchen Fällen eine doppelte quadrantische Verblattung angewandt (Fig. 8), die Hölzer durch einen leichten Schlag des Bären zuerst ineinander treiben und dann die Verbindungsstelle mit zwei eisernen Ringen umlegen lassen. Vielfach werden die Hölzer auch mit einfacher Verblattung zusammengefügt.

Hölzerne Pfähle von auferordentlicher Länge sind bei amerikanischen Brückenbauten zur Verwendung gekommen. Bei der Thames-Brücke bei New-London in Nordamerika sind die Grundpfähle bis zu 29 m lang. Weit überragt wird dieses Mafs aber noch durch die Langpfähle der hölzernen Joche der Brücke über den Atchafalaya-Strom (Berwicks Bay) im Zuge der Morgano-Texas- und Louisiana-Eisenbahn in Nordamerika.

⁴⁹⁾ Vergl. Köpcke. Die steuerfreie Niederlage zu Harburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 291 ff.

Dieses Bauwerk besteht aus neun mit festen eisernen Trägern überdeckten Stromöffnungen von je 48 m Weite und einer zweiarmigen Drehbrücke von 2×41 m. Der Fluß soll fast durchgehends eine Tiefe von 15 m haben; sein Bett zeigt zunächst Schlamm, darunter findet sich als sicherer Baugrund Mississippi-Thon in einer Tiefe bis 27 m unter den Auflagern der Brückenträger.

Die Joche der festen Brücke bestehen aus je zwei Bündeln zu 12 Pfählen, von denen einzelne wegen der sehr tiefen Lage des sicheren Baugrundes bis zu 41 m (135 Fufs) Länge nötig wurden. Bei solch bedeutenden Längen sind die meisten Pfähle aus zwei Baumstämmen zusammengesetzt, die durch einen 76 mm starken, 0,61 m langen inneren Dollen, sowie durch zwei eiserne, im Grundrifs halbkreisförmige, 12 mm starke, 2,13 m lange, fest um die Pfähle gelegte und durch Schrauben verbundene Laschen aufeinander gepfropft sind (s. Fig. 6, Taf. I). Zum Anbringen der Schrauben sind die Laschen an den Längskanten mit Winkeleisen versehen.

Zum Einrammen der Pfähle ist eine schwimmende Dampftramme mit 28,7 m hoher Rute und 5 t schwerem Rammbären benutzt. Die erforderliche Versteifung der Pfeiler ist mittels Kettenbänder und Zangen, zum Teil durch Taucherarbeit, in etwa 14 m Tiefe bewirkt worden.

Zahlreiche Brücken über Nebenarme des Mississippi, wie Bayou Boeuf, Bayou Courtoleau und andere kleinere Flüsse, teils mit eisernem, teils mit hölzernem Oberbau versehen, sollen auf der genannten Bahn und auf der Bahn von New-Orleans nach Mobile in gleicher Weise ausgeführt sein.⁵⁰⁾

Alle solche Verbindungen schwächen den Pfahl wesentlich und sind deshalb thunlichst zu vermeiden; jedenfalls ist ein Aufpfropfen mehrerer Pfähle nebeneinander bei größeren Grundbauten unzulässig.

§ 5. Schutz hölzerner Pfähle gegen Bohrwürmer.⁵¹⁾ Die zu Seebauten verwendeten Hölzer sind in vielen Gegenden den gefährlichen Angriffen holzzerstörender Tiere ausgesetzt und bedürfen besonderer Schutzmittel, um nicht zu schnell der vollständigen Zerstörung anheimzufallen. Übrigens werden Rundpfähle vom Bohrwurm weniger angegriffen, als geschnittenes Holz.

Als eines der schädlichsten Tiere dieser Art galt bisher der Bohrwurm oder Pfahlwurm (*Teredo navalis*). Derselbe stammt aus den Meeren der heißen Zone — (vielleicht aus Ostindien) — und soll um 1780 nach Holland verschleppt sein, wo er an den Bauten bei Amsterdam schreckenerregenden, nach Millionen abgeschätzten Schaden anrichtete. Später ist er, wahrscheinlich infolge des Klimas, minder zahlreich aufgetreten, obgleich er noch jetzt an den Küsten der Nordsee, des atlantischen Oceans und anderer Meere vorkommt. Er hat ungefähr die Gröfse eines Regenwurms. Über sein Auftreten an der englischen Küste führt u. a. Rendel als Beispiel an, dafs durch ihn an dem Royal pier bei Southampton im Verlaufe von vier Jahren 14zöllige Hölzer auf 4zöllige vermindert sind. Auch an der Ostseeküste hat der Bohrwurm sich heimisch gemacht; namentlich von Warnemünde wird mitgeteilt, dafs dort mehrere Pfähle, welche im sogenannten Strom gestanden haben, arg beschädigt sind. Bis zu welchen Wassertiefen dieses Tier seine Angriffe ausführt, ist nicht aufgeklärt. Bei den Schleusenbauten in Wilhelmshaven hatte man geglaubt annehmen zu dürfen, dafs er in gröfserer Tiefe als 5 m unter Niedrigwasser nicht fressen würde und hielt hiernach die Anwendung von Drempeel-Schutzleisten aus Holz für unbedenklich. Man machte aber bald die Entdeckung, dafs nach einer 4- bis 5jährigen Dauer die Eichenholzleisten der Schleusenthore fast vollständig vom Bohrwurm aufgezehrt waren.

Andere Holzzerstörer sind die *Chelura terebrans* und vor allem die *Limnoria lignorum*⁵²⁾, die als besonders gefährlich für die Nordseeküsten erkannt ist. Das in

⁵⁰⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 304.

⁵¹⁾ Nach „Der Grundbau“, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., I. Gruppe, 2. Heft. Leipzig 1896. S. 3.

⁵²⁾ Über die *Limnoria lignorum* und über die Mittel zu deren Abwehr vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 266 und 1887, S. 78.

England unter dem Namen „*gribble*“ bekannte Tier hat dort viele Zerstörungen verursacht. An der französischen Küste scheint man erst im Jahre 1879 und zwar in Cherbourg auf dasselbe aufmerksam geworden zu sein. In Holland hat man bis vor einigen Jahren wenig über die *Limnoria* erfahren, wozu die geringe Größe des Tieres, von 2 bis 3 mm, beigetragen haben mag. In den letzten Jahren hat es sich aber auch an den holländischen Küsten ausgebreitet und es ist nicht unwahrscheinlich, daß es auch die deutschen Küsten aufsuchen wird.

In der unten angegebenen Quelle⁵³⁾ wird ausgesprochen:

„Daß dieses kleine Tierchen aber viel Unheil, und zwar in noch größerem Umfange als der Pfahlwurm, anrichten kann, geht aus dem Bericht des französischen Ingenieurs Clavenad hervor. Demzufolge führt die *Limnoria* eine ganz andere Lebensweise, als der Pfahlwurm. Letzterer lebt als Einsiedler in seinem Bohrloche von halber Fluthöhe abwärts bis auf größere Tiefen, beispielsweise bis auf 5 m unter Niedrigwasser in einzelnen Teilen der Gründung der Schleuse in Vlissingen, und füllt das Bohrloch mit seinem Körper gänzlich aus. Dagegen ist die *Limnoria* durchaus geselliger Art. Hat sie sich einmal im Holzwerk festgesetzt, so macht sie sofort Raum auch für ihre Nachkommen. Je mehr die Nachkommenschaft zunimmt, um so mehr suchen die jungen Tiere durch Seitenkanäle sich neue Wohnungen einzurichten. Mit Vorliebe wählen sie weiches Holz und bohren zunächst nur bis zum äußersten Jahresringe; erst wenn es notwendig, dringen sie weiter durch die harte Kruste bis zum folgenden Jahresringe vor. Das Holz erscheint demnach von außen sehr beschädigt, was bei den Zerstörungen durch den Bohrwurm nicht immer der Fall ist. Der jugendliche Pfahlwurm greift das Holz hauptsächlich in den Sommermonaten an, welche die Zeit seiner Fortpflanzung zu sein scheinen. Die *Limnoria* beschränkt sich jedoch nicht auf die Sommermonate. In Holzproben aus Cherbourg fand man beispielsweise im Januar Weibchen mit legereifen Eiern. Es weichen also in Bezug auf Lebensweise diese beiden Schalthiere wesentlich voneinander ab.“

Zum Schutze der Hölzer gegen die Angriffe des Bohrwurms bekleidet man deren Oberfläche an manchen Orten mit Metall in Platten, auch mit kupfernen Nägeln mit großen plattenförmigen Köpfen u. dergl.

Bei drei hölzernen Brücken in Drontheim sind die zur Unterstützung der Brückenbahn dienenden Pfähle mit Thonröhren bekleidet. Die Röhren sind nach dem Einrammen der Pfähle über diese gezogen und, jede mit der Muffe nach oben gerichtet, aufeinander gedichtet. Die unterste Röhre reicht 30 bis 40 cm in den Boden und stützt sich auf untergelegte Bohlenstücke. Nach oben reichen die Röhren nur bis in die Nähe des Niedrigwassers, weil in den höheren Wasserschichten wegen geringen Salzgehaltes der Bohrwurm nicht vorkommt. Der Zwischenraum zwischen den Thonröhren und den Pfählen wurde mit Sand ausgefüllt. Zu bemerken ist, daß im vorliegenden Falle ein Anstossen der Schiffe durch die Stellung der Pfähle ausgeschlossen ist. Bei den beweglichen, aus Rundhölzern bestehenden Teilen der Brücken, soweit sie gleichfalls unter Wasser liegen, ist eine Bleibekleidung angewandt.⁵⁴⁾

Über eine andere in Christiansand bei dem Bau einer hölzernen Landungsbrücke ausgeführte Schutzhülle wird berichtet, daß die die Landungsbrücke tragenden hölzernen Pfähle mit gußeisernen Flantschenröhren umgeben sind, deren unterste in den Boden eingeschraubt ist.⁵⁵⁾

Ein weniger kostspieliges Mittel als das Bekleiden der Hölzer mit einer Schutzhülle ist das Durchtränken mit Kreosot, welches sowohl gegen den Pfahlwurm, als auch gegen die *Limnoria* und die *Chelura* in England und Holland vielfach angewandt wird. Auch bei den Uferbauten des Hafens von New-York hat man in den

⁵³⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 266.

⁵⁴⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 540.

⁵⁵⁾ Vergl. daselbst.

letzten Jahren begonnen, die zur Verwendung gelangenden Kiefern- und Fichtenhölzer, deren Dauer unter den Angriffen des Bohrwurms zu nur 10 bis 12 Jahren angegeben wird, zur Erhöhung ihrer Haltbarkeit mit Kreosot zu tränken; dem Anscheine nach mit gutem Erfolge.

Ob das Durchtränken der Hölzer mit Kreosot ein sicheres Mittel gegen die Angriffe der Hölzerstörer ist, darüber liegen abschließende Urteile nicht vor. Jedenfalls scheint aber die Wirkung des Mittels von der reichlichen Bemessung des auf die Raumeinheit Holz eingeprefsten Kreosots abzuhängen. Da bei Oude Schild auf Texel (Holland) die *Limnoria* noch in Holzwerk gefunden ist, welches mit 160 l auf 1 cbm getränkt war, so ist es möglich, daß diese Menge zu gering gewesen ist und daß, wie der Franzose Forestier annimmt, 300 l für 1 cbm erforderlich sind, um einen hinreichenden Schutz gegen die *Limnoria* zu erhalten. Es wird empfohlen, die schweren, gummiartigen Kreosote zu verwenden und grofsporiges Holz zu wählen.⁵⁶⁾

Von den Holzarten, welche den Angriffen der genannten Hölzerstörer, wenn auch nicht unbedingt widerstehen, so doch gegen dieselben sich gut gehalten haben, ist zuvörderst das in England viel benutzte Grünholz (*Greenheart*) zu nennen.⁵⁷⁾ Bei den von Stevenson am Bell rock mit den verschiedensten Holzarten angestellten Versuchen hat dieses Holz sich besonders bewährt und wurde nach Verlauf von 19 Jahren noch gesund befunden, während Teakholz schon nach 13 Jahren angegriffen war. Nicht ganz so günstig, aber immer noch günstig genug, lauten die an der holländischen Küste bei Vlissingen gemachten Beobachtungen, wo nach Verlauf von 19 Jahren das Grünholz kleine, freilich nicht tiefgehende Löcher zeigte, während die anderen Holzarten gänzlich zerstört oder doch sehr stark angegriffen waren. Daraus kann gefolgert werden, daß der Holzwurm das Grünholz zwar angreift, aber darin nicht weiter fortleben kann und bei tieferem Eindringen abstirbt. Neuerdings wird daher das Grünholz in Holland zu Seebauten vielfach verwendet. Sein Preis soll sich in Vlissingen auf etwa 140 Mark f. d. cbm stellen.⁵⁸⁾

Eine andere Holzart, welche neben weiteren hervorragenden Eigenschaften als beständig gegen alle Bohrwürmer bezeichnet wird, ist das in Australien wachsende Jarrah-Holz, eine Art Eukalyptus, welches jetzt noch ausschließlic nach London ausgeführt werden soll.⁵⁹⁾

Endlich sei noch erwähnt, daß nach den in Kalifornien gemachten Erfahrungen nur zwei Holzarten Sicherheit gegen den Bohrwurm gewähren, nämlich das Holz der Tannen- oder Pflaumpalme und das der *Eucalyptus rostrata*.

§ 6. Hölzerne Spundpfähle. Pfahl- und Spundwände.

1. Die Spundpfähle (Spundbohlen) dienen zur Herstellung einer geschlossenen, je nach ihrer Bestimmung mehr oder weniger wasserdichten Wand. Nach der Stärke der verwendeten Hölzer unterscheidet man Bohlen-, Halbholz-, Ganzholz-Spundwände oder Pfahlwände. Die Stärke der Spundpfähle hängt zunächst von ihrer Länge ab, indem sie genügenden Widerstand gegen die mit der Länge zunehmende Neigung zur Biegung leisten müssen, sodann von der Festigkeit des Bodens, in welchen sie eingerammt werden müssen und endlich von dem Angriff des Wassers. Sie schwankt gewöhnlich zwischen

⁵⁶⁾ Süddeutsche Bauz. 1899, No. 26 des Anzeigers für die Holzindustrie.

⁵⁷⁾ Über „die Widerstandsfähigkeit des Grünholzes gegen die Angriffe des Pfahlwurmes“ vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 204 u. 279; 1889, S. 319. Vergl. auch: Fortschr. d. Ing.-Wissensch. II. 2, S. 3 u. 4, und Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 396 u. 397.

⁵⁸⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 279.

⁵⁹⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 207.

8 und 30 cm. Gewöhnlich rechnet man wohl bei 2 m Länge 10 cm Stärke und für das Meter Mehrlänge 1 bis 2 cm Mehrstärke. Die Breite der einzelnen Hölzer wählt man meist zwischen 25 und 35 cm.

Die Länge der Spundpfähle richtet sich nach der Tiefe, bis zu welcher ein Unterspülen möglich ist und nach der Beschaffenheit des Bodens, in welchem sie ihren Stand erhalten sollen. In letzterer Beziehung ist zu beachten, daß die Spundwände selten zum Tragen bestimmt sind und daß man sie daher in der Regel nicht tiefer einzurammen braucht, als zur Gewinnung eines Schutzes für den Grundbau unbedingt erforderlich ist.

2. Die Spundung. Das zur Herstellung einer geschlossenen Spundwand erforderliche gleichmäßige sorgfältige Eintreiben der Pfähle in vorgeschriebener Richtung wird bei den eigentlichen Spundwänden durch die Führung, welche die Hölzer in den Spundungen finden, gefördert. Eine der gebräuchlichsten Arten der Spundungen ist die quadratische (Fig. 10, Taf. I), bei welcher der Querschnitt der Nute ein Quadrat bildet, dessen Seite meist $\frac{1}{3}$ der Pfahldicke gleich ist und in welche die Feder (der Spund) des anderen Pfahles mit geringem Spielraum paßt. Die quadratische Spundung kommt bei Stärken der Bohlen von etwa 12 cm und mehr vor.

Um den Nutbacken an der Wurzel eine gröfsere Stärke zu geben, wendet man die Keilspundung an. Hier bildet der Spund im Querschnitt ein gleichseitiges Dreieck, dessen Grundlinie gleich der halben Bohlenstärke ist (Fig. 11).

Bei schwachen Hölzern, bei welchen die erwähnten Formen zu geringe Abmessungen erhalten würden, macht man wohl die Seite des Dreiecks der vollen Holzbreite gleich (Fig. 16) — Gratspundung — oder wählt die Form nach Fig. 17 — halbe Spundung.

Um an Holz zu sparen, sind mitunter die Pfähle nur mit Nuten versehen, in welche nach dem Einrammen der Pfähle Federn getrieben werden. Diese Anordnung hat aber den Nachteil, daß die Federn leicht zerbrechen und daß die Spundpfähle während des Rammens der sonst vorhandenen gegenseitigen Führung entbehren. Demgegenüber und unter der Annahme, daß die Federn und Nuten der Spundpfähle hauptsächlich zur besseren Leitung, weniger aber zur Vermehrung der Wasserdichtigkeit beitragen, ist vorgeschlagen worden, um die Reibung der Feder in der Nut beim Einrammen zu vermindern, jedem zweiten Spundpfahl eine Nut auf beiden Seiten zu geben, den zwischenstehenden Pfahl aber statt mit einer Feder nur mit einem, etwa 1 m über der Anschärfung durchgesteckten, Zapfen von 0,1 m Höhe und von der Breite der Nut, in welcher er sich beim Einrammen bewegt, zu versehen.⁶⁰⁾

Bei der Elbbrücke zu Pirna sind die Spundpfähle auf beiden Seiten ausgefalzt und dann mit Federn versehen, die mit Holzschrauben befestigt, als Spund allemal in den nächststehenden Nutpfahl eingreifen. Es ist dadurch eine wesentliche Holzersparung gegenüber dem aus dem vollen Holze ausgearbeiteten Spunde erreicht und die angeschraubten Federn haben sich widerstandsfähiger gezeigt, als die gewöhnlichen Spunde.

Zur Herstellung einer möglichst wasserdichten Wand hat sich die Ausfüllung der Fugen mit Moos oder mit hydraulischem Mörtel vielfach als zweckdienlich erwiesen. Im Übrigen ist bezüglich der Dichtung der Spundwände auf den § 19, 3. zu verweisen.

Das zu den Spundpfählen und Bohlen verwandte Holz muß mehr noch als das der Spitzpfähle geradfaserig und nicht zu trocken sein, um ein Spalten, Werfen und Seitwärtsgleiten während des Rammens zu verhüten.

⁶⁰⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 95. „Über die Form der Spundpfähle“ von Grubitz.

Zum Anfertigen der Spundungen werden die einzelnen Hölzer mit genau gleichlaufenden Seiten hergestellt und dann die Nuten und Federn mit Hobeln, in neuerer Zeit häufig auf Maschinen⁶¹⁾, angeschnitten. Die Hölzer wählt man dabei nicht zu schmal, um die Anzahl der Fugen und den durch jede Spundung entstehenden Verlust an Breite einzuschränken. Die gewöhnlich gewählten Breiten liegen zwischen 25 und 35 cm. Jeder Spundpfahl erhält entweder an der einen Seite eine Nut und an der anderen eine Feder, oder man versieht den einen Teil der Pfähle mit je 2 Nuten und den anderen mit je 2 Federn.

3. Zuschärfung der Spundpfähle. Am unteren Ende werden die Hölzer, um das Einrammen zu erleichtern, von beiden flachen Seiten symmetrisch zu einer Schneide zugeschärft, wobei man die Länge des Keiles auf etwa das 2- bis 3fache der Holzdicke bemisst (Fig. 12 u. 13, Taf. I). Eine auch an den schmalen Seiten vorgenommene Zuspitzung bringt leicht den Übelstand mit sich, daß beim Rammen Steine, Holz, Erde u. s. w. zwischen die Pfähle geprefst und diese dadurch auseinandergetrieben werden. Der mit einer einseitigen Abschrägung der Kanten (Fig. 14) beabsichtigte Zweck, den Spundpfahl beim Einrammen gegen den vorstehenden zu treiben und dadurch einen dichteren Schlufs zu erzielen, ist ohne jenen Nachteil auch dadurch zu erreichen, daß man die untere Schneide etwas neigt (Fig. 22 bis 24) und die anschließenden Keilflächen rhomboidisch gestaltet, sodafs die Pfahlspitzen im wagerechten Querschnitt nicht rechteckig, sondern trapezförmig erscheinen, vergl. Fig. 22.⁶²⁾

Bei sehr festem Boden versieht man die Spundpfähle häufig mit eisernen Schuhen, welche die Schneide ihrer ganzen Länge nach umschließen (Fig. 25 u. 26), oft auch mehrere Spundbohlen gleichzeitig fassen. Der Kopf der Spundpfähle wird ähnlich wie bei Spitzpfählen bearbeitet und bei schweren Rammarbeiten mit eisernen Ringen geschützt.

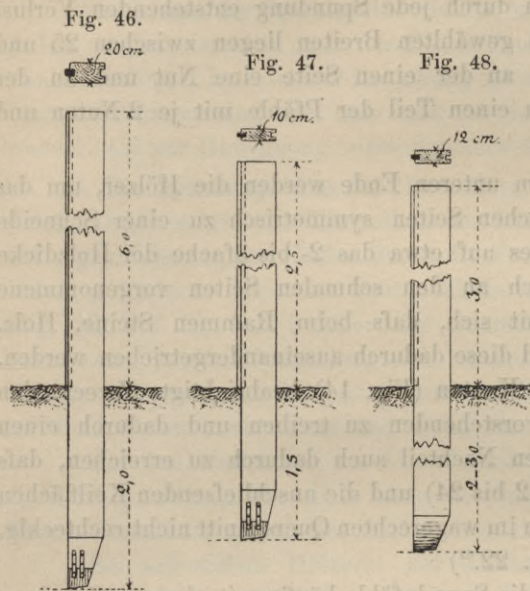
In steinigem Kies- und festem Sandboden bereitet die Herstellung dicht schließender Spundwände große Schwierigkeiten. Sobald die Bohlen auf einen Stein treffen, verdrehen sie sich, weichen aus und wenn Steinstücke sich in die Nuten setzen, so zerbrechen sowohl die Backen, als auch die Federn, besonders in den dünn auslaufenden Spitzen. Pfahlschuhe lockern sich und kippen, sodafs sie oft mehr schaden als nützen. Diese Schwierigkeiten lassen häufig die Anwendung von Pfahlwänden zweckmäßiger erscheinen, als von Spundwänden, obwohl nicht zu verkennen ist, daß die Spundung für den dichten Schlufs der Bohlen und die gegenseitige Führung große Vorteile bietet. Da nun in den meisten Fällen die Spundwände nur in einem Teil ihrer Länge im Boden stehen und in diesem Teile das Zerbrechen der Backen und Federn hauptsächlich stattfindet, so empfiehlt es sich, die Spundung hier fortzulassen, in dem oberen Teile aber beizubehalten. Die gegenseitige Führung und der bessere Schlufs bleiben dann wenigstens teilweise erhalten, die Bildung einer kräftigen Spitze wird ermöglicht und das Eindringen von Steinstücken in die Nuten vermieden.

4. Spundbohlen aus Buchenholz. Bei dem Neubau der Wehre und einer Kaianlage bei Hameln, wo etwa 900 m Spundwand in sehr schweren Boden zu rammen waren,

⁶¹⁾ Bei den Kieler Hellingsbauten sind mit einer, durch eine 10pferdige Lokomobile getriebenen, Spundmaschine täglich 300 bis 400 lfd. m Bohlen von 20 bis 25 cm Stärke mit Nut und Feder versehen worden. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 68.

⁶²⁾ Beim Bau der Thorner Weichselbrücke, wo man Hölzer der 26 cm starken Pfahlwand in dieser Weise bearbeitet hat, wurde das Maß der Schmieg der Pfahlspitzen nach wiederholten Versuchen im Sandboden mit 6 $\frac{1}{2}$ cm ausreichend gefunden, bei weichem Thonboden mit 15 cm (Fig. 22 bis 24, Taf. I), siehe Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 44.

ist die beschriebene Anordnung mit Erfolg ausgeführt. Anstatt der Ausarbeitung der Federn aus dem vollen Holze der Bohlen hat man sie dort aus bestem Kernholz besonders geschnitten und in die auf beiden Seiten ausgefalteten Bohlen eingesetzt, ein



Verfahren, welches in ähnlicher Weise bei älteren Bauten, z. B. bei der Pirnaer Elbbrücke (s. S. 34), angewendet ist und eine wesentliche Holzersparung gewährt. Um diese Federn und auch die Pfahlschuhe sicher befestigen zu können, hat man bei den Bauten in Hameln zu den Spundbohlen Buchenholz verwendet, in welchem die Nägel und Schrauben besser haften, als in den weicheren Holzarten. In dem Berichte über diese Bauten wird hervorgehoben, daß Buchenholz sich zu schweren Rammarbeiten seines geraden Wuchses, der bedeutenden Festigkeit, des großen Eigengewichts und der geringen Elasticität wegen besonders gut eignet. Das Holz ist, um dem nachteiligen Werfen vorzubeugen, von alten

Stämmen zu entnehmen, die Bohlen sind so zu schneiden, daß ihr Querschnitt möglichst symmetrisch um den Kern des Stammes liegt; langes Lagern vor der Verwendung ist zu vermeiden und die Spundung erst kurz vor dem Gebrauche anzubringen.

Zur Anwendung gelangten die in den Figuren 46 bis 48 dargestellten Formen der Bohlen, mit denen der vorliegende Zweck vollständig erreicht wurde. Die Pfahlschuhe bestanden aus Gußeisen mit angenieteten schmiedeeisernen Laschen.

An einem Probepfahl war ermittelt, daß feste Keupersandsteine von 20 cm Dicke zertrümmert werden konnten, ohne eine wesentliche Beschädigung der Bohle oder eine Lockerung des Schuhes herbeizuführen. Bei der Ausführung der Rammarbeiten bewährte sich die Widerstandsfähigkeit des Buchenholzes auf das Beste. Die Bohlen, welche in der Tiefe nur wenig zogen, haben beim Durchrammen von Steinen oft mehrere hundert Schläge mit einem Bären von 17,5 Centnern bei 2,5 m Fallhöhe ausgehalten, ohne Beschädigungen zu erleiden. Die Köpfe erschienen wie poliert; Rammringe waren, wenigstens bei den stärkeren Bohlen, nicht erforderlich.

Bei den Aufräumungsarbeiten wurden im alten Wehr und am Kai verschiedene, zum Teil Jahrhundert alte Buchenpfähle vorgefunden. Ihr Kern war vollständig gesund, während der Splint ein weißliches Aussehen und eine mürbe Beschaffenheit angenommen hatte. Die Dauerhaftigkeit guten, gesunden Buchen-Kernholzes unter Wasser dürfte demnach nicht zweifelhaft sein.⁶³⁾

Die an anderen Orten mit buchenen Spundbohlen gemachten Erfahrungen lauten weniger günstig.

So haben beim Bau der Ufermauer am Aufsenhafen in Holtenau (Nord-Ostsee-Kanal) versuchsweise zum Einschleifen des Betonbettes angewandte buchenen Spundbohlen sich nicht bewährt. Zunächst mußten sie in ganz besonders sorgfältiger Weise vor dem Einfluß des Windes und der Sonne geschützt werden, da sie sich sehr leicht warfen und dadurch das Nacharbeiten der Nuten und Federn erforderlich machten. Außerdem aber erschienen die buchenen Pfähle in einem Boden, der dem Einrammen Widerstand bietet, ganz unbrauchbar, weil beim Auftreten eines Widerstandes sofort Teile des

⁶³⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 472 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 6.

Pfahlkopfes in kurzem-Bruch absprangen. In Holtenau stellte sich überdies das Kubikmeter buchene Spundpfähle um etwa 6 M. teurer als kieferne.⁶⁴⁾

5. Zwingen, Bund- und Eckpfähle. Um die Spundpfähle während des Rammens in der richtigen Flucht zu erhalten, stellt man sie zwischen Zwingen, die entweder an besonderen Rüstpfählen oder an einzelnen der Spundpfähle durch Schraubbolzen befestigt werden, s. § 11 unter 3. Bei Bohlenwänden werden an den Punkten, in welchen die Richtung der Wand sich ändert oder eine Wand abzweigt, sogenannte Bundpfähle (Eckpfähle) erforderlich (Fig. 20 u. 21). Auch stellt man zwischen den Winkelpfählen noch einzelne stärkere Pfähle in Abständen von etwa 2 bis 3 m auf, um die Spundwand zu verstärken, bezw. schwächere Spundbohlen anwenden zu können. Die Bundpfähle werden stets zuerst geschlagen und zur Befestigung der Zwingen benutzt.

Nach Fertigstellung der Spundwand finden die Zwingen zweckmäßig Verwendung als Gurthölzer (Zangen) zum Zusammenhalten und gegenseitigen Unterstützen der einzelnen Spundpfähle, wozu sie mit einer genügenden Anzahl Schraubbolzen gegenseitig zu verbinden sind.

Wird statt der seitlichen Gurthölzer ein Überdecken der Spundwand mittels eines Holmes angeordnet, so pflegt man den Holm mit durchlaufender Nut und sämtliche Spundpfähle mit Zapfen zu versehen, von denen jeder vierte bis fünfte durch den Holm reicht und von oben verkeilt wird. Außerdem sichert man wohl den Holm in seiner Lage durch dreispitzige, in Entfernungen von 4 bis 5 m angebrachte Klammern. Für die Stofsverbindungen der Holmhölzer eignet sich vor allem das schräge Hakenblatt.

6. Pfahl- und Stülpwände. Als Abweichungen von den eigentlichen, aus Spundpfählen oder Spundbohlen hergestellten Spundwänden, aber ähnlichen Zwecken wie diese dienend, sind an dieser Stelle zunächst die Pfahlwände zu erwähnen, bei denen vierkantige Pfähle möglichst dicht nebeneinander, aber ohne Verbindung unter sich eingerammt werden. Bei ihrer Anwendung spart man erheblich an Holz, indem hier kein Verlust durch die Spundung der einzelnen Pfähle entsteht. Solche Pfahlwände finden namentlich zur Umschließung von Betonbetten häufig Anwendung (vergl. Fig. 24, Taf. V). Eine Dichtung ist meist entbehrlich, weil in den Fällen ihrer Anwendung die Erdschicht grob und fest genug gelagert ist, um ein Durehtreiben durch die Fugen nicht befürchten zu lassen.

Eine andere Abweichung sind die sogenannten Stülpwände, aus 2 Reihen lotrecht gestellter, in den Fugen sich überdeckenden Bretter (Fig. 18, Taf. I) bestehend. Die Bretter der einen Reihe werden an den unteren Enden von beiden Seiten zugeschräpft, die der zweiten nur an der äußeren Seite abgeschmiegt, damit sie sich gegen die erste Bretterreihe dicht anlegen. Statt der doppelten Bretterwände wendet man auch wohl eine einfache Reihe mit Fugenleisten an.

Endlich bildet man leichte Wände durch Eintreiben genuteter Pfähle, zwischen welche man Bretter wagerecht einschiebt (Fig. 19, Taf. I).

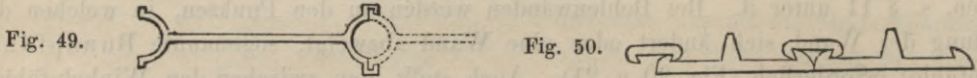
Über Spundwände zwischen eisernen, in Felsboden befestigten Stangen, wie sie bei Schaffhausen angewandt worden sind, vergl. die unten angegebene Schrift.⁶⁵⁾

§ 7. Eiserne Pfähle, Pfahl- und Spundwände. Die Vergänglichkeit des Holzes unter den wechselnden Einflüssen des Wassers und der Luft, seine in Seewasser oft in kurzer Zeit erfolgte Zerstörung durch das Nagen des Seewurms (s. § 5), und

⁶⁴⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 574.

⁶⁵⁾ Turbinenanlage der Wasserwerksgesellschaft in Schaffhausen von Kronauer. Winterthur 1867.

der geringe Grad der Widerstandsfähigkeit gegen äußere Angriffe haben die Engländer, bei ihrer ausgebildeten Technik in der Behandlung des Eisens, schon frühzeitig veranlaßt bei Wasserbauten an Stelle des Holzes Gufseisen zu verwenden, obwohl auch dieses Material nicht von unbegrenzter Dauer ist und im Seewasser mit der Zeit eine Änderung seiner Struktur erleidet.



1. Gufseiserne Rammfähle und Platten. Die erste Anwendung sollen gufseiserne Pfähle (bezw. Platten) des in Fig. 49 dargestellten Querschnitts (2,5 bis 2,9 m lang, 0,5 bis 0,6 m breit und 13 mm stark) bei der Gründung eines Hafendammes zu Bridlington durch Mr. Mathews gefunden haben. 1822 hat Ewart sich ein Patent auf die Herstellung von Fangdämmen aus breiten gufseisernen Pfählen des in Fig. 50 dargestellten Querschnitts erteilen lassen. Die Pfähle erhielten eine Breite von etwa 0,37 m und eine Länge von 3 bis 4,5 m. In den folgenden Jahren sind derartige Anordnungen mehrfach angewandt, so in London und bei den Liverpools Dockbauten durch den bekannten Ingenieur Hartley. Zu Uferbekleidungen hat Cubitt bei der im Jahre 1832 vollendeten Norwich und Lowestoff Navigation die einzutreibenden Pfähle an dem unteren Ende mit angenieteteten, 5 bis 7 cm vorspringenden Backen versehen, die anstatt der gufseisernen Lappen bei den Ewart'schen Pfählen zur besseren Führung beim Einrammen und zur Erhaltung der Flucht dienen sollten.

Wenig später hat Mr. Sibley bei einem Kaibau in London hohle elliptische Leitpfähle von 0,3 m größtem Durchmesser angewandt, die an den Seiten Nuten zur Aufnahme gufseiserner Platten erhielten. Die Leitpfähle von 6 m Länge waren unten offen, um einen Erdbohrer hindurchführen zu können und mit dessen Hilfe das Eintreiben der Pfähle zu erleichtern. Sie sind nachher mit Beton gefüllt worden. In ähnlicher Weise ist ein Kai neben der London-Brücke bekleidet; die Leitpfähle sind hier bis zu 13 m lang geworden und aus 2 Stücken mit Nut und Zapfen zusammengesetzt. Bei dem in den Jahren 1833/34 von Walker und Burgefs erbauten Brunswick-Kai zu Blackwall hat man gufseiserne Leitpfähle in 2,1 m Abstand eingerammt und zwischen diese bis 2,4 m über Niedrigwasser reichende Pfähle, mit über den Nachbarpfahl greifenden Ansätzen, gestellt, während zur Bekleidung des oberen Teiles gufseiserne Platten an die Leitpfähle gebolzt sind.

Eine ähnliche Anordnung ist bei den von Rendel entworfenen und von Bidder ausgeführten, im Jahre 1855 eröffneten Viktoria-Docks angewendet worden.⁶⁶⁾ Die Anordnung dieser Pfähle und ihre Querschnittform sind in den Fig. 27 bis 32, Taf. I dargestellt.

Zu Brückenpfeilern haben die gufseisernen Umschließungen u. a. Anwendung gefunden:

- bei der Eisenbahnbrücke über den Avon, durch Kapitän Moorsom 1837, bei welcher fertig zusammengestellte Kasten auf das Flußbett hinabgelassen, eingerammt und später mit Beton ausgefüllt sind⁶⁷⁾;
- bei der New-Battersea-Brücke (1850); bei der Chelsea-Kettenbrücke (1852);
- bei der neuen Westminster-Brücke in London (1854).

⁶⁶⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 180.

⁶⁷⁾ Vergl. The Architect and Building Gazette 1851. Auszug in Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 310.

Die beiden letzterwähnten, von dem Ingenieur Page ausgeführten Brücken sind in ihren Grundbau-Ausführungen ähnlich. Die bei der Westminster-Brücke angewandten gufseisernen Spundpfähle mit dazwischen gesetzten Platten, welche die aus Granit bestehende Pfeilerbekleidung tragen, während der Hauptteil des Pfeilers durch hölzerne, mit Beton umschüttete Pfähle unterstützt wird, sind in Fig. 33 bis 35, Taf. I dargestellt.⁶⁸⁾

In neuerer Zeit wurden derartige Ausführungen wenig mehr angewandt, wohl in Anerkennung der Vorteile, welche die Gründungen mit Brunnen und mittels Druckluft bieten.

2. Schraubenpfähle. Die erste Anwendung gufseiserner Pfähle und Platten bezweckte die Herstellung von Uferbekleidungen und Spundwänden zu vorübergehenden sowohl, wie zu endgiltigen Ausführungen. Im Jahre 1834 schlug der englische Ingenieur Mitchell vor, zur Aufstellung von Leuchttürmen und ähnlichen Bauten auf Sandbänken oder anderen losen Bodenschichten, wo die bisher bekannten Gründungsarten als unzureichend erschienen, eiserne Pfähle in ihrem unteren Teile mit breiten schraubenförmigen Flantschen zu versehen und in den Boden zu schrauben.

Die bis über das Wasser reichenden eisernen Stützen sollten den Meereswellen möglichst geringe Angriffsflächen entgegenstellen und dadurch die Gefahr nachteiliger Veränderungen in der Bodenablagerung beseitigen, während andererseits die Schrauben bei einer bedeutenden Tragfläche auch eine große Sicherheit gegen das Ausziehen der Pfähle annehmen ließen. Nach Mitchell's Vorschläge wurden bald mehrere Leuchttürme aufgestellt, so 1838 auf den Maplin-Sands in der Themsemündung, 1840 vor dem Hafen von Fleetwood an der Westküste Englands, 1844 in der Bai von Belfast an der irischen Küste. — Die hierbei angewandten schmiedeisernen Stützen erhielten Längen von 4,9 bis 7,1 m, bei 0,125 m Durchmesser und gufseiserne Schrauben von 0,9 bis 1,2 m Durchmesser bei 1½maligem Schraubenumgang. In den oberen Teilen wurden die Stützen durch schmiedeisernen Kreuzbänder untereinander verbunden. Die Anerkennung, welche diese Mitchell'schen Ausführungen sowohl ihrer Standfähigkeit wegen, als auch der schnellen und leichten Aufstellung wegen fanden, führte bald zu weiteren Nachahmungen, namentlich für Hafendämme, Landungsbrücken, Rüstungen, Pfeiler, Befestigung von Bojen und für andere Zwecke.

Die Schraubenpfähle haben sich in den meisten Alluvialschichten anwendbar erwiesen, sofern nicht zu große Steine vorhanden waren; kleine Steine werden bei der Bewegung der Schraube zur Seite geschoben. Auch in blauem festen Thon hat man die Schrauben ohne besondere Schwierigkeit eingetrieben, sodafs nur Felsboden und sehr zähe Schichten ihre Verwendung ausschließen. Die zweckmäfsigsten Abmessungen der Schrauben, sowie ihre Form und Steigung bestimmen sich nach der Beschaffenheit des Bodens. Für weichen Boden eignen sich gröfsere Schrauben (bis zu 1,5 m Durchmesser, mit flacher Steigung von etwa 20 bis 30°); für festeren Boden kleine Schrauben mit einer gröfseren Steigung (30 bis 35°). Beispielsweise haben die Schrauben für den Hafendamm bei Wexford (1847), wo der Baugrund aus Sand und Kiesel, darunter blauem Thon, bestand, 0,61 m Durchmesser erhalten. Die üblichsten Ausführungsweisen der Schrauben und der zugehörigen Pfähle sind folgende:

a) Schmiedeiserne volle Pfähle mit gufseisernen Schrauben nach dem Vorbild der ersten, von Mitchell eingeführten Ausführungen. Der Durchmesser der

⁶⁸⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 221.

Pfähle, welcher anfangs meist 12,5 cm (5 engl. Zoll) betrug, ist bei einzelnen neueren Schraubenpfählen (s. Fig. 37 bis 40, Taf. I) bedeutend größer genommen. So sind an der Landungsbrücke bei Lewes in Nordamerika Pfähle von 14,4 cm Stärke bei 9 m Länge, von 15,5 cm Stärke bei 10,2 m Länge und von 21 cm Stärke bei der außerordentlich großen Länge von 16,5 m zur Verwendung gekommen.⁶⁹⁾ Letztere sind in einem Stücke geschmiedet, während man in anderen Fällen große Längen durch Verbindung einzelner Stücke mittels Schraubgewinden erreicht hat. Dem untersten Teil der Pfähle hat man vielfach die Form von Schraubenbohrern gegeben, dann die mit einer Nabe versehenen gufseisernen Schrauben über den Pfahl geschoben und befestigt (Fig. 36, Taf. I). Häufig sind die gufseisernen Schrauben unten geschlossen und oben zur Aufnahme der schmiedeisernen Stangen mit entsprechender, oft vieleckiger Vertiefung versehen. So ist das unterste Ende der eisernen Pfähle für die vorhin erwähnte Landungsbrücke bei Lewes zur besseren Befestigung der mit sechseckiger Öffnung gegossenen Schraubenhälse auf eine Länge von 30 cm gleichfalls sechseckig geschmiedet und überdies mit der Hülse mittels eines durchgesteckten Stiftes verbunden. Den in Fig. 38 und 39 dargestellten Schraubenflantschen, deren Umfänge sich einer archimedischen Spirale nähern und aus zwei Schraubengängen mit je halbem Umfange bestehen, haben an ihrem breitesten Teile einen Durchmesser von 0,76 m und eine Höhe von 0,26 m. Zur Verbindung der Schraubenpfähle untereinander dienen Versteifungskreuze, deren Zugstangen nach Fig. 40 mittels Klemmrings, Ösen und Bolzen an den Schraubenpfählen befestigt sind.⁷⁰⁾

b) Schmiedeiserne Pfähle mit geschmiedeten Schrauben, hauptsächlich zum Befestigen von Schiffsbojen, aber auch für Viadukte angewandt. In neuerer Zeit hat man die Schrauben auch von Stahl angefertigt, so bei einem Viadukte der Eisenbahn von la Guaira nach Caracas in Venezuela (Fig. 41 u. 42, Taf. I).

c) Gufseiserne röhrenförmige Pfähle mit unten geschlossenen Schraubenvorrichtungen. Die Pfähle bestehen aus einzelnen mittels Flantschen zusammengeschraubten Stücken, deren unterstes die Schraube trägt.⁷¹⁾

d) Röhrenförmige, unten offene Pfähle, an deren äußerem Umfang die Schraube sitzt. Solche sind zuerst von Brunel beim Bau der Chepstowbrücke angewandt, als gufseiserne Cylinder von etwa 1,8 m Durchmesser und haben dann mehrfach Nachahmung gefunden. So besteht u. a. bei der Nesborbrücke in der Eisenbahn von Bukarest nach Giurgewo der Mittelpfeiler aus gufseisernen Schraubenpfählen von 0,92 und 1,22 m Durchmesser bei 1,52 und 1,83 m Durchmesser der Schrauben. Die Schraubenpfähle sind hier aus 1,83 m hohen Trommeln mit inneren Flantschen zusammengeschraubt.⁷²⁾ Auf der ostpreussischen Südbahn kommen derartige Pfähle von 0,79 m äußerem und 0,73 m innerem Durchmesser vor. Die mit dem untersten 1,26 m hohen Röhrenstück zusammengewogene Schraube hat hier einen äußeren Durchmesser von 1,57 m und bei einmaligem Umfange eine Steigung von 0,26 m⁷³⁾ (Fig. 43 bis 45,

⁶⁹⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1874, S. 196.

⁷⁰⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 279.

⁷¹⁾ Zeichnungen und Beschreibungen derartiger Schraubenpfähle finden sich in den Nouvelles annales de la construction 1879, S. 51 u. 162. In dem ersten Artikel werden die Schraubenpfeiler der Brücke bei Saïgon (Cochinchina), in dem zweiten die unter den steinernen Pfeilern einer Brücke über die Vienne (Frankreich) eingeschraubten eisernen Grundpfähle behandelt.

⁷²⁾ Vergl. Engineering 1870, I. S. 356 ff.

⁷³⁾ Siehe Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 545 und Glaser's Annalen 1878, Heft 13.

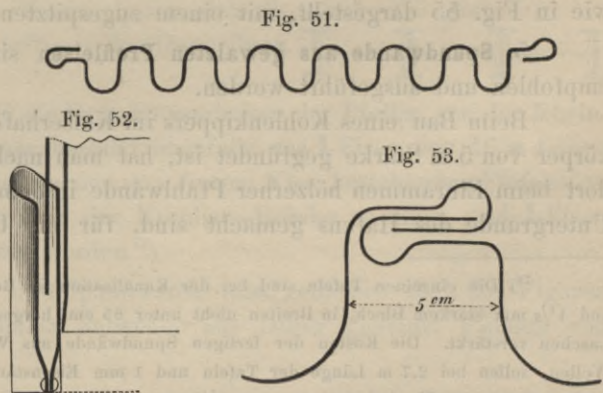
Taf. I). Anstatt die Schrauben mit dem unteren Cylinderteile aus einem Stücke zu gießen, sollen sie nach einem englischen Patente von 1869, ähnlich wie die Schiffschrauben, aus eisernen segmentförmigen Schraubenflächen gebildet werden, um ein lotrechtes Einschrauben zu erleichtern. Dabei ist vorgeschlagen worden, die Schraubenfläche aus zwei nahezu halbkreisförmigen Segmenten zusammensetzen, welche sich im Grundrisse zu einer vollen Umdrehung ergänzen.

Bei einigen Festungsbrücken in Antwerpen und a. a. O. hat man mit bestem Erfolge die unten offenen röhrenförmigen Pfeiler, aufser dem äusseren gröfseren Schraubengewinde, auch im Innern der Röhren mit kleineren Gewinden von der doppelten Ganghöhe des äusseren versehen (Fig. 46).

Das Verfahren des Einschraubens der Pfähle (vergl. § 8) bedingt selbstverständlich nicht ein bestimmtes Material, sondern kann, wie bei eisernen Pfählen, so auch bei hölzernen angewandt werden. Die dabei für letztere benutzten Schuhe mit Schrauben haben u. a. bei holländischen Hafenbauten eine konoidische Form erhalten, um welche sich aufsen die Schraubengänge von gleicher Ganghöhe legen, während das Innere pyramidal gestaltet ist und zur Aufnahme des hölzernen Pfahles dient, der mit diesem Schuhe fest umschlossen und mittels eines durchgesteckten Bolzens festgehalten wird⁷⁴⁾ (Fig. 47, Taf. I).

3. **Scheibenpfähle** wurden von Brunlees zur Gründung zweier über die in der Morecombe-Bai vorkommenden Sandfelder führenden Viadukte der im Jahre 1853 in Angriff genommenen Ulverstone-Lancaster-Eisenbahn in England verwendet. Die hohlen gufseisernen Pfähle hatten 0,25 m Durchmesser und 19 mm Wandstärke. Den Fufs derselben bildete eine Scheibe von 0,77 m Durchmesser, die an der unteren Fläche mit 6 radialen Rippen und in der Mitte mit einer 76 mm weiten Öffnung zur Aufnahme eines schmiedeisernen Rohres von 50 mm Durchmesser versehen war (Fig. 52 u. 53, Taf. I), welches zur Einsenkung mittels Wasserspülung diente (vergl. § 8). Mit geringen Abweichungen haben diese Brunlees'schen Scheibenpfähle später vielfach Anwendung gefunden, in grossem Umfange u. a. bei der ersten Tay-Brücke in Schottland (Fig. 54 u. 55; Taf. I).

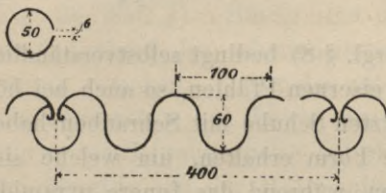
4. **Spundwände aus gewelltem Eisenblech** sind in neuerer Zeit mehrfach zur Anwendung gekommen und meist in der Weise hergestellt, dafs man die einzelnen Blechtafeln mit Falzen ineinander greifen läfst und an dem Kopfende, wo sie den Schlag des Rammhären aufzunehmen haben, durch Laschen verstärkt. Um hierbei den Übelstand zu vermeiden, dafs die Erde, welche beim Einrammen der ersten von zwei Tafeln in den Falz, sofern dieser unten offen ist, eindringt, beim Eintreiben der nächsten Tafel gegen die Falzlappen geprefst wird und diese auseinander drängt, hat man bei der Kanalisation in Berlin die Falze in der Weise gebildet, wie es die Figuren 51 bis 53 zeigen. An der einen Seite jeder Blechtafel ist der wulstförmige



⁷⁴⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1870, S. 255.

Teil mit einem eingelöteten, unten zugespitzten Pfropfen geschlossen und die Falzlappen sind hier zusammengenietet, während der eingreifende Falz der folgenden Tafel unten ausgeklinkt ist. Der erstere Falz ist also unten ganz geschlossen, sodafs beim Einrammen Erde überhaupt nicht in denselben eindringen und ein Auseinandersprengen der Lappen beim Eintreiben der nächsten Tafel nicht mehr vorkommen konnte.⁷⁵⁾

Von der Firma A. Wilke in Braunschweig ist eine Anordnung für Wellblech-Spundwände angegeben und beim Bau von Durchlässen im Zuge der Bahnlinie Öbis-

Fig. 54.⁷⁶⁾Fig. 55.⁷⁷⁾

felde-Salzwedel versuchsweise ausgeführt, bei welcher die einzelnen Wellblechtafeln durch Schlitzrohre verbunden werden (s. Fig. 54 u. 55). Die bei dem Versuche zu durchdringende Erdschicht bestand aus Moorboden von 1,4 m Mächtigkeit und darunter aus Triebsand, in welchen die Tafeln mit einer Handramme von 50 kg Gewicht bis auf 1,60 m niedergetrieben wurden.

Hierbei wurde die mit einem Schlitzrohre verbundene Tafel stets 30 bis 40 cm vor- und alsdann das Schlitzrohr um die gleiche Länge nachgetrieben. War eine Tiefe von 1 m erreicht, so wurde eine andere, mit einem Schlitzrohr verbundene Tafel mit ihrer freien Langseite in das bereits gerammte, nunmehr als Führung dienende Schlitzrohr eingesetzt u. s. f. Nach Fertigstellung der Arbeiten für den einen Durchlaß wurden die Tafeln und die Schlitzrohre zur weiteren Verwendung herausgezogen. Dabei zeigte sich bei den Tafeln keine wesentliche Veränderung; von den zur Verwendung gekommenen 62 Schlitzrohren aber waren 10 Stück an ihrem unteren Ende auf etwa 70 cm gespalten oder vollständig auseinandergerissen und in diesem Zustande zur Wiederverwendung untauglich. Nachdem dann ihre ursprüngliche Form in der Schmiede annähernd wieder hergestellt war, versah man sie, um das Auseindertreiben zu verhindern, an ihrem unteren Ende mit je einem 5 mm starken, 40 mm breiten schmiedeisernen Ringe, welcher sich bei der späteren Benutzung gut bewährt hat.

Nach den vorliegenden Erfahrungen ist mindestens eine dreimalige Verwendung der einzelnen Teile zulässig. Die Kosten für ein Längenmeter Umschließungswand haben an Material und Arbeitslohn 36,68 M. betragen, während hölzerne Spundwände von gleicher Länge auf einer benachbarten Baustelle 37,50 M. für ein Meter kosteten.

Um das Aufspalten und Auseinanderreißen der Schlitzrohre zu verhüten, waren dieselben nach Angabe des bauleitenden Beamten zweckmäfsig an ihrem unteren Ende, wie in Fig. 55 dargestellt, mit einem zugespitzten vollen Dorn versehen worden.⁷⁸⁾

5. Spundwände aus gewalzten Profileisen sind in den letzten Jahren mehrfach empfohlen und ausgeführt worden.

Beim Bau eines Kohlenkippers im Kaiserhafen von Ruhrort, der auf einem Betonkörper von 5 m Stärke gegründet ist, hat man nach den schlechten Erfahrungen, welche dort beim Einrammen hölzerner Pfahlwände in dem aus festem, groben Kies bestehenden Untergrunde des Hafens gemacht sind, für die Umschließungswand des Betons statt

⁷⁵⁾ Die einzelnen Tafeln sind bei der Kanalisation in Berlin für 2,7 und 4 m hohe Spundwände aus 1 und 1½ mm starkem Blech, in Breiten nicht unter 65 cm, hergestellt und am Kopfende durch innere und äußere Laschen verstärkt. Die Kosten der fertigen Spundwände aus Wellblech mit 5 cm breiten und ebenso hohen Wellen, sollen bei 2,7 m Länge der Tafeln und 1 mm Eisenstärke 20 M. f. d. lfd. m, bei 4 m langen, 1 mm starken Tafeln 30 M., bei 4 m langen, 1½ mm starken Tafeln mit 5 cm breiten, 6 cm hohen Wellen 42 M. f. d. lfd. m Spundwand betragen haben.

⁷⁶⁾ Nach Centrabl. d. Bauverw. 1889, S. 391.

⁷⁷⁾ Dasselbst.

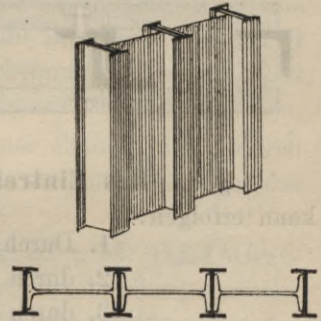
⁷⁸⁾ Vergl. daselbst.

hölzerner Pfähle solche aus Walzeisen verwendet, da diese bei ihrem geringeren Querschnitt leichter in den harten Boden einzutreiben waren. Die 7 m langen, unten zugespitzten Pfähle sind I-Eisen, im Querschnitt 235 mm hoch und 90 mm breit, von 29 kg Gewicht f. d. lfd. m. Zur Herstellung der Umschließungswand wurde, nachdem in Entfernungen von etwa 3 m Richtpfähle geschlagen waren, ein eisernes, aus U-Eisen bestehendes Zangenpaar bis zur Hafensohle niedergelassen und ein gleiches Zangenpaar in Höhe der Pfahlköpfe angebracht, hierauf die ganze Pfahlwand so eingesetzt, daß die I-Eisen sich mit ihren Flanschen berührten und dann mittels einer gewöhnlichen Zugramme und einem Gufsstahlbären von 6 Ctr. (300 kg) Gewicht in den Kiesboden 4 m tief eingetrieben. Im Mittel erhielt jeder Pfahl 759 Schläge. Zum Vergleich wird erwähnt, daß bei Ausführung ähnlicher Arbeiten im Ruhrorter Hafen Holzpfähle von 25 cm Stärke unter einer Dampfhamme mit 26 Ctr. schwerem Bären im Mittel 7000 Schläge erhielten, ohne die angegebene Tiefe voll zu erreichen. Die eisernen Pfähle durchschnitten genau in der eingerichteten Lage den Kiesboden, und ein Geraderichten derselben war nur selten erforderlich, auch wurden die Köpfe der Pfähle so wenig angegriffen, daß das als Holm dienende U-Eisen, welches wie eine Kappe die Pfahlköpfe deckt, ohne letztere nacharbeiten zu müssen, aufgebracht werden konnte.⁷⁹⁾

Beim Bau einer Kaimauer der neuen Hafenanlagen in Bremen⁸⁰⁾ wurden an 34 Stellen, an denen wiederholte Versuche, kieferne Schrägpfähle einzutreiben, durch Stauchen derselben mißlangen, schmiedeeiserne I-Pfähle von 28 bis 32 cm Höhe und 10 bis 11 m Länge gerammt, die ohne Schwierigkeit in den Boden eindringen.

Um Erschütterungen beim Rammen möglichst zu vermeiden, hat man beim Bau der Schleuse am Mühlendamms zu Berlin⁸¹⁾ da, wo die Nachbargebäude besonders nahe an die Baugrube herantraten, statt hölzerner Spundwände solche aus gewalztem I-Eisen, Normalprofil No. 13 und 24 (130/62 bzw. 240/106 mm) in der Anordnung nach Fig. 56 angewandt. Die Schläge eines 3 Ctr. schweren Rammklotzes genügten, um die Pfähle bis zur erforderlichen Tiefe hinunter zu treiben. Durch Anwendung der eisernen Spundwände und großer Sorgfalt bei Aussteifung und Austiefung der Baugrube sind Beschädigungen der anliegenden Häuser fast ganz vermieden worden. Diese Wände haben sich als vollständig dicht und verhältnismäßig billig in der Herstellung erwiesen.

Fig. 56.



Die innere Pfahlwand eines für die Gründungsarbeiten der Pfeiler von der Rheinbrücke zu Bonn errichteten Fangdamms bestand ebenfalls aus I-Eisen von 16 m Länge und 32/16 cm Querschnitt, die 9 m tief in den aus festem Kies bestehenden Flußboden eingerammt wurden⁸²⁾ und auch beim Bau der Kornhaus-Brücke zu Bern sind I-Eisen mit Vorteil zu Spundwänden verwendet worden.⁸³⁾

Von K. Oltrogge in Bremen sind Spundwände aus Profileisen nach den Figuren 57 u. 58 empfohlen. Die Wände sollen entweder aus lauter gleichen Pfählen von

⁷⁹⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 581 ff.

⁸⁰⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 439.

⁸¹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 67.

⁸²⁾ Deutsche Bauz. 1897, S. 11; vergl. auch § 28 unter 1. c.

⁸³⁾ Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 92 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1898, S. 1292.

T-förmigem Querschnitt (Fig. 57) hergestellt werden, oder es sollen nach Fig. 58 flache Tafeln zwischen Leitpfählen eingerammt werden. Über die Verwendung dieser etwas aufsergewöhnlichen Walzeisenformen zu genanntem Zwecke liegen Mitteilungen nicht vor.⁸⁴⁾

Fig. 57.

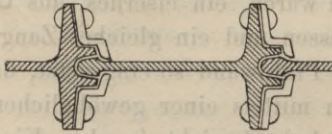
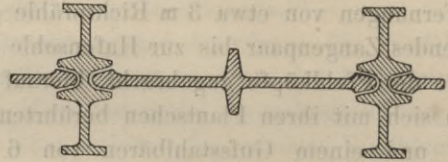


Fig. 58.



Das Abteufen von Schächten im Bergbau hat mehrfach zur Ausführung hohler Umschließungswände geführt, deren Konstruktion in vielen Fällen auch zu Spundwänden im Grundbau geeignet erscheint. Als Beispiel sei folgende Anordnung angeführt, bei der die Wände entweder ganz aus Eisen oder aus Eisen und Holz hergestellt werden. Im ersten Falle besteht der Spundpfahl aus Eisen nach Fig. 59, die in einem Stück gewalzt oder aus Blechstreifen und Winkeleisen zusammengesetzt werden.

Fig. 59.

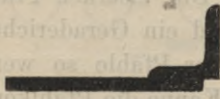


Fig. 60.

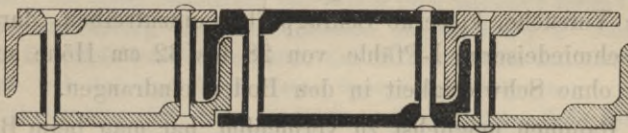


Fig. 61.



Je zwei solcher Eisen werden mittels Stehbolzen so verbunden, wie es Fig. 60 zeigt; an beiden kurzen Seiten entsteht je ein Längenschlitz, in welchen die Winkeleisen der beiden benachbarten Spundpfähle eingreifen.

Bei der Verbindung von Holz und Eisen werden die Teile nach Fig. 61 zusammengestellt.

§ 8. Das Eintreiben der Pfähle. Das Eintreiben und Einsenken der Pfähle kann erfolgen:

1. Durch Rammen,
2. durch Wasserspülung,
3. durch Dampfspülung (Einführen von Dampf),
4. durch Einschrauben bei Schraubspfählen.

1. Rammen. Die Ausführung der Rammarbeit wird eingehend im § 11 besprochen, während im § 9 eine Übersicht der gebräuchlichsten Rammen gegeben wird, sodafs es genügt, hier zu erwähnen, dafs das Einrammen gufseiserner Pfähle, namentlich der plattenförmigen, mit Verstärkungsrippen versehenen (vergl. § 7), grofse Vorsicht erfordert, da die Pfähle mit ihren verhältnismäfsig scharfen Ecken leicht aus der vorgeschriebenen Richtung geraten und leicht springen. Sie müssen daher durch kräftige Hölzer (Zwingen) geführt werden. Ferner leiden die Pfähle leicht an ihrem oberen Ende durch die Schläge des Rammhärens, wenn diese zu kräftig erfolgen und wenn die Pfähle mit ihrem unteren Ende auf wenig nachgiebige Bodenschichten oder auf Hindernisse, wie Steine und dergl. stofsen.

⁸⁴⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 172.

Bei den Docksbauten in Liverpool hat man sie daher mit Zugrammen und hölzernen Rammhären von nur 3 bis 4 Ctr. Gewicht eingeschlagen. Bei der New-Battersea-Brücke sind die Pfähle 5,5 m tief in das Flußbett getrieben unter Anwendung eines gußeisernen Rammhärens und eines Aufsetzers aus festem Ulmenholz — eine Vorsichtsmaßregel, welche notwendig war, um die Härte des Schlages abzuschwächen und die Wirkung möglichst gleichmäßig auf die ganze Oberfläche des Pfahlkopfes zu verteilen.

Das Einrammen hölzerner Pfähle verursacht in zähem, thonigen Boden oft große Schwierigkeiten, woher von der Canadischen Regierung neuerdings eine Maschine zum Vorbohren von Löchern verwendet wird, die aus einem an einer Röhre befestigten Hohlkörper besteht, in welchem eine den Bohrer an ihrer Achse tragende kleine Turbine sich befindet, die durch Wasserdruck in Umdrehung gesetzt wird, wobei das Abwasser gleichzeitig den Boden lockert. Im Hafen von Owen Sund in Canada wurden mit Hilfe eines solchen Bohrers in 10 Stunden die Löcher für 100 Pfähle von 30,5 cm Durchmesser je 6,1 m tief vorgebohrt, worauf das Einrammen der Pfähle selbst leicht möglich war, während das Eintreiben der Pfähle durch Dampfgrammen auf sonst übliche Weise nicht möglich war.⁸⁵⁾

Für eiserne Hohlpfähle mit voller Spitze aus Schmiedeisen oder Stahl haben die Ingenieure Legrand und Sutcliff ein neues Verfahren zum Einrammen angewendet, welches darin besteht, daß das Fallgewicht (der Bär) innerhalb des Röhrenpfahls bewegt wird und dabei an der cylindrischen Pfahlwand seine Führung erhält. Die Pfähle bestehen in diesem Fall aus einzelnen, durch Gewindemuffen miteinander verbundenen Teilen, die nach Bedarf aneinandergeschraubt werden, wodurch für die Pfähle bedeutende Längen erzielt werden können, woher sie besonders bei tiefem Wasser vorteilhaft zu verwenden sind. Damit die Muffen während des Rammens kein wesentliches Hindernis bieten, sind sie abgeflacht. Das untere Ende des Pfahles erhält in seinem vollen Teil einen etwas größeren Durchmesser, als der Pfahl selbst. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit werden solche Pfähle später mit Beton ausgefüllt.⁸⁶⁾

Das Einrammen unten offener röhrenförmiger gußeiserner Pfähle wird dadurch erleichtert, daß man erst einen Erdbohrer einführt, mit diesem vorbohrt und dann das Rammen anwendet.

2. Wasserspülung. Statt der S. 41 beschriebenen, in Fig. 52 u. 53, Taf. I dargestellten Scheibenpfähle beabsichtigte Brunlees zuerst zur Gründung der daselbst genannten Viadukte Schraubenpfähle anzuwenden. Die seitens der Patentinhaber dafür verlangte, unerwartet hohe Prämie gab indessen Veranlassung zur Einführung eines neuen, sehr sinnreichen Verfahrens, um Pfähle in Sand durch die Wirkung eines kräftigen Wasserstrahles auf den tiefer unten befindlichen festen Boden zu versenken. Das durch den Scheibenpfahl geführte 50 mm weite Rohr, s. Fig. 52, wurde mit einer Pumpe in Verbindung gesetzt, die durch eine sechspferdige Dampfmaschine getrieben wurde. Sobald nun der aufzustellende und zu versenkende Pfahl von den Pontons aus in die richtige Stellung gebracht und mit der nötigen Führung versehen war, wurde ein kräftiger Wasserstrahl durch das Rohr geleitet. Gleichzeitig wurde durch Hin- und Herdrehen des Pfahles mittels der unter der Scheibe befindlichen Rippen der Sand aufgewühlt, und, indem der Wasserstrom den Sand unter der Scheibe fortspülte, sank der Pfahl

⁸⁵⁾ Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 47; vergl. auch Centralbl. d. Bauverw. 1899, S. 268.

⁸⁶⁾ Wochénbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 72.

nieder. Auf solche Weise soll mitunter ein Pfahl in 20 Minuten 2 m tief getrieben worden sein.

Die Wirkung eines kräftigen Wasserstrahls ohne gleichzeitiges Drehen des Pfahles hat man auch beim Eintreiben hölzerner Pfähle, Spundbohlen und Futterröhren mehrfach ausgenutzt und besteht das dabei meist angewendete Verfahren in der Befestigung eines Rohres an dem einzutreibenden Pfahl, sodafs das mittels Schlauch durch eine Pumpe zugeführte Wasser während des Niederganges des Pfahles stets am Fusse desselben austritt.⁸⁷⁾

Bei erreichter gewünschter Tiefe ist dann der meist stumpf abgeschnittene Pfahl noch durch einige kräftige Schläge mit dem Rammbar fest einzutreiben, um den durch die Spülung etwa gelockerten Boden unter demselben zu verdichten.

Der Amerikaner Glenn hat während des amerikanischen Bürgerkrieges die Bai von Mobile durch Pfähle versperrt, die mit einer Dampfspritze eingetrieben sind. Der etwa 16 m lange Spritzenschlauch stand hier mit einem im Mundstück 30 mm weiten Rohrende in Verbindung, welches durch 2 Krampen am unteren Ende des Pfahles befestigt war. Nach vollendetem Eintreiben des betreffenden Pfahles, der oft mit einer Geschwindigkeit von 0,3 m in der Sekunde eingesunken sein soll, konnte dann das Rohrstück wieder hoch genommen werden.⁸⁸⁾

Die günstigen Erfahrungen, welche mit dem Eintreiben von Pfählen in Sandboden mittels Druckwasser gemacht sind, haben dieser Ausführungsweise in den letzten Jahren eine große Verbreitung verschafft und zu wesentlichen Vereinfachungen bei Anwendung derselben geführt. Es wird nicht mehr für erforderlich erachtet, das Druckwasserrohr durch die Mitte der Pfähle zu führen, wie es bei dem Brunlees'schen Verfahren zum Einspülen eiserner Rohre geschah; auch bei Anbringung derselben an der Aufsenseite der Pfähle ist die gewünschte Wirkung erreicht und damit ist das Verfahren auch zum Eintreiben hölzerner Pfähle nutzbar gemacht. Es ist nur, wenn nicht sehr kräftige Seitenführungen nötig werden sollen, Fürsorge zu treffen, daß die Wasser-spülung gleichmäfsig um die Spitze des Pfahles, nicht einseitig, erfolgt, weil sonst ein seitliches Ausweichen des Pfahles aus seiner Achsenrichtung eintritt. Zu diesem Zwecke leitet man das untere Ende des Druckwasserrohres unter die Spitze des Pfahles oder man befestigt mehrere Rohre an dem Pfahle symmetrisch um dessen Achse oder führt das Rohr in einen mit Seitenöffnungen versehenen Pfahlschuh.

Fig. 62.

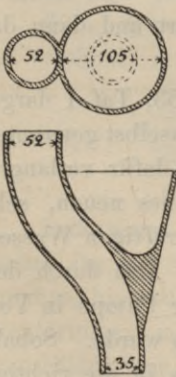
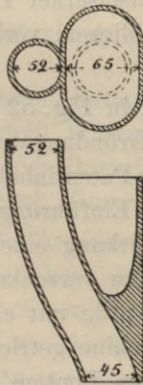


Fig. 63.



Beim Bau von Trockendocks in Dünkirchen hat man die einzutreibenden hölzernen Pfähle mit unten geschlossenen gusseisernen Schuhen nach Fig. 62 versehen, welche einen angegossenen Ansatz zur Aufnahme des Druckwasserrohres enthielten, dessen offenes unteres Ende durch die Achse des Pfahles führte. Für Spundbohlen dienten die Schuhe nach Fig. 63.

⁸⁷⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1873, S. 92 (Aufsatz von Hübbe). — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 371 (Aufsatz von Wendland); 1879, S. 45 (Aufsatz von Wieck). — Ann. des ponts et chaussées 1879, S. 250. — Engng. 1879, II. S. 315. — Engineer 1879, II. S. 303 (Brücke über den Severn). — Deutsche Bauz. 1879, S. 468; 1882, S. 612. — Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467 (Gerichtsgebäude in Braunschweig); 1883, S. 7.

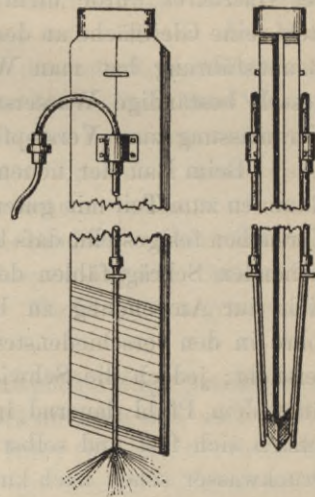
⁸⁸⁾ Deutsche Bauz. 1874, S. 261.

Die etwa 12 m langen Rostpfähle für die Langebrücke in Potsdam sind größtenteils durch Wasserspülung mittels Dampfdruckpumpen für 6 Atmosphären Überdruck in den Boden eingesenkt. Dabei wurden an jedem Pfahl seitlich mittels Klammern zwei schmiedeiserne Rohre von 50 mm Durchmesser angeheftet, deren untere Enden in eine durchlöcherichte Spitze ausliefen und so gebogen waren, daß die beiden aus den Rohren austretenden Wasserstrahlen sich vor der Pfahlspitze vereinigten, sodafs sie genau unter dieser die stärkste Wirkung auf den fortzuspülenden Boden ausübten. Nach der Einsenkung des Pfahles liefsen sich die Spülrohre mit Leichtigkeit aus dem Boden wieder herausziehen. Eine in der Tiefe anstehende, sehr feste eisenhaltige Sandschicht konnte durch das Gewicht der Pfähle und durch die Wasserspülung nicht durchbrochen werden. Auf die letzten 3 bis 5 m Tiefe mußten deshalb die Pfähle gerammt werden.⁸⁹⁾

Eine ähnliche Anlage hat man beim Bau der Stadtschleuse in Bromberg (s. Fig. 64 u. 65) zum Eintreiben der Spundpfähle auf 6 bis 10 m Tiefe getroffen. Hier wurde je ein mit mehreren Klammern verbundenes Pfahlpaar in der Mitte beider Flachseiten mit einem 5 cm weiten Gasrohre ausgerüstet, welches oben durch eine angeschraubte starke Schelle, im übrigen mit leichten Klammern so befestigt war, daß es zum Schluß mit der Dampftramme herausgezogen werden konnte. Unten war jedes Rohr mit einer 0,8 m langen, 2,5 cm weiten Spitze versehen, welche sich der Pfahlspitze anschmiegte. Das obere Ende der Rohre war umgebogen und zum Aufschrauben der Druckschläuche eingerichtet, welche das Wasser aus einer Dampfdruckpumpe zuleiteten. Die Pumpe lieferte in der Minute 300 l Wasser von 6 bis 8 Atmosphären Druck und war mit einem Sicherheitsventil versehen, welches beim Verstopfen der Druckrohre das gesamte Druckwasser entweichen liefs, sobald das Rohr, in Thon eindringend, sich verstopfte. Das Einspülen der Pfähle wurde durch leichte Schläge mit einem 16 Ctr. schweren Rammbären unterstützt, nachdem die Belastung der Pfähle mit 12 Stück je 10 Ctr. schweren Eisenplatten sich als nicht wirksam genug erwiesen hatte. Die Pfähle drangen, so lange sie nicht auf hemmende Schichten trafen oder nachdem sie diese überwunden hatten, mit jedem leichten Schläge des Rammbären um etwa 20 cm ein, ohne seitlich auszuweichen, sodafs sie eine lot- und fluchtrechte Wand ergaben.⁹⁰⁾

Fig. 64.

Fig. 65.



An anderen Baustellen hat man zum Eintreiben von Spundbohlen die Rohre für das Druckwasser in die Nut der Bohlen befestigt und auch damit gute Erfolge erzielt.

Abweichend von den bisher beschriebenen Arten, das Druckwasserrohr anzubringen, ist man bei Hafenbauten an der Ostseeküste, z. B. im Bezirke der Hafenbauinspektion von Neufahrwasser, verfahren, wo sich als zweckmäfsig erwiesen hat, das Rohr überhaupt nicht am Pfahle zu befestigen, sondern nur am Kopfe der Ramme aufzuhängen. Das Druckwasser wurde mittels Hanfschläuchen von den Pumpen in Gasrohre von 27 mm Durchmesser, welche etwas länger als die Pfähle gewählt waren, geleitet. Beim Ein-

⁸⁹⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 113. — Die Pfähle der als Jochpfeiler ausgebildeten Brückenpfeiler der Interstate-Brücke über den Missouri bei Omaha sind ebenfalls mittels Wasserspülung eingetrieben worden, wobei eine 25pferdige, zweicylindrige Dampfmaschine benutzt wurde. Die größte Rammtiefe durch Sand, Schlamm, Kies und Klai betrug 15 m. Engng. news 1894, I. S. 316; Génie civil 1894, Bd. 25, S. 78.

⁹⁰⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 510 ff.

treiben freistehender Pfähle stellte es sich als vorteilhaft heraus, wenn das Gasrohr ungefähr 0,20 bis 0,30 m tiefer, als die Pfahlspitze gesenkt war und während des Arbeitens ständig etwas gehoben und gesenkt wurde.

In reinem Sandboden genügte bei Anwendung der Spritzvorrichtung für das Senken der Pfähle das Drehen derselben, was mittels eiserner Brechstangen geschah. Bei einem Untergrunde mit festeren Thon- und Lehmschichten, wie er mehrfach angetroffen wurde, mußte neben dem Drehen und Spritzen auch noch gerammt werden.

Beim Eintreiben von Spundbohlen mittels Wasserspülung hatte man anfangs das Rohr neben den einzurammenden Pfählen angebracht, wobei jedoch stets eine Abweichung nach der Seite der Einspritzung stattfand. Nach verschiedenen Versuchen hat man dann, um den Wasserstrahl an der wirksamsten Stelle, nämlich zwischen dem neu einzurammenden und dem schon feststehenden Spundpfahl, zur Wirksamkeit zu bringen, das Druckwasserrohr in die Nut der Spundpfähle eingeführt, zu welchem Zweck dieselbe tiefer als gewöhnlich, die Feder dagegen flacher ausgearbeitet wurde. Die Mündung des Gasrohres wurde nicht tiefer als der einzurammende Spundpfahl gesenkt, um eine stets reine Gleitfläche an dem bereits stehenden Pfahle zu schaffen. Bei der besprochenen Bauausführung hat man Wert darauf gelegt, durch Anwendung eines großen Windkessels beständige Wasserstrahlen zu erhalten, weil unterbrochenes Ausstrahlen leicht Veranlassung zum Verstopfen der Druckrohre giebt.⁹¹⁾

Beim Bau der neuen Hafenanlagen in Bremen, wo die Wasserspülung neben dem Rammen zum Teil mit gutem Erfolge angewendet worden ist, hat man nach zahlreichen Versuchen festgestellt, daß bei dem Eintreiben der unter 60° gegen die Wagerechte geneigt stehenden Schrägpfählen der Kaimauern die Wasserspülung mit nennenswertem Erfolge nicht zur Anwendung zu bringen sei. Es wurden bei einem Pfahl auch zwei Spülrohre in den verschiedensten Anordnungen und mit verschiedenen Ausströmungsöffnungen versucht; jedoch die Schwierigkeit, bei dem Betriebe einer Schrägramme die Spülrohre längs dem Pfahl dauernd in Bewegung zu halten, war kaum zu überwinden, die Rohre setzten sich fest und selbst wenn es gelang, dieses zu vermeiden, so bahnte sich das Druckwasser schon nach kurzer Zeit einen lotrechten Ausweg durch den sandigen Boden und vereitelte durch ein solches Umgehen des ihm vorbezeichneten Weges an dem Umfang des Pfahles den erhofften Erfolg vollständig. Dagegen bot die Wasserspülung beim Eintreiben der vorderen Pfähle, welche erst, als die übrigen Rostpfähle in der Umgebung bereits standen, geschlagen wurden, sowie auch beim Eintreiben der hinteren Anschlußspundwand, nicht zu ersetzende Vorteile; denn ohne ihre Anwendung wäre es bei dem bereits sehr stark zusammengepreßten Untergrunde kaum möglich gewesen, besonders die vordersten Tragpfähle vorschriftsmäßig einzutreiben, wie das ein anfänglicher Versuch klarstellte. Das erforderliche Druckwasser von 6 bis 8 Atmosphären lieferten drei Druckwasserpumpen.⁹²⁾

Zum Einsenken hohler, unten offener gußeiserner Pfähle hat man für die Landungsbrücke im Golf von Ajaccio die Wasserspülung in der Weise angewendet, daß man mittels einer gewöhnlichen Feuerspritze durch einen bis zum unteren Ende des Pfahles geführten Schlauch einen kräftigen Wasserstrahl in den röhrenförmigen Pfahl hinein-

⁹¹⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 366 ff.; auch Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 7 über das Einspülen von Spundwänden in Triebssand beim Bau der Hafenanlagen in Calais. Hier haben die Kosten für die Einspülung der durchschnittlich 4,50 m tiefen, 15 cm starken Spundwände einschließlichs sämtlicher Nebenausgaben nur 10 M. 40 Pf. für das Meter Spundwand betragen.

⁹²⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 438.

schickte. Dabei strömte der unten gelöste Sand, mit Wasser vermisch, oben aus dem Pfahl heraus und letzterer sank, indem man mit einem hölzernen Schlägel auf seinen Kopf schlug, allmählich tiefer. Bei dem verhältnismäßig schnellen Sinken des Pfahles war, wenn die beabsichtigte Tiefe fast erreicht war, Vorsicht zu gebrauchen; man schwächte dann die Kraft des Wasserstrahles ab, um leichter den Pfahl zum Stillstehen bringen zu können.⁹³⁾

Beim Bau eines Forts an der „neuen Maasmündung“ ist das Eintreiben 0,45 m weiter gußeiserner Röhren in festen Sandboden zum Zwecke späterer Aufstellung von Wasserkraftsammlern in diesen Röhren für die Bewegung von Panzertürmen nach mehreren mißlungenen Versuchen in folgender Weise bewirkt. Die Röhren wurden am unteren Ende mit einem gußeisernen hohlen Kegel versehen, welcher in der Achse durchbohrt und mit einem vollen stählernen Mundstück geschlossen wurde. Letzteres hatte 4 seitliche Durchbohrungen und oben einen ringförmigen Ansatz zur Aufnahme eines 35 mm weiten Gasrohres, welches das Druckwasser aus zwei Dampfkessel-Speisepumpen den 4 Ausströmungsöffnungen zuführte. An dem gußeisernen Kegel der Pfähle waren zwei L-Eisen befestigt, um beim Drehen des Pfahles, was während der Einsenkung stattfand, den Sand in Bewegung zu halten. Durch die getroffene Anordnung des Gasrohres über dem stählernen Mundstück erhielt einerseits das ausströmende Wasser Gelegenheit, sich gleichmäßig über die kegelförmige Oberfläche der Spitze zu verbreiten und andererseits konnte die gußeiserne Röhre nach vollendeter Eintreibung wasserdicht abgeschlossen werden. Sobald nämlich die Pumpen abgenommen waren, warf man durch das Gasrohr einen bleiernen Kegel, etwas kleiner als die cylindrische obere Öffnung des Mundstückes, und trieb diesen Kegel mit Hilfe einer langen eisernen Stange mit kräftigen Hammerschlägen in die 4 Ausströmungsöffnungen. Nachdem dies geschehen, konnte das Gasrohr abgeschraubt werden.⁹⁴⁾

3. Eintreiben eiserner Röhren durch Einführen von Dampf.⁹⁵⁾ Nach Art der Verwendung von Druckwasser beim Eintreiben eiserner Röhrenpfähle läßt sich auch hochgespannter Dampf zu gleichem Zweck anwenden, wie ein in Riley (Kansas) bei Senkung eines Röhrenbrunnens eingeschlagenes Verfahren beweist⁹⁶⁾, nur werden voraussichtlich wegen des bedeutenden Dampfverbrauchs die Kosten desselben sich höher, als bei der Wasserspülung stellen.

Man bohrte in Riley zunächst ein Loch von 6 m Tiefe und setzte in dieses das 15 cm weite Brunnenrohr, welches unten auf 2 m Länge 1 cm weite Löcher hatte. In das Innere dieses Brunnenrohres wurde ein zweites Rohr von 5 cm Weite mit seitlich umgebogener unterer Spitze eingesetzt und in dieses Rohr Dampf von 10 Atmosphären Spannung geleitet. Der Dampf lockerte, auf dem Grunde und durch die Löcher des Brunnenrohres strömend, auch am Umfange des letzteren den Boden auf und erzeugte nach kurzer Zeit in dem 15 cm weiten Rohre einen zusammenhängenden Wasserstrom, welcher Sand und Steine nach oben führte. Das allmählich sinkende äußere Rohr wurde fortwährend gedreht und nach Bedarf verlängert. Da es sich im vorliegenden Falle um die Herstellung eines Brunnens handelte, wurde das Senken des Brunnenrohres nur so lange fortgesetzt, bis die gewünschte Wasserschicht erreicht war, worauf noch ein

⁹³⁾ Vergl. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 267.

⁹⁴⁾ Vergl. die Mitteilung im Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 186 aus der Tijdschr. van het Kon. Inst. van Ingenieurs 1886/87.

⁹⁵⁾ Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 12.

⁹⁶⁾ Nouv. ann. des travaux publics 1891, S. 79.

Brunnenkessel von genügender Größe ausgespült wurde, indem man den Dampf nunmehr nur zur Seite durch die unteren Löcher im Brunnenrohr austreten ließ.

4. **Das Einschrauben.** Hierzu wird in der Regel ein wagerechtes Sternrad (Haspel) über den oberen Teil des Pfahles geschoben und mittels eines um die Speichen gelegten Taus oder einer Kette ohne Ende durch eine Windevorrichtung gedreht. Der Haspel wird in der erforderlichen Höhe durch Nute und Keil oder in anderer zweckentsprechender Weise befestigt und mit dem Einschrauben des Pfahles nach und nach verschoben, wie dies bei der nachstehend beschriebenen, der unten angeführten Quelle⁹⁷⁾ entnommenen Pfeilergründung der Festungsgraben-Brücke in der Königsberg-Labiauener Eisenbahnlinie erfolgte.

Neben der vorhandenen Brücke der Königsberg-Pillauer Bahn⁹⁸⁾ wurde eine Überbrückung des Festungsgrabens zu Königsberg für die Königsberg-Labiauener Eisenbahn mittels einer festen Brücke von dreimal 13,92 m Stützweite erforderlich und, mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse, erfolgte die Herstellung der Mittelstützen der Brücke in ähnlicher Weise wie bei der erstgenannten aus eisernen Schraubpfählen von 9,7 m Länge, 0,78 m äußerem Durchmesser mit Wandstärken von 0,04 m, die aus mehreren, mittels Flanschen und je 12 Schraubbolzen von 23 mm Stärke zusammengeschraubten Teilen bestanden und zu $\frac{2}{3}$ ihrer Gesamtlänge in den Untergrund eingeschraubt wurden. Der unterste, 1,25 m hohe, 1600 kg schwere Teil trägt die 1,5 m im Durchmesser messende Schraube von $1\frac{1}{8}$ Gang mit 0,27 m Steigung. Die obersten Pfahlteile von 0,4 m Höhe wurden erst nach erfolgter Einschraubung der Pfähle als Pafsstücke hergestellt und dienen den Brückenträgern in der Weise als Auflager, daß die Auflagerplatten sowohl auf den die Pfeiler vollständig ausfüllenden Betonkernen, als auch unter Vermittelung zwischengelegter Bleiplatten auf den obersten Rohrflanschen aufruhend.

Für den Angriff der zum Einschrauben der Pfähle erforderlichen Kraft diente ein Kopfstück *a* (s. Fig. 48, 50 u. 51, Taf. I), welches mit dem einzuschraubenden Pfahl durch Bolzen verbunden wurde und in einer, mit dem Fortschritt der Einschraubung wechselnden Höhe einen durch vier Keile befestigten Kranz *b* trug, an welchem die Drahtvorrichtung angebracht wurde. Anfänglich sollte Menschenkraft benutzt werden, indem in die 8 Öffnungen des Kranzes *b* ebenso viele, von je 4 Arbeitern zu bedienende, 3 m lange Hebel gesteckt wurden, und die Arbeiter sich auf dem später auch für die Aufstellung der eisernen Überbauten benutzten Gerüst (s. Fig. 48 u. 49, Taf. I) bewegten. Zur Erzielung einer genauen Einstellung der Pfähle dienten die beiden auf dem Gerüst angebrachten Führungen *c* und *c'*, von welchen abwechselnd eine bei dem Durchgang der Rohrflanschen außer Tätigkeit gebracht wurde. Um die Pfahlteile, das Kopfstück und den Kranz anheben und in die gewünschte Lage bringen zu können, wurde ferner über dem gerade einzuschraubenden Pfahl das Krangerüst *d*, mit Laufkatze und Differentialflaschenzug versehen, aufgestellt. Bald zeigte sich die Kraft der 32 Arbeiter als nicht ausreichend und es wurden daher unter Benutzung einer Lokomobile mit Vorgelege die in Fig. 48 u. 49 (Taf. I) angedeuteten Anordnungen getroffen. An dem Kranze *b* wurde eine den Lichtraum des Pillauer Gleises nicht berührende Seilscheibe *e* angebracht, in deren Rillen die in entgegengesetzter Richtung umgeschlungenen, an ihren Enden befestigten Drahtseile *f* und *g* lagerten und an die rückwärts verankerten Flaschenzüge *I* und *II* angehängt wurden, während die losen Enden der Zugtaue dieser Flaschenzüge miteinander verbunden und über eine lose Rolle *h* geführt wurden. Mittels eines von dieser losen Rolle nach der Seiltrommel des Vorgeleges der Lokomobile führenden Zugtaues *t*, an dessen Stelle bei tieferem Eindringen der Pfähle und dementsprechenden größeren Widerständen ein Flaschenzug *III* trat, wurde auf die Flaschenzüge *I* und *II* ein gleichmäßiger, genügend großer Zug ausgeübt.

Der Vorgang beim Einschrauben der Pfähle war folgender. Zunächst wurde der untere, mit der Schraube versehene, Pfahlteil auf das Gerüst aufgeklotzt, mit dem unteren Mittelstück des Pfahles unter Dichtung der Verbindungsstelle verschraubt und auf dieses das Kopfstück *a* befestigt. Der so zusammengesetzte Pfahlteil von etwa 4900 kg Gewicht wurde mittels eines durch das obere Ende des Kopfstückes *a* durchgesteckten Bolzens und zweier gleichlangen Taukränze vom Differentialflaschenzuge *z* gefaßt und auf die Grabensohle hinabgelassen, indem die lotrechte und richtige Stellung des Pfahles durch Aufsetzen einer Libelle auf den genau abgedrehten oberen Rand des Kopfstückes bezw. durch Einmessen

⁹⁷⁾ Schnebel. Gründung der Festungsgraben-Brücke der Königsberg-Labiauener Eisenbahn. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 45—47.

⁹⁸⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1866, S. 545 ff.

der Pfahlachse überwacht wurde. Nach Anbringung der unteren Führung *c* wurde sodann das Kopfstück *a* beseitigt, ein zweites Mittelstück aufgesetzt, die obere Führung *c'* angebracht, das Kopfstück wieder befestigt, der Kranz *b* mit der Seilscheibe *e* in passender Höhe verkeilt, die Taue und Flaschenzüge angebracht und nunmehr die Lokomobile in Bewegung gesetzt. Nach jeder Umdrehung des Schraubenpfahles mußten die Drahtseile *f* und *g*, sowie die Taue der Flaschenzüge, da diese nur für eine Umdrehung des Pfahles bemessen waren, wieder in die ursprüngliche Lage gebracht werden; ebenso war nach einigen Umdrehungen der Pfähle der Kranz *b* mit der Seilscheibe *e* anzuheben, sowie nach vollständiger Einschraubung eines Pfahles das Krangerüst über dem nächsten Pfahl aufzustellen.

War ein Pfahl etwa 2 m tief eingeschraubt, so wurde nach Abnahme des Kopfstückes *a* ein weiteres Mittelstück eingesetzt und der Vorgang wiederholte sich in der beschriebenen Weise. Während des Einschraubens wurde die Stellung der Pfähle fortdauernd durch Nachtreiben der Führungen und nötigenfalls durch seitliche Absteifungen berichtigt. Dies wurde dadurch erleichtert, daß die Lokomobile durch Ausrücken der Zahnkuppelung, welche die auf hohler Achse sitzende Seiltrommel des Vorgeleges mit der Achse des großen Zahnrades verband, rasch außer Wirkung gesetzt werden konnte.

Die Beseitigung der im Innern der Röhren verbleibenden Bodenmassen erfolgte jedesmal während der Vorbereitungen für das Aufsetzen eines neuen Pfahlteiles und konnte bei dem geringen Wasserzudrange durch einen mittels eines Kübels in den Pfahl hinabgelassenen Arbeiter mit einem löffelartigen Spaten bewirkt werden. Nur für die untersten Teile der Pfähle mußte die Bodenförderung mit dem Sackbohrer vorgenommen werden. Nach Entleerung der Pfähle wurden sie mit Beton ausgefüllt. Ein steigendes Meter Pfahl kostete rund 630 M.

Zur Aufstellung der Bewegungsvorrichtung hat man, statt wie in dem vorstehenden Beispiele feste Gerüste um den Pfahl zu errichten, vielfach die bereits fertigen Teile des betreffenden Bauwerkes benutzt und zwar in der Weise, daß über die fertigen Joche ein bis zur Stelle des neu zu errichtenden Pfahles reichender, mit einer Winde versehener Ausleger gestreckt wurde. Am vorderen Ende dieses Auslegers wurde dann der Pfahl aufgerichtet, befestigt, dadurch in seiner Stellung erhalten und dann nach Aufsetzen des wagerechten Haspels gedreht.⁹⁹⁾

Eine dritte Ausführungsweise besteht in der Anwendung schwimmender Gerüste (etwa eines von zwei Pontons getragenen Rüstbodens) zum Einschrauben der Pfähle, wobei dann die Einrichtung auch so getroffen werden kann, daß die Arbeiter unmittelbar mittels Hebel den Pfahl drehen.

In Fällen, wo die an den Schraubenflantschen entstehende Reibung der Bewegung des Pfahles einen schwer zu bewältigenden Widerstand entgegenstellte, hat man wohl auch die Arbeit dadurch zu erleichtern gesucht, daß man einen Wasserstrahl unter kräftigem Druck gegen die Unterfläche der Schraubenflantschen geführt hat. Beim Bau der Landungsbrücke zu Lewes in Nord-Amerika hat man aber nach Untersuchung abgebrochener und wieder ausgegrabener Schrauben, deren obere Flächen blank geworden waren, geschlossen, daß in großen Tiefen der auf den Flantschen ruhende Erdkegel den bei weitem größten Teil der Reibung erzeuge. Nachdem man nun jenen Wasserstrahl gegen die obere Schraubenfläche hat wirken lassen, erreichte man eine ganz erhebliche Verminderung der Reibung.

Über einzelne Leistungen beim Einschrauben von Pfählen liegen folgende Angaben vor:

Beim Hafendamm an der Küste von Wexford sind mit einer Bewegungsvorrichtung durchschnittlich täglich 2 Pfähle 3,3 bis 4,5 m tief in den auf 2,5 m aus Sand und Kiesel, darunter aus blauem Thon bestehenden Boden eingeschraubt.

An der Landungsbrücke zu Lewes (s. S. 40) sind von einer aus etwa 20 Arbeitern bestehenden Mannschaft als größte Leistung täglich 4 der kürzeren Pfähle auf etwa 3 m Tiefe in Sandboden eingeschraubt und von den bis 10 m langen, mit dem unteren Teile in Thonmergel und Gerölle sich einschraubenden Pfählen 6 Stück in 5 Tagen.

⁹⁹⁾ Vergl. u. a. Deutsche Bauz. 1878, S. 532.

Bei der Brücke der ostpreussischen Südbahn über den Festungsgraben bei Königsberg sind die 0,79 m Durchmesser haltenden Pfähle bei 9,5 m Gesamtlänge und 5,9 m Länge im Boden, der oben aus Sand, unten aus blauem Thon besteht, jeder in durchschnittlich 6 Tagen von 16 Arbeitern eingeschraubt.

§ 9. Übersicht der gebräuchlichsten Rammen. Die zum Eintreiben von Pfählen benutzten Rammen sind Handrammen, Zugrammen, Kunstrammen, Wipprammen, Dampfammen, Druckluft- und Pulverrammen.

Da im IV. Bande des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften (über „Baumaschinen“) die Rammen im III. Kapitel (1. Abt., 2. Aufl.) eingehend behandelt werden, so kann hinsichtlich der Beschreibung der verschiedenen Arten auf jenes Kapitel verwiesen werden. Hier beschränken wir uns darauf, eine kurze Übersicht zu geben und die Gesichtspunkte zu besprechen, welche bei der Wahl des Rammverfahrens maßgebend sind.

1. Die **Handrammen**, bei welchen der Rammklotz an den daran befestigten Handhaben von den Arbeitern unmittelbar erfaßt, gehoben und auf den einzutreibenden Pfahl gestossen wird, finden im Grundbau nur selten und höchstens zum Eintreiben leichter Wände Anwendung. — Man rechnet für den Mann 12 bis 15 kg Gewicht des Rammklotzes, sodafs dieser für 4 Mann höchstens 60 kg schwer wird. Die Hubhöhe beträgt kaum 1 m. Der Effekt ist daher nur gering. Man kann ihn wohl dadurch vergrößern, dafs man an dem Pfahl selbst eine Rüstung für die Arbeiter befestigt, sodafs ihr Gewicht mit zur Wirkung kommt.

2. Bei den **Zugrammen** oder **Lauframmen** in ihrer ursprünglichen Einrichtung wird der an einem Tau hängende Rammbar (Klotz, Fallblock) durch Arbeiter hoch gezogen und wieder fallen gelassen. Das Tau wird dabei über eine im oberen Teil der Ramme angebrachte Rolle geführt, reicht mit dem losen Ende bis auf die Arbeitsbühne (Stube) und trägt in einer Höhe von etwa 5 m über derselben das Kranzttau mit so vielen Zugleinen, als Arbeiter angestellt werden sollen. Etwa alle 2 Sekunden erfolgt ein Schlag des Bären auf den Pfahl und nach 20 bis 25 (nach Perronet nach 25 bis 30) Schlägen, einer sogenannten Hitze, eine Pause von 2 bis 3 Minuten zur Erholung der Arbeiter.¹⁰⁰⁾ Vielfach wird aber auch mit längeren Hitzten von 40 bis 50 Schlägen gearbeitet, denen dann längere Pausen von 3 bis 4 Minuten folgen. Beim Beginn bzw. beim Ruhen des Bären auf dem Pfahl sollen die an den Leinen befestigten Knebel, an welchen die Arbeiter ziehen, in Augenhöhe, etwa 1,5 m über Boden stehen. Die gewöhnliche Hubhöhe ist 1,2 m, kann aber auf 1,5 bis 1,6 m durch gröfsere Anstrengung der Arbeiter gesteigert werden. Bei den sogenannten Trommelhitzten, welche besonders bezahlt werden, müssen die Arbeiter mit den Knebeln den Rüstboden hörbar berühren, wodurch die Hubhöhe des Bären vergrößert wird. Beim Bau der Wittenberger Elbbrücke will man damit einen Hub von 6 Fufs (1,88 m) erreicht haben.

Das Gewicht der Rammbaren ist verschieden je nach der Bestimmung der Pfähle, nach der Bodenbeschaffenheit und anderen Umständen; meist wird es zwischen 200 und 600 kg angenommen. Für je 100 kg Gewicht des Bären rechnet man bei uns 6 Mann (nach Perronet 8 Mann). Jeder Arbeiter bedarf eines Raumes von etwa 0,5 qm Grundfläche. Je gröfsere die Anzahl der Arbeiter ist, desto ungünstiger ist die Arbeitswirkung der am äufseren Umfange stehenden, infolge der schrägen Richtung der Zugleinen. Wo nicht zwingende Umstände dagegen sprechen, wird man deshalb das Gewicht des Bären und die davon abhängige Arbeiterzahl nicht zu grofs nehmen.

¹⁰⁰⁾ Über die beim Bau der Wittenberger Elbbrücke beobachtete günstige Wirkung einer grofsen Anzahl von Schlägen in den einzelnen Hitzten vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1854, S. 491.

Außer den Arbeitern zum Heben des Bären werden bei jeder Zugramme ein Schwanzmeister, welcher das lose Ende des Zugtaues hält und das Kommando führt, und einige Zimmerleute zum Vorbereiten und Richten der Pfähle erforderlich.

Die bei uns gebräuchliche Zugramme besteht aus einem rechtwinkligen Schwellwerk mit einer Vorder-, einer Hinter-, zwei Seiten- und zwei Mittelschwellen, welches auch die Bedielung (die Stube) zur Aufnahme der Arbeiter trägt. Auf dem Schwellwerk stehen ein oder zwei Läufer (Mäkler, Läuferuten) zur Führung des Rammjärens und zur Unterstützung der Rammscheibe oder Rolle, ferner zwei Vorderruten, deren eine mit Sprossen versehen wird, und zwei Hinterruten mit Haspelwelle und weiteren Vorrichtungen zum Aufrichten der Pfähle.

An Abweichungen von dieser Anordnung kommen folgende vor:

- a) Das Schwellwerk wird nicht in rechteckiger Grundriffsform, sondern dreieckig angeordnet (Winkelramme) und dadurch ein leichtes Aufstellen der Ramme in den Ecken der Baugrube ermöglicht, bei allerdings geringerer Standfestigkeit des Gerüsts. Anstatt der 2 Hinterruten, wie bei der gewöhnlichen Ramme, kommt hier oft nur eine vor, die wohl über die Vorderruten verlängert wird und die Rolle zum Aufwinden der Pfähle trägt.
- b) Der Rammjäre bewegt sich nicht vor, sondern zwischen den beiden Läufern (Schere) und ist zu diesem Zwecke auf beiden Seiten mit kurzen Armen versehen, die die Schere umfassen. Der Järe erhält dadurch eine sehr sichere Führung und kann, weil die Schere vor dem Rammgerüst vorspringt, tiefer hinabfallen, als bis zum Schwellwerk, indem man die Schere entsprechend tiefer führt. Versieht man das Gerüst mit einer beweglichen Hinterstrebe, so kann die Ramme geneigt und der Pfahl auch schräg eingerammt werden. Diese Scherenrammen sind in Holland und Frankreich sehr gebräuchlich, können aber, da die Schere den einzurammenden Pfahl umfaßt, nicht zum Eintreiben von Spundwänden benutzt werden. Die Perronet'sche Ramme ist eine Scherenramme mit einfacher Hinterrute.
- c) Anstatt der festen Verschwellung, mit festem Vorder- und Hintergerüst, werden nur die Vorderruten, Läufer und die Vorderschwelle fest miteinander verbunden und durch eine hintere Stütze, sowie durch Kopftaue in ihrer Stellung erhalten (Stützenramme).

Mitunter läßt man auch die Vorderruten und Vorderschwellen fort, stellt den Läufer mit einer unten angebrachten Spitze auf eine sichere Unterlage und erhält ihn durch zwei bewegliche Stützen mit Kopftauen in seiner Lage.

3. Zugrammen, durch Elementarkräfte betrieben. Wenn als besonderes Merkmal der Zugrammen die feste Verbindung des Rammjärens mit dem Zugseil anzusehen ist, welche zur Folge hat, daß beim Niederfallen des Bären seine freie Bewegung durch die Last, welche er mitziehen muß, beeinträchtigt wird, so sind hier als Abarten der Zugramme noch einige Rammmaschinen zu erwähnen, bei welchen das Heben des Bären nicht durch Menschen, sondern durch Elementarkräfte bewirkt wird. Zu diesen gehört die zuerst im Jahre 1848 in den St. Katharines Docks zu London und später bei Eisenbahn- und anderen Bauten mit gutem Erfolg benutzte atmosphärische Ramme von Clarke und Varley.¹⁰¹⁾ Die Rammscheibe hängt hier an dem einen Ende einer über eine feste Rolle geführten Kette, deren anderes Ende einen Kolben trägt. Dieser

¹⁰¹⁾ Vergl. Civ. eng. and arch. journ. 1848. — Becker. Baukunde des Ingenieurs. 1853, S. 226.

Kolben bewegt sich luftdicht in einem oben offenen Cylinder, dessen unteren Teil man abwechselnd mit einem Vakuumapparat und mit der äußeren Atmosphäre in Verbindung setzt und dadurch die Auf- und Abwärtsbewegung erzeugt.

Ferner gehören hierher einzelne Dampfrahmen, wie die Kefsler'sche mit unmittelbarer Übertragung der Dampfkolbenbewegung auf das Zugtau oder wie die Schwartzkopff'sche, bei welcher durch eine lokomobile Dampfmaschine eine mit ihrer Achse fest verbundene Kettenscheibe in einer und derselben Richtung gedreht wird. Auf der Achse der Kettenscheibe sitzt eine losé zum Aufwickeln des Zugtaues dienende Trommel, die mittels einer Friktionsscheibe so an die Kettenscheibe geprefst werden kann, daß sie an deren Bewegung teilnimmt. Geschieht letzteres, so wird der Rammbar hochgezogen, löst man die Verbindung, so fällt er herunter und wickelt dabei das Zugtau, indem er es nachzieht, wieder ab. Eine schnelle Abnutzung des Zugtaues ist bei den letzterwähnten mechanischen Rahmen unvermeidlich.

4. Bei den **Kunstrammen** wird im Unterschiede zu den Zugrammen der Rammbar mittels einer Kette hochgewunden und dann von derselben gelöst, sodafs er frei herabfallen kann. Die Hubhöhe ist hier nicht wie bei den durch Menschen bewegten Zugrammen durch die Gröfse der Arbeiter beschränkt, sondern kann so groß gewählt werden, als es die Beschaffenheit der Materialien zuläfst. Zur Herstellung und Lösung der Verbindung zwischen Windekette und Rammbar dient der sogenannte Schnepper oder die Katze, ein mit einem Gegenarm versehener Haken oder zangenartiger Doppelhaken, der am Ende der Windekette befestigt wird und an jeder beliebigen Stelle, entsprechend der gewollten Hubhöhe, gelöst werden kann. Ist der Rammbar gefallen, so sinkt der Schnepper durch sein eigenes Gewicht langsam nach, oder wird von den Arbeitern herabgelassen werden, um unten angekommen, den Rammklotz von neuem zu erfassen.

Die Aufeinanderfolge der Schläge ist hier eine wesentlich geringere, als bei den Zugrammen, die Wirkung jedes einzelnen Schlages aber, wegen der größeren Fallhöhe, kräftiger und der Nutzeffekt ein ungleich größerer.

Die Windevorrichtung zum Bewegen der Kette wird in der Regel für 4 Mann eingerichtet und besteht aus einem Windebock mit Kettentrommel, Sperrrad, einfachem (selten doppeltem) Vorgelege, Bremsvorrichtung und Ausrückung; letztere Teile sind erforderlich, um beim Niedergehen des Schnepfers die Bewegung mäfsigen und das Getriebe ausser Verbindung setzen zu können. Die Windevorrichtung wird mit dem, je nach Umständen noch besonders zu belastenden, Schwellwerk durch Schraubbolzen fest verbunden. Das Rammgerüst unterscheidet sich nicht so wesentlich von dem der Zugrammen, um hier eine nähere Beschreibung nötig zu machen.

Die Rammbaren werden hier durchschnittlich schwerer genommen als die für Zugrammen bestimmten, meist zwischen 600 und 1000 kg; die Hubhöhe bis zu 7 m, im Anfang der Pfahlbewegung geringer und allmählich größer werdend.

Die Kunstrammen sind mit geringen Abänderungen schon in ihrer einfachen Anordnung zum Betriebe durch tierische und elementare Kräfte geeignet. Die Bewegung der Windevorrichtung durch Dampfmaschinen, welche getrennt von der Ramme aufgestellt werden, ist in England und auch in anderen Ländern seit vielen Jahren in Gebrauch.¹⁰²⁾

¹⁰²⁾ Eine sehr einfache Einrichtung dieser Art ist in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 437 beschrieben.

Zu nennen sind hier die Dampfkunstrammen von Cowdin¹⁰³⁾, Scott und Robertson¹⁰⁴⁾, Graul¹⁰⁵⁾, Schramm.¹⁰⁶⁾

Neuerdings hat man mehrfach Rammen eingeführt, bei welchen die Dampfmaschine mit der Ramme einheitlich verbunden und dadurch die Bewegungsvorrichtung wesentlich vereinfacht wird. Hervorzuheben ist in dieser Hinsicht die Sissons & White'sche Ramme¹⁰⁷⁾, verbessert durch Eassie, bei welcher eine Kette ohne Ende fortlaufend bewegt und ihre Verbindung mit dem Rammbären durch eine sinnreiche Schneppevorrichtung hergestellt oder gelöst wird. Weitere Verbesserungen zeigen die nach diesem Vorbilde von Menck & Hambroek in Ottensen gebauten Rammen.¹⁰⁸⁾ Auch gehört hierher die Chrétien'sche Ramme¹⁰⁹⁾, bei welcher die Kolbenstange eine Rolle trägt, um welche die Kette zum Hochziehen des Bären geführt ist.

Statt der Dampfkraft kann zum Betriebe der Kunstrammen in gleicher Weise die Elektrizität Verwendung finden.¹¹⁰⁾

5. Die holländische **Wippramme** (von Bovy & Co.) gehört hinsichtlich der lösbaren Verbindung des Bären mit der Aufzugsvorrichtung und des dadurch ermöglichten freien Falles des Bären zu den Kunstrammen, zeigt aber in der Aufnahme der Kräfte zum Heben eine gewisse Ähnlichkeit mit der Zugramme. Die Arbeiter ziehen hier mittels Zugleinen an dem einen Ende eines doppelarmigen Hebels, dessen anderes Ende eine kurze Kette mit dem Schneppe zum Ergreifen des Bären trägt. Der Hebel mit dem zu seiner Unterstützung erforderlichen Rahmwerk ruht auf dem einzurammenden Pfahl und wird durch ein einfaches Rammgerüst geführt. Der Hub des Bären wird durch ungleicharmige Gestaltung des Hebels größer, als bei den Zugrammen, beispielsweise 1,6 m bei einem Gewicht des Bären von 500 kg.¹¹¹⁾

6. Eine eigenartige und zugleich sehr vollkommene Ausbildung zeigt die von Nasmyth eingeführte, der Ausführungsweise seiner Dampfhammer entsprechende Nasmyth'sche **Dampframme**. Bei ihr wird der Dampfzylinder mit dem zu seiner Unterstützung und zur Führung des Bären dienenden Gehäuse auf den Pfahlkopf gesetzt und durch bewegliche Röhren mit dem Dampfkessel verbunden. Der unmittelbar an der Kolbenstange hängende Rammbar wird durch den unter den Kolben geführten Dampf gehoben und fällt nieder, indem der Dampf aus dem unteren Teil des Cylinders durch den Dampfschieber entweicht, während gleichzeitig über dem Kolben die atmosphärische Luft durch Löcher, welche in der Nähe des oberen Cylinderdeckels angebracht sind, eintritt. Die Hubhöhe des Bären beträgt etwa 0,9 bis 1,1 m und sein Gewicht 1400 bis 2000 kg; die Anzahl der Schläge in der Minute kann auf 60 bis 80 getrieben, wegen der eintretenden Pausen jedoch für die Stunde nur zu 1000 bis 1500 gerechnet werden. Die Wirkung des Bären auf den Pfahl wird über das seiner Fallhöhe entsprechende Maß durch ein elastisches Luftkissen erhöht, welches beim Aufwärtsbewegen

¹⁰³⁾ Siehe Romberg's Zeitschr. f. Baukunde 1842, S. 15.

¹⁰⁴⁾ Siehe Dingler's polyt. Journal 1860, I. S. 243.

¹⁰⁵⁾ Siehe Civilingenieur 1878, S. 547.

¹⁰⁶⁾ Siehe Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.

¹⁰⁷⁾ Siehe Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 418.

¹⁰⁸⁾ Hierher gehören auch die Transmissionsdampfrahmen von Reden (s. Uhland's prakt. Maschinenkonstr. 1873, S. 115) und von Ploeg u. Jaquet (s. Rziha's Eisenbahn-Ober- und Unterbau. Wien 1877).

¹⁰⁹⁾ Siehe Mémoires des travaux de la société des ingénieurs civils 1875. — Dingler's polyt. Journal 1869, II. S. 347.

¹¹⁰⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 228.

¹¹¹⁾ Siehe Deutsche Bauz. 1869, S. 631.

des Dampfkolbens durch die Verdichtung der in dem obersten Cylinderteile verbleibenden Luft sich bildet. In der Absicht die Wirkung noch weiter zu erhöhen, wird bei der Schwartzkopff'schen Ramme¹¹²⁾ auch über den Dampfkolben Dampf geführt, die Maschine also doppeltwirkend gemacht.

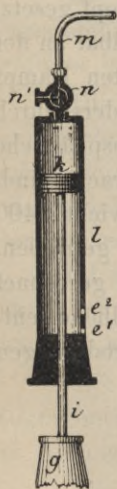
Abarten der Nasmyth'schen Rammen sind die Dampfrahmen von Riggensbach¹¹³⁾ und von Lewicky mit beweglichem Dampfeylinder und feststehendem Kolben.¹¹⁴⁾

Als ein Nachteil der älteren Nasmyth'schen Rammen sind die häufig erforderlichen Ausbesserungen hervorzuheben, welche dadurch notwendig werden, daß die den Erschütterungen durch den fallenden Bären ausgesetzten Gehäuse und Rahmen sich nicht genügend widerstandsfähig zeigen. Bei den verbesserten neueren Ausführungen besteht dieser Nachteil in geringerem Grade. Die Ramme wird bei Anwendung fester Rüstungen meist durch Rollen unterstützt und auf Schienen weiter bewegt, sonst auf Schiffe gestellt.

Neben den Vorteilen der unmittelbaren Dampf Wirkung, des großen Bär gewichtes und der raschen Aufeinanderfolge der Schläge, welche die Nasmyth'sche Dampf ramme auszeichnen, ist der der Mitbenutzung des toten Gewichtes der Maschine zum Eintreiben des Pfahles noch besonders hervorzuheben. Diese tote Last von 2 bis 3 t, welche beständig auf dem Pfahl ruht, wirkt gegen ein Zurückprallen des Pfahles nach dem Schlage des Rammklotzes und, indem die ganze Vorrichtung eine sichere Führung durch das Rammgerüst erhält, verhindert sie gleichzeitig eine Verdrehung oder Verschiebung des einzurammenden Pfahles. Die Wirkung ist nicht lediglich die des Stosses, sondern auch eine Druckwirkung, bei welcher die Pfähle gut geschont und sehr gleichmäÙig in den Boden getrieben werden.¹¹⁵⁾

7. Für gröÙere Betriebe sind die Vorteile der Rammen mit direkter Dampf Wirkung immer mehr anerkannt; namentlich haben die nach dem in Frankreich 1876

Fig. 66.



patentierten System Lacour erbauten Figée'schen Rammen eine große Verbreitung gefunden. Bei diesen besteht der direkt wirkende Rammbar aus einem hohlen gußeisernen Klotz *l* (Fig. 66), welcher als Dampfzylinder ausgedreht, im unteren Teile aber zur Erzielung des erforderlichen Gewichtes voll belassen ist. Der in den Cylinder eingepaÙte Kolben *k* ruht mittelst der Kolbenstange *i* auf dem Kopf des einzurammenden Pfahles *g*. Tritt nun durch die Schlauchleitung *m*, in welche ein Dreiweghahn eingeschaltet ist, Dampf aus dem Kessel in den Hohlraum des Rammbarrens, so hebt sich dieser, während die Kolbenstange auf dem Pfahle ruhen bleibt. Die unter dem Kolben vorhandene Luft und das Kondensationswasser treten durch das Loch *e*¹ aus. Das Loch *e*² dient zum Austritt des Dampfes, wenn der Rammzylinder seine größte Höhe erreicht hat. In diesem Augenblick wird der Dreiweghahn *n* mittels eines an ihm befestigten Zugseiles von Hand gedreht, sodafs die Dampfzuführung in das Bärgehäuse unterbrochen wird und der in letzterem vorhandene Dampf durch *n*¹ entweicht. Infolge dessen fällt der Rammbar auf den Pfahl *g* herab. Dann wird durch Rückdrehung des Dreiweghahns

¹¹²⁾ Siehe Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1860, S. 110 u. 224.

¹¹³⁾ Siehe Verhandl. d. Ver. zur Beförderung des Gewerbflusses in Preußen 1865, S. 138.

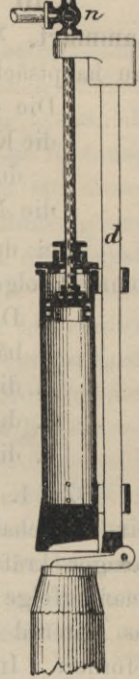
¹¹⁴⁾ Siehe Dingler's polyt. Journal 1875, Bd. 217, S. 366.

¹¹⁵⁾ Über die Verwendung von Dampfrahmen in bebauten StraÙen bei der Berliner Kanalisation siehe Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 196.

wieder Dampf zugelassen und das Spiel beginnt von neuem. Die Zahl der Schläge beträgt etwa 30 in der Minute.

Die Figée'sche Ramme unterscheidet sich vorteilhaft von der Nasmyth'schen durch die einfache Steuerung, durch die wesentlich geringeren Anschaffungskosten, sowie durch geringere Schwerfälligkeit. Beim Bau der Strafsenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg¹¹⁶⁾ hat sich aber als Übelstand das Aufweichen der Pfahlköpfe durch das Kondensationswasser und den Abdampf herausgestellt, sodafs bei schwierigen Rammungen ein öfteres Anschneiden eines neuen Pfahlkopfes nötig wurde. Dieser Übelstand ist durch eine von Menck & Hambroek eingeführte Verbesserung beseitigt, bei welcher die untere Durchbohrung des Rammcyinders mit ihren Undichtigkeiten wegfällt, s. Fig. 67. Die Kolbenstange ist nämlich nach oben durch den Deckel des Rammcyinders geführt und an einem Stützträger aufgehängt, welcher, neben dem Rammbaren angebracht, mit seinem Fuß auf den Pfahlkopf sich stützt. Die Kolbenstange ist hohl, um zur Dampfzuleitung zu dienen und hat an ihrem oberen Ende den Dreiweghahn, welcher nicht mehr bei jedem Schläge dem Spiele des Rammbaren zu folgen hat, sondern nur die allmähliche abwärts gehende Bewegung des Pfahles mitmacht.

Fig. 67.



Bei dem erwähnten Hamburger Brückenbau hat man mit Figée-Rammen bei 1200 kg Bärgewicht, 1,6 m mittlerer Fallhöhe, 6 hl täglichem Kohlenverbrauch, 4 bis 5 Mann Bedienung folgende tägliche Durchschnittsleistung erzielt:

Von fester Rüstung 1,8 m Pfahlwand aus 26 cm starken Kantpfählen bei 7 m Rammtiefe oder 7 Stück Rundpfähle von 30 cm Durchmesser bei 7,3 m Rammtiefe,

von schwimmenden Gerüsten 3 m Pfahlwand aus 26 cm starken Kantpfählen bei 3,4 m Rammtiefe oder 4 Rundpfähle von 30 cm Durchmesser bei 5,7 m Rammtiefe.

8. Die dauernde Belastung des Pfahles mit der zur Bewegung des Rammbaren dienenden Vorrichtung tritt auch bei der zuletzt noch zu erwähnenden Pulverramme ein, einer Erfindung des Amerikaners Shaw (vervollkommnet durch Riedinger.¹¹⁷⁾ Bei dieser nimmt ein etwa 15 cm weit, 62 cm tief ausgebohrter gussstählerner Mörser (Kanone) einen an dem Rammbaren befindlichen, etwa 11 cm starken Kolben auf, der mit einem aufgeschnittenen Stahlringe das Kanonenrohr luftdicht verschließt. Der Mörser wird auf den einzurammenden Pfahl gestellt, dessen Kopf er mit einer tellerförmigen Vertiefung umfaßt. Beim Beginn der Bewegung wird der Bär hoch gewunden und dann in den Mörser eine Patrone gelegt. Indem nun der Bär herabfällt, explodiert die Patrone und schleudert den Bären soweit wieder in die Höhe, daß der Mörser zum Einwerfen einer neuen Patrone frei wird u. s. f. In der Minute werden 10 bis 12 Schüsse abgefeuert; nach einer solchen Hitze muß der Kolben gereinigt und geschmiert werden. Das Gewicht des Bären wird bei den Riedinger'schen Pulverrammen für größte Tiefgänge der Pfähle, von 6 bis 10 m, zu 700 bezw. 1150 kg angenommen.

Die Leistung dieser Rammen hat sich als ganz günstig erwiesen, nachteilig aber das starke Knallen beim Betriebe. Auch leidet das Holz der Pfähle unter den wuchtigen Schlägen, sodafs die Pulverrammen nur bei weichem gleichmäßigen Boden oder Sand anwendbar werden.

¹¹⁶⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 345.

¹¹⁷⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 433.

Versuche über Einrammen von Pfählen mittels Dynamit wurden vom Oberleutnant v. Prodanowic angestellt. Sie ergaben geringere Kosten und erforderten weniger Zeit, als dies bei Kunstrammen der Fall ist. Zwei Ladungen von je 0,5 kg Dynamit übten dieselbe Wirkung aus, wie 10 Schläge eines 720 kg schweren Rammjärens bei 3 m Fallhöhe.¹¹⁸⁾

§ 10. Arbeitsleistung bei verschiedenen Rammen. Kosten. Wahl der Rammart. Von den im vorstehenden Paragraph erwähnten Rammen sind für den Grundbau hauptsächlich folgende von Bedeutung:

- Die durch Menschen bewegte Zugramme,
- die Kunstramme in ihren verschiedenen Betriebsarten, namentlich durch Menschen, durch Dampfkraft und durch Elektrizität,
- die Nasmyth'sche und die Figée'sche Dampfgramme.

Bei der Entscheidung über die im besonderen Fall anzuwendenden Rammen kommen folgende Punkte in Frage:

1. Das Verhalten der einzurammenden Pfähle unter den Schlägen des Rammjärens bei den verschiedenen Maschinen,
2. die Wirkung der Rammen hinsichtlich der verwendeten Zeit,
3. der Nutzeffekt,
4. die gesamten Kosten des Rammens.

Zu 1. Das Material der einzurammenden Pfähle erträgt nur ein gewisses, durch seine Beschaffenheit und die Abmessungen bedingtes Maß der Schlagwirkung. Je weniger kräftig die einzelnen Schläge sind und je mehr man durch schnelle Aufeinanderfolge die geringe Wirkung eines jeden zu ersetzen sucht, desto mehr wird das Material geschont und das regelmäßige Eindringen des Pfahles in den Boden gefördert. In dieser Beziehung arbeiten daher die Zugrammen sehr günstig und behalten namentlich bei schwachen Hölzern ihre Bedeutung. Im Gegensatz dazu verursachen die Kunstrammen, deren vorteilhafte Wirkung in der Vermehrung der Hubhöhe des Rammklotzes beruht, eine stärkere Inanspruchnahme des Materials und machen daher eine sorgfältige Bemessung der Beziehungen zwischen dem Stofs des Rammjärens und den Abmessungen des Rammpfahles erforderlich.¹¹⁹⁾

Nasmyth'sche und Figée'sche Dampfgrammen, die wegen des bedeutenden Gewichtes der auf den Pfahl wirkenden Teile überhaupt nur bei starken Hölzern in Frage kommen, arbeiten, wie bereits erwähnt, sehr günstig, indem sie eben vermöge der toten Last und der verhältnismäßig geringen Hubhöhe des schweren Rammklotzes die Härte des Stofses mäfsigen.

Zu 2. Wo es darauf ankommt, in kurzer Zeit und ohne Rücksicht auf den Kostenpunkt eine gewisse Arbeitsleistung hervorzubringen, treten die Zugrammen in wirksamen Wettbewerb mit den durch Menschen betriebenen Kunstrammen, indem sie die Anstellung

¹¹⁸⁾ Mitteilungen des k. k. technischen und administrativen Militär-Comités in Wien 1883, Heft 7. — Dingler's polyt. Journal 1883, Bd. 247, S. 44. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 171.

¹¹⁹⁾ Beim Bau des Neisse-Viadukts zu Görlitz 1844/47 hat man, um das Feststehen der mit Zugrammen eingetriebenen Rostpfähle zu prüfen, Kunstrammen mit 17 Ctr. (850 kg) schweren Jären und 24 Fufs (7,6 m) Fallhöhe benutzt. Beim Aufgraben des Grundes zeigte sich, dafs von den, 34 cm am Stamm, 23 $\frac{1}{2}$ cm am Zopfende messenden, sehr guten kieenenen Rundpfählen mehrere die Schläge nicht ausgehalten hatten, indem sie in einer Tiefe von 2 bis 2 $\frac{1}{2}$ m unter dem Kopfe zusammengestaucht waren und Wulste bildeten, in welchen sich das Holz in ganz feine Längsfasern aufgelöst fand. Zeitschr. f. Bauw. 1855, S. 318.

einer viel größeren Zahl von Arbeitern an einer Ramme möglich machen. Erst durch Benutzung der Dampfkraft oder billig zu erlangenden Elektrizität zum Betriebe der Rammen ist der Vorsprung einzuholen. Es ist indessen zu bemerken, daß dieser zu Gunsten der Zugramme sprechende Umstand nur selten und eigentlich nur da von praktischer Bedeutung wird, wo die Beschränktheit des Bauplatzes die Aufstellung der Rammen in größerer Zahl ausschließt und also eine thunlichst große Vereinigung von Arbeitskräften verlangt.

Zu 3. Was den Nutzeffekt zunächst der beiden von Menschen zu betreibenden Rammen, der Zug- und Kunstrammen betrifft, so ist er bei letzteren ungleich größer. Der Grund dafür liegt darin, daß der Arbeiter dauernd an der Kurbel mehr leistet, als beim Ziehen am Rammtau, und daß ein Teil der Zugkraft durch die schräge Richtung der Zugleinen verloren geht. (Mit der Anzahl der Arbeiter wächst der Prozentsatz dieses Verlustes an Nutzeffekt.) Dazu tritt der Verlust durch die Seilbiegung, Reibung und durch die häufiger eintretenden Stöße gegenüber dem ruhigeren Arbeiten der Kunstramme und dem freieren Falle des Rammhärens. Nicht ohne Bedeutung ist auch der Umstand, daß bei der Zugramme die Überwachung der zahlreichen Arbeiter hinsichtlich ihres Fleißes schwierig und die Leistung daher eine sehr ungleiche, der durchschnittlichen Kraft meist nicht entsprechende, ist. Dagegen ist die schnelle Aufeinanderfolge der einzelnen Rammschläge für das Eindringen der Pfähle bei vielen Bodenarten vorteilhaft.

Die tägliche Leistung eines Arbeiters an der Zugramme kann man zu 55000 bis 70000 **mkg** rechnen (vergl. S. 60 u. 61) und die Wirkung auf den Rammhären nach Abzug von 5% für Seilwiderstand und Reibung zu 52 bis 66000 **mkg**; die tägliche Leistung an der Kurbel der Kunstramme kann dagegen zu 150 bis 180000 **mkg** angenommen werden, von denen etwa 75 bis 80%, also 110 bis 140000 **mkg**, als Nutzwirkung auf den Rammhären übertragen werden.

Bei den durch Dampfkraft betriebenen Kunstrammen ist der Effekt der Bruttoleistung auf das Eindringen der Pfähle, wegen der durch die umständlichere Betriebsart entstehenden größeren Reibungswiderstände, meist nicht so günstig wie beim Betriebe durch Menschen. Die geringeren Kosten der Dampfkraft machen indessen diese Betriebsart höchst vorteilhaft, wenn die Anschaffungskosten für die Maschine mit Zubehör sich auf umfangreiche Arbeiten verteilen (s. unter 4.).

Letzterer Gesichtspunkt ist auch für die Anwendung der Nasmyth'schen und Figée'schen Rammen maßgebend, deren Nutzeffekt wegen der unmittelbaren Wirkung der Maschine, wegen des bedeutenden Gewichtes des Rammhärens bei geringer Fallhöhe und wegen der raschen Aufeinanderfolge der Schläge ein sehr günstiger ist. Die Schläge können mit der Nasmyth'schen Dampfamme in Zwischenräumen von einer Zeitsekunde gegeben werden und wird gerade diesem Umstande ein Hauptanteil an der Wirkung auf das Eindringen der Pfähle zugeschrieben, indem man annimmt, daß bei diesen kurzen Zeitabständen der durch den Schlag in Bewegung geratene Boden nicht Zeit finde, sich um den Pfahl zu setzen, vielmehr in Schwingung bleibe und daß dadurch die Reibung an den Pfahlwänden während des Rammens geringer werde, als bei langsam aufeinanderfolgenden Schlägen. Bei Thon oder dichtem Boden trifft diese Annahme weniger zu, als bei losem und teilweise flüssigem.

Zu 4. Die Gesamtkosten des Rammens setzen sich zusammen aus den Kosten der eigentlichen Arbeitsleistung und aus denen der Geräte, also der Rammmaschinen, der Gerüste mit allem Zubehör und der erforderlich werdenden Ausbesserungen.

Die Kosten der Arbeitsleistung sind bedingt durch den Preis der Arbeitskraft, der Bruttoleistung und durch den Nutzeffekt der Maschinen; die übrigen Kosten durch die Art der zu benutzenden Kräfte, Menschen-, Tier- oder Elementarkräfte, sowie durch den Wert, welcher auf eine zweckmäßige Ausnutzung der Kraft, auf schnelle Leistung u. s. w. gelegt wird. Die teuerste Arbeitskraft, die des Menschen, ist mit den einfachsten und billigsten Geräten, mit dem geringsten Kapitalaufwand nutzbar zu machen; die billigste, die des Dampfes und unter Umständen die der Elektrizität, erfordert die umständlichsten und kostspieligsten Einrichtungen.

Es wird sich daher in jedem einzelnen Falle darum handeln, auf welche Arbeitsgröße sich die gesamten Gerätekosten verteilen und ob der auf die Arbeitseinheit entfallende Teil geringer oder größer wird, als die durch Anwendung billigerer Arbeitskräfte zu erzielende Ersparung.

Die Gerätekosten bestehen in den Zinsen des Anlagekapitals, in der allmählichen Abtragung (Amortisation) des letzteren und in dem Aufwand für Ausbesserungen.

Bei den durch Menschen betriebenen Kunstrammen kann man die Anschaffungskosten zu etwa 700 bis 900 M. f. d. Stück rechnen, bei Zugrammen zu 500 bis 700 M. Die Zinsen des Anlagekapitals und die Amortisationsbeträge sind daher verhältnismäßig gering.

Die laufenden Ausbesserungen werden bei den Zugrammen hauptsächlich durch den schnellen Verschleiß der Taue und Zugleinen herbeigeführt. Beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg hat das Tauwerk etwa 3 Monate oder durchschnittlich 60 Arbeitstage gehalten.¹²⁰⁾ Da in dieser Zeit 1130 m Rostpfähle eingetrieben sind und das Tauwerk rund 147 M. gekostet hat, so stellten sich die Kosten für das Meter Rammtiefe hier auf 12 Pf.

Köpeke kommt nach sorgfältigen Beobachtungen beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg 1855/57 über die Leistungen der Zug- und Kunstrammen beim Eintreiben von etwa 10 bis 11 m langen, 0,30 bis 0,34 m starken Rundpfählen in Triebssand auf durchschnittlich 5 m Rammtiefe zu dem Ergebnis, daß eine Zugramme ungefähr 2 mal so rasch, 4 mal so teuer arbeitet und 9 mal so viel Arbeiter erfordert, als eine Kunstramme.

An der Zugramme wurde mit täglich 170 Hitzten zu je 12 bis 14 Schlägen, bei 570 kg Bärgewicht, 1,53 m Hubhöhe, von 37 Mann f. d. Mann eine tägliche Nettoleistung von rd. 52 300 mkg erzielt, unter Hinzurechnung von 5% für Seilbiegung und Reibung ergibt das eine Bruttoleistung von 54 900 mkg. Jeden Tag wurden 18,2 m Pfahlängen eingetrieben, mithin erforderte das Einrammen für 1 m Rammtiefe eine Nettoleistung (am Rammhären) von $\frac{52300 \cdot 37}{18,2} = 106300 \text{ mkg}$ (eine Bruttoleistung von $\frac{54900 \cdot 37}{18,2} = 111600 \text{ mkg}$). Die Kosten an Arbeitslohn haben bei einem durchschnittlichen Verdienst des Akkordarbeiters von 1,75 M. und des Schwanzmeisters von 2 M. f. d. lfd. m Pfahl im Boden 3,7 M. betragen.

In einem anderen Falle war bei 114 Hitzten zu je 26 Schläge und 562 kg Bärgewicht, während $8\frac{3}{4}$ Stunden täglicher Arbeitszeit im Winter, die tägliche Bruttoleistung f. d. Mann 70 900 mkg.

An der Kunstramme betrug die Hubhöhe 4,6 bis 5,8 m, das Gewicht des Bären 562 kg, der Katze 49 kg, die Anzahl der Hübe f. d. Tag in 10 Stunden 180. — Die passiven Widerstände entsprachen einem Gewicht von 117 kg (im Bären), sodafs ein Nutzeffekt von $\frac{562}{562 + 59 + 117} = 77,3\%$ sich ergab.

Die tägliche Bruttoleistung eines Arbeiters betrug daher 172 000 mkg, die Nettoleistung 133 000 mkg. Jeden Tag wurden 8,9 m Pfahlängen eingetrieben, mithin erforderte das Einrammen von 1 lfd. m Pfahl eine Nettoleistung von $\frac{133000 \cdot 4}{8,9} = 59700 \text{ mkg}$ (eine Bruttoleistung von $\frac{172000 \cdot 4}{8,9} = 77300 \text{ mkg}$). Der Effekt auf das Eindringen des Pfahles verhielt sich also bei der Zugramme (mit 106 300 mkg) zu dem bei der Kunstramme (mit 59 700 mkg) wie 1,78:1, d. h. die Kunstramme arbeitete 1,78 mal günstiger; die Effekte der Bruttoleistungen auf das Eindringen des Pfahles verhielten sich bei beiden Rammen wie $\frac{116000}{77300} = 1,5:1$. Die Kosten an Arbeitslohn haben an der Kunstramme bei einem Ver-

¹²⁰⁾ Vergl. Köpeke's Aufsatz in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 292.

dienst des Akkordarbeiters von 1,84 M. f. d. lfd. m der Einrammung 86 Pf. betragen, also kaum $\frac{1}{4}$ soviel wie bei der Zugramme.

Die Miete der Kunstrammen, welche die Unternehmer der Bauverwaltung zahlen mußten, während sie außerdem die laufende Ausbesserung zu besorgen hatten, betrug für den Tag 3 M., was für den Pfahl etwa 1,5 M. ausmachte.¹²¹⁾

Lahmeyer¹²²⁾ nimmt die tägliche nützliche Leistung eines Arbeiters an der Zugramme zu 58400 mkg, an der Kunstramme zu 116800 mkg an, für welche Zahlen mit Zurechnung von 5% für passive Widerstände bei der Zug- und 28% bei der Kunstramme (77 bis 79% Nutzeffekt) bezw. 61100 und 150000 mkg zu setzen sein würden, um die Bruttoleistung zu erhalten, und findet, daß Zugrammen 3 mal so teuer arbeiten als Kunstrammen.

Fränkel¹²³⁾ hat beim Bau des Enger-Viaduktes (1863) die Arbeitsgröße (Nutzleistung) zum Eintreiben der Rostpfähle durch Lehm, Sand und Kies auf 5,6 m Tiefe bei Zugrammen mit 375 kg Bärgewicht und 1,56 m Hubhöhe, für das Meter Rammtiefe zu 188000 mkg, bei Kunstrammen mit 375 kg Bärgewicht und 1,4 bis 7,0 m Hubhöhe zu 65000 mkg ermittelt.

Aus den Angaben von Sonne¹²⁴⁾ über den Bau der Fulda-Brücke bei Kragenhof (1852/56) ergibt sich, daß bei Anwendung von Zugrammen jeder Schlag mit einem 485 kg schweren Bären bei 1,3 m Fallhöhe eine Arbeitsleistung von 0,1 Stunden (0,01 Tagewerke) eines Akkordarbeiters erfordert hat, einschließlich der auf das Verrücken der Ramme verwendeten Zeit; bei Anwendung von Kunstrammen mit 725 kg schweren Bären und 3,8 m Fallhöhe 0,3 Stunden (0,03 Tagewerke) eines Akkordarbeiters, und daß auf 1000 mkg Nutzleistung bei der Zugramme 0,016, bei der Kunstramme 0,0107 Tagewerke eines Akkordarbeiters kommen. Letzteres unter der ungünstigsten Annahme, daß bei der Kunstramme neben den 4 Arbeitern an der Winde noch 1 Zimmermann thätig gewesen ist, was nicht notwendig war. Aus der Leistung der 4 Arbeiter an der Winde der Kunstramme ergibt sich eine Nutzleistung von täglich 116000 mkg pro Mann, während die Tagesleistung eines Arbeiters an der Zugramme sich zu 66000 mkg berechnet. Das Eintreiben der Rostpfähle in Kies und darunter befindlichen thonigen, mit Steinen vermischten Boden hat für das Meter Rammtiefe erfordert: auf die ersten 2,5 m, unter Anwendung der Zugramme, 0,867 Tagewerke eines Akkordarbeiters, auf die weiteren 1,9 m, unter Anwendung der Kunstramme zum Nachtreiben der Pfähle, 0,547 Tagewerke, bei Anwendung der Kunstramme zum Eintreiben des ganzen Pfahles 0,375 Tagewerke.

Hinsichtlich der Wirkungen der Zug- und Kunstrammen auf das Eindringen des Pfahles kommt Sonne nach einer langen Reihe von Beobachtungen zu dem Schluss, daß die Wirkung der letzteren in Wirklichkeit eine wesentlich größere ist, als sie nach den theoretischen Formeln sein müßte. — Ein Pfahl, welcher unter der Zugramme in einer Hitze von 25 Schlägen mit einem 485 kg schweren Ramm-bären bei 1,3 m Fallhöhe nur noch 4 cm zog (pro Schlag $\frac{1}{6}$ cm), drang unter dem Schläge der Kunstramme mit einem 725 kg schweren Bären bei 5,2 m Fallhöhe noch 2,7 cm ein, während er nach der Rechnung nur 1,1 cm hätte ziehen müssen.

Bei den Kunstrammen kommen Ausgaben für den Verschleiß der Taue nicht vor; dagegen ist hier der Verbrauch an Pfahlringen, die wegen der härteren Schläge des Bären leicht springen, wesentlich größer, als bei Anwendung von Zugrammen. Beispielsweise haben bei dem Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg (s. oben) die Kosten der Pfahlringe für den Rostpfahl 96 Pf. betragen und bei einer durchschnittlichen Rammtiefe von 5 m für das Meter fast 20 Pf., ein Betrag, welcher durch zweckmäßige Form der Ringe indessen wesentlich einzuschränken ist. — Über die Anschaffungskosten verschiedener Arten von Dampfrahmen sind nachstehend Angaben enthalten. An Zinsen und Kapitalabtrag kann man jährlich etwa 12 bis 15% des Anlagekapitals rechnen.

Beim Bau der neuen Elbbrücke in Pirna (1872/75) sind über die Kosten des Einrammens der 4 m langen, 125 kg schweren Rostpfähle mit verschiedenen Rammmaschinen folgende Ergebnisse ermittelt:¹²⁵⁾

¹²¹⁾ Vergl. Dasselbst S. 284 ff.

¹²²⁾ Civilingenieur 1857, Bd. III, S. 126.

¹²³⁾ Deutsche Bauz. 1869, S. 631.

¹²⁴⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 163 ff.

¹²⁵⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 34.

Handzugrammen, 750 kg schwerer Bär, Besetzung 45 Mann nebst Schwanzmeister und 1 Zimmermann, Leistung in 12 stündiger Schicht 4 $\frac{1}{2}$ Pfähle. Jeder Pfahl erforderte daher 105 Arbeitsstunden und kostete an Arbeitslohn 28 M.

Handkunstrammen, 750 kg schwerer Bär, 8 Arbeiter an der Winde, 1 Abreißer und 1 Zimmermann, Durchschnittsleistung 3 Pfähle. Jeder Pfahl erforderte 41 Arbeitsstunden und kostete an Arbeitslohn 11 M.

Dampfkunstrammen mit Lokomobilbetrieb, Bärgewicht 750 kg, 4 Mann Bedienung, Durchschnittsleistung 5 $\frac{1}{2}$ Pfähle f. d. Schicht. Kosten f. d. Schicht (einschließlich Maschine, deren Anschaffungspreis 4100 M. gewesen):

	M.	Pf.
An Zinsen, laufender Unterhaltung und Amortisation der Ramme	11	50
Arbeitslöhne	14	70
Kohlen und zwar zwei Hektoliter à 2,50	6	25
Schmiere, Putzwolle u. s. w.	1	10
	33	55

mithin f. d. Pfahl = 6 M. 10 Pf.

Über die Leistung verschiedener Dampfrahmen und ihrer Kosten bei den Hellingsbauten für den Kriegshafen an der Kieler Bucht giebt folgende, von Franzius zusammengestellte Tabelle Auskunft.¹²⁶⁾

Tabelle IV.

Leistung verschiedener Dampfrahmen und ihrer Kosten bei den Hellingsbauten in Kiel.

Bezeichnung der Ramme	Anschaffungs-Kosten in Mark	Gewicht des Bären in kg	Zahl der täglich eingerammten Pfähle	Länge der Pfähle in Meter	Eingerammte Länge der Pfähle in Meter	Täglicher Kohlenverbrauch in kg	Kosten für den Arbeitstag in Mark					Kosten in Mark für das	
							Arbeitslohn	Brenn-Material	Schmier- und Putz-material	Laufende Ausbesserungen	Im Ganzen	fd. Meter eingerammte Pfahl-länge	qm der ganzen Spundwand
Nasmyth'sche	25 000	1400	13,5 Rundpfähle	12,5	7,5	505	16,50	10,10	2,80	3,00	32,40	0,32	—
Schwartzkopff'sche Dampf- ramme mit Ramm- tau u. Friktionssteuerung	14 200	700	6 Rundpfähle	12,0	7,5	375	16,50	7,50	1,93	7,50	33,43	0,74	—
Dampf- ramme mit Kette ohne Ende (von Sissons & White)	6 300	1050	2,66 Rundpfähle	12,5	7,0	250	14,25	5,00	1,25	5,00	25,50	1,37	—
Sissons & White'sche No. 2.	7 000	1000	2,82 Rundpfähle	12,5	7,0	240	14,25	4,80	1,25	5,75	26,05	1,32	—
Sissons & White'sche No. 2.	—	—	5,83 Spund- bohlen	10,5	3,0	—	—	—	—	—	26,05	1,49	1,64
Dampfkunstramme No. 1.	4 000	900	6 Spund- bohlen	9,75	3,0	200	14,25	4,00	1,25	2,00	21,50	1,19	1,95
Dampfkunstramme No. 3.	3 300	850	4,6 Spund- bohlen	10,5	3,0	110	14,25	2,20	1,25	1,65	19,35	1,40	1,54

„In vorstehender Tabelle sind nur die reinen Betriebskosten angegeben, dagegen alle diejenigen Kosten nicht aufgeführt, die durch Störungen des Betriebes, Versetzen der Rahmen, größere Ausbesserungen u. s. w. entstanden sind. Mit Hinzurechnung aller dieser Nebenkosten stellen sich die Preise etwa 2—3 mal so hoch, als sie in der Tabelle angegeben sind.“

Bei einer Pfahlrostgründung an der Berliner Stadtbahn (1878)¹²⁷⁾ hat sich folgende Durchschnittsleistung der 4pferdigen Dampf-
ramme mit endloser Kette aus der Fabrik von Menck & Hambroek in Ottensen bei Altona, mit 15 m Höhe der Laufruten und 1100 kg Bär-
gewicht ergeben:

¹²⁶⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 69.

¹²⁷⁾ Aufsatz von J. Wex. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267.

An jedem Tage der ganzen Ausführungszeit sind 6,55 Stück Pfähle (bis 0,30 m Durchmesser) oder zusammen 66,1 m Pfahlänge eingerammt; für den Tag der wirklichen Rammzeit 8,9 Stück oder zusammen 89,9 m Pfahlänge.

Die Kosten einschl. der Ausbesserungen und Beschaffung der Ergänzungsteile, aber ausschließlich der Rammiete haben im Durchschnitt 1,01 M. f. d. Meter eingerammte Pfahlänge betragen. Die Beschaffungskosten der 4 pferdigen Ramme beliefen sich

bei Kesseln mit vertikalen Siederohren auf 7400 M.
 „ „ „ horizontalen „ „ 7700 „

In vor- und nachstehenden Zusammenstellungen in kleinem Druck sind auch die täglichen Kosten an Arbeitslohn, Brenn-, Schmier- und Putzmaterial und an den laufenden Ausbesserungen der Rammen, sowie ihre Leistungen aufgeführt und damit Anhaltspunkte für Vergleichen gegeben. Beispielsweise berechnet sich beim Bau der neuen Elbbrücke bei Pirna die Arbeitsleistung für das Meter eingerammten Rostpfahl für die Handzugramme zu 7 M., für die Kunstramme mit Menschenbetrieb zu 2,75 M., mit Dampftrieb (nach Abzug der Vor- und Unterhaltung der Ramme) zu rund 1 M.

Nach Tabelle IV haben bei verschiedenen Dampfrahmen die laufenden Kosten für Arbeitsleistung unter Hinzurechnung der laufenden Kosten der Ausbesserung der Ramme, aber ohne Verzinsung und Abtragung des Anlagekapitals f. d. lfd. m eingerammte Grundpfähle betragen:

Bei der Kunstramme mit Dampftrieb rund 1,20 bis 1,40 M.,
 bei der Sissons & White'schen Dampfrahmen (für Rundpfähle) 1,30 bis 1,50 M.,
 bei der Schwarzkopff'schen Dampfzugramme 74 Pf.,
 bei der Nasmyth'schen Dampfrahmen 32 Pf.

Zinsen und Abtragung des Anlagekapitals (mit zusammen 15%) betragen:

Bei der Dampfrahmen jährlich rund 550 M.,
 bei der Sissons & White'schen jährlich rund 1000 M.,
 bei der Schwarzkopff'schen jährlich rund 2100 M.,
 bei der Nasmyth'schen jährlich rund 3700 M.

Franzius¹²⁸⁾ giebt folgende Tabelle über den Betrieb und die Leistungsfähigkeit verschiedener Rammen bei 12stündiger Arbeitszeit und unter Voraussetzung sandigen Bodens:

Tabelle V. Betriebs- und Leistungsfähigkeit verschiedener Rammen bei sandigem Boden und 12stündiger Arbeit.

Arten der Rammen	Schläge pro Minute	Gewicht des Bären in Ctr.	Hubhöhe in m	Zahl der Arbeiter	Eingedrungene Pfahlänge f. d. Tag in m	Anschaffungskosten in M.
Zugramme	30	10	1,2—1,5	30	10—15	600
Gewöhnliche Kunstramme	1/2—1	12—16	2—6	5	9—10	900
Dampfrahmen	3—6	15—16	2—6	3	35—40	3600
Sissons & White'sche Ramme	9—10	20	2—3	4	25—40	6000
Nasmyth'sche Ramme	75—100	50	0,75—1	5	80—110	27000

Der Amerikaner Alpine hat folgende vergleichende Übersicht der Kosten des Einrammens f. d. lauf. Fuß eingerammter Pfahlänge bei Benutzung verschiedener Arten von Rammen und Kräften (im Jahre 1846) aufgestellt:¹²⁹⁾

¹²⁸⁾ Deutsches Bauhandbuch, Bd. III. Berlin 1879. S. 11.

¹²⁹⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 426.

	Cents	f. d. lfd. m	
		M.	Pf.
bei Dampf mit der Nasmyth'schen Ramme	5	—	69
„ „ „ „ gewöhnlichen „	9	1	24
„ Pferdekraft	12	1	66
„ Menschenkraft am Tretrade	15	2	7
„ „ an der Kurbel	20	2	76

Über die Leistung und Kosten der Dampfrahmen nach der Bauart J. Chrétien beim Bau der Donaubrücke der Budapester Verbindungsbahn liegen folgende Angaben vor:¹³⁰⁾

Anschaffungskosten 9650 M.; Gewicht des Bären 1200 kg; Zahl der täglich gerammten Pfähle 10; Länge der runden Rüstpfähle 12 m; Rammtiefe 3 m; täglicher Kohlenverbrauch 300 kg; Kosten f. d. Arbeitstag ohne Rammiete:

	M.	Pf.
An Arbeitslohn	18	—
„ Brennmaterial	8	—
„ Schmier- und Putzmaterial	2	50
„ laufender Reparatur	3	50
zusammen	32	—

Pro lfd. m eingerammten Pfahl daher 1,07 M.

Nach einer Mitteilung der Deutschen Bauzeitung¹³¹⁾ über die Arbeit zweier Nasmyth'schen Dampfrahmen zum Schlagen von 10 m langen Rostpfählen sind dort mit der einen Ramme in 60 Tagen 811 Pfähle, für den Betriebstag 14,5, bei der anderen in 56 Tagen 974 Pfähle, für den Tag 17,4 Pfähle, eingerammt.

An jeder Ramme sind 12 Mann thätig gewesen. Die gesamten Ausgaben haben betragen an:

	Ramme I		Ramme II	
	M.	Pf.	M.	Pf.
Arbeitslöhnen einschl. Verbringen der Ramme nach und aus der Baugrube, Anspitzen der Pfähle, Abschneiden der Köpfe u. s. w.	2604	40	2450	90
Kohlen für die Kesselheizung	375	—	350	—
Schmier- und Putzmaterialien, Dichtungen, Nägel u. s. w.	195	—	240	—
Ausbesserungen, Kesselreinigen, Anstrich der Ramme nach Beendigung der Thätigkeit	377	—	593	—
zusammen rund	3552	—	3634	—
f. d. Pfahl	4	38	3	73
f. d. lfd. m eingetriebene Pfahlänge	—	48	—	41

im ganzen Durchschnitt f. d. lfd. m Rammtiefe = 42 Pf.

Diesen Kosten sind noch diejenigen für Abnutzung und Kapitalabtragung der Beschaffungskosten der Rahmen hinzuzusetzen. Letztere belaufen sich auf etwa 25000 M. f. d. Ramme und können hiervon 12% für Abnutzung und Abtragung gerechnet werden. Im obigen Fall betragen sie im Ganzen 1500 M., f. d. Pfahl rd. 8 Pf., f. d. lfd. m Rammtiefe 9 Pf., sodafs unter Hinzurechnung des letzten Betrages die Kosten des Einrammens sich stellen auf $42 + 9 = 51$ Pf. f. d. m Rammtiefe. Der betreffende Berichtstatter schliesst hieraus und aus anderen Erfahrungen, dafs der Satz von 60 Pf. f. d. lfd. m Rostpfahl bei Anwendung Nasmyth'scher Rahmen und richtiger Arbeitseinteilung selten überschritten werden dürfte.

Beim Bau der Weseler Rheinbrücke sind die Kosten für das Einrammen eines Pfahles von 13,2 m Länge, 31/31 cm Stärke zur Herstellung einer Pfahlwand im Strome, und unter Benutzung zweier auf Prahme gestellter Nasmyth'schen Dampfrahmen, ausschliesslich Aufsicht, Beschaffung und Verzinsung der Maschinen und Geräte, wie folgt ermittelt:

¹³⁰⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 38.

¹³¹⁾ Deutsche Bauz. 1875, S. 434.

Beim Strompfeiler I.

8 m mittlere Wassertiefe; 2 Nasmyth'sche Dampfrahmen mit 1100 und 1250 kg Bärge-
schlugen in zusammen 5 Wochen 283 Pfähle 3,2 m tief in Sand und Kies und erforderten:

		M.	Pf.	=	M.	Pf.
An Arbeitslohn	29 Tagewerke eines Rammmeisters	zu	3	—	=	87 —
	40 „ der Zimmergesellen	„	3	75	=	150 —
	40 „ der Maschinisten	„	3	—	=	120 —
	35 „ der Heizer	„	2	25	=	78 75
	117 ¹ / ₂ „ der Schiffer	„	2	40	=	282 —
an Rammprämien						320 —
						1037 75

An Materialien für die Woche und Ramme:

42 Ctr. Kohlen zu 75 Pf. =	31	50
an Brennholz	4	—
an Schmieröl, Petroleum, Putzwolle und Seife	8	—
f. d. Rammwoche	43	50
In 5 Wochen		217 50
Gesamtkosten für 283 Pfähle		1255 25

Für das Einrammen eines Pfahles = 4,43 M.

Beim Strompfeiler II.

Dieselben Rammen schlugen in zusammen 5 Wochen 248 Pfähle und erforderten:

	M.	Pf.
An Arbeitslohn	978	80
an Brenn-, Schmier- und Putzmaterialien	217	—
	1195	80

Das Einrammen eines Pfahles kostete demnach $\frac{1195,80}{248} = 4,82$ M.

Beim Strompfeiler III.

Aufs Äußerste angespannte Arbeit, andauernd regnerisches und stürmisches Wetter, bedeutende Stromgeschwindigkeit und Wassertiefe (von 9,4 m). 2 Nasmyth'sche Dampfrahmen mit 1250 und 1500 kg Bärge-
schlugen in zusammen 14 Wochen 550 Pfähle von 15 bis 16 m Länge, 31/31 cm Stärke, 3,2 bis 4,7 m Rammtiefe in Sand und Kies und erforderten:

	M.	Pf.
An Arbeitslohn	3594	51
an Brenn-, Schmier- u. Putzmaterialien $14 \times 43,40 =$	607	60
zusammen	4202	11

Das Einrammen eines Pfahles kostete mithin $\frac{420,211}{550} = 7,64$ M.

Beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg sind zu den Rammarbeiten sieben Dampfkuenstrammen von Menck & Hambrock und 2 direkt wirkende Rammen der Figée'schen Bauart benutzt. Über die Leistungen¹³²⁾ giebt Tabelle VI (S. 66) Auskunft.

Über die Leistung der Riedinger'schen patentierten Pulverramme liegen folgende Angaben vor:¹³³⁾

Anschaffungskosten einer 160 Ctr. wiegenden Ramme 4800 M.

Abtragung des Ankaufkapitals und Unterhaltung der Maschine f. d. Tag 15 M.

Dieser Preis ist von der Fabrik in Augsburg als Leihgebühr gefordert worden.

Die Kosten des Einrammens von 19 cm starken kantigen Pfählen zu Spundwänden auf 2,2 m Tiefe haben für das Stück betragen:

	M.	Pf.
An Arbeitslohn	2	—
an Patronen, 60 Stück zu 10 Pf. =	6	—
für Benutzung der Ramme $\frac{15}{20}$	—	75

oder f. d. lfd. m 4 M.

8 75

¹³²⁾ Nach Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 346; vergl. auch Deutsche Bauz. 1899, S. 199.

¹³³⁾ Deutsche Bauz. 1875, S. 434.

Tabelle VI. Zusammenstellung der täglichen Durchschnittsleistungen der Rammen beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg.

Ramme	Bär- gewicht kg	Mittlere Fallhöhe m	Täglicher Kohlen- verbrauch hl	Bedienung Mann	Spund- bohlen 12 cm stark		Kantpfähle, 26 cm stark. Die Rammung erfolgte				Rundpfähle, 30 cm Durchmesser. Die Rammung erfolgte			
					Spund- wand lfd. m	Ramm- tiefe m	fest lfd. m	Ramm- tiefe m	schwimm. lfd. m	Ramm- tiefe m	fest Stück	Ramm- tiefe m	schwimm. Stück	Ramm- tiefe m
Dampfkunstrammen I, III, VI	750	2,5	2	3	3,80	4	1,2	7	—	—	4	7	—	—
Dampfkunstrammen II, IV	1100	2,0	2,5	3	—	—	—	—	2	3,4	3	6	4	5
Dampfkunstramme V	1000	1,5	2,5	3	3,50	4,7	—	—	—	—	3	7	—	—
Schrägramme IX	1100	2,5	2,5	3	—	—	—	—	—	—	2	11,2	—	—
Figée-Rammen VII, VIII	1200	1,6	6	4—5	—	—	1,8	7	3,4	7	7	7,3	4	5,7

Aus dem Vorstehenden ergibt sich:

a) Die gewöhnliche Zugramme arbeitet sehr wenig wirtschaftlich und sollte ihre Anwendung daher auf das Einrammen schwacher Hölzer, namentlich Spundbohlen, sowie auf solche Fälle beschränkt werden, in welchen ein häufiges Versetzen der Ramme, wie bei leichten Pfählen, zu vorübergehenden Zwecken, nötig wird.

b) Wo nach Lage der Verhältnisse die Anwendung der Dampfkraft ausgeschlossen ist, empfiehlt sich in den weitaus meisten Fällen die mit Menschen betriebene Kunstramme. Dampfrahmen arbeiten schnell und wirtschaftlich vorteilhaft, wenn der Umfang der Arbeit groß genug ist, um den Aufwand an festen Kosten für Verzinsung und Abtragung des Anlagekapitals (bezw. Rammiete) lohnend zu machen. Dieser Gesichtspunkt bleibt auch bei der Entscheidung über die Art der anzuwendenden Dampfrahmen in erster Linie maßgebend, indem bei den überhaupt in Frage tretenden, im Vorstehenden näher besprochenen Maschinen der größte Effekt und die billigste Arbeitsleistung mit den kostspieligsten Einrichtungen erreicht wird.

c) Neben den Kosten für die Maschinen selbst kommen dabei auch die der Rüstungen zum Aufstellen der Rammen in Betracht, welche je nach deren Bauart und Gewicht sehr verschieden ausfallen.

§ 11. Ausführung der Rammarbeiten. Gerüste. 1. Je nach der Einrichtung der Baustelle und der Bestimmung der Rammpfähle werden die Rammmaschinen auf den Boden der Baugrube, nach Herrichtung einer passenden Unterlage, gestellt oder es werden zu ihrer Aufnahme feste Gerüste angeordnet oder endlich Schiffe und Flöße verwandt.

Zu den festen Gerüsten schlägt man einzelne Rüstpfähle mit leicht beweglichen Rammen ein und streckt über sie Holme, die nach Erfordernis durch Zangen und Streben in der richtigen Lage erhalten werden. Bei schwimmenden Gerüsten stellt man die Ramme, um die Schwankungen in einfachster Weise zu vermindern, häufig zwischen zwei durch Träger verbundene Schiffe (Prahme), wenn aber die Grundrissanordnung des herzustellenden Pfahlwerkes eine solche Stellung verbietet, an die Außenseite des einen Schiffes und verbindet dieses durch Balken seitwärts mit einem zweiten, durch Ballast beschwerten; oder man stellt sie unter Anwendung nur eines Schiffes auf das eine Ende desselben, dessen anderes Ende mit einem Gegengewicht belastet wird. In ähnlicher Weise kann man auch Flöße zur Aufnahme namentlich leichter Rammen benutzen.

Wo vom festen Boden oder von festen Gerüsten aus gerammt wird, veranlaßt das Versetzen und das richtige Einstellen der Rammen, wenn es durch einfaches Verschieben der Rammverschwellung auf den Gerüstschwellen erfolgt, zeitraubende Unterbrechungen der Rammarbeiten. Bei größeren Arbeiten und schweren Rammen empfiehlt sich deshalb, die Rammen durch Rollen bezw. Wagen zu unterstützen, die sich auf hölzernen Schwellen oder auf eisernen Schienen bewegen. Derartige Einrichtungen sind zur Verminderung der Gesamtkosten für solche Rammmaschinen geboten, bei welchen die Anschaffungskosten für Geräte und ihre Bedienung einen verhältnismäßig großen Betrag der Gesamtkosten ausmachen und daher jede Unterbrechung des regelmäßigen Betriebes, während welcher keine Ausnutzung der kostspieligen Geräte stattfindet, teuer bezahlt werden muß.

Die Figée'sche Ramme (s. S. 56) ist da, wo ein häufiges Versetzen unter erschwerenden Umständen stattfinden muß, weniger gut zu verwenden, da sie bei ihrem bedeutenden Dampfverbrauch einen sehr großen Kessel haben muß und ihre Leistung daher wesentlich von der Art und Weise abhängt, wie das Versetzen geschieht. Vielfach ist der Dampfkessel von dem beweglich angeordneten Rammgestell getrennt und fest aufgestellt worden, wodurch jedoch lange Dampfleistungen erforderlich werden. Am besten erfolgt ihre Aufstellung auf leicht beweglichen schwimmenden Gerüsten oder auf festen Gleisbahnen.¹³⁴⁾

Zum Eintreiben von Langpfählen werden, um hohe Gerüste zu vermeiden, die Rammen oft auf Böcke gestellt und diese wohl mit Rädern oder Rollen versehen.¹³⁵⁾ Zum Eintreiben von Grundpfählen dagegen wird man die Rammen möglichst tief zu stellen suchen, um die Benutzung von Aufsatzern (Jungfern), die den Effekt der Rammen stets vermindern, unnötig zu machen. Müssen Pfähle in tiefen engen Baugruben eingerammt werden, so kann man sich mit Vorteil der sogenannten Tieframmen bedienen, bei denen die Rammstuben in Bodenhöhe gelegt werden, während die Läufer- ruten bis auf die Sohle der Baugrube hinabreichen, sodafs ein entsprechend tiefes Hinabfallen des Bären ermöglicht wird.¹³⁶⁾ Zum Einrammen von Grundpfählen im Wasser, wie es bei einzelnen Pfahlrostanordnungen, Senkkastengründungen u. dergl. vorkommt, bestellt man bei nicht zu großem Höhenunterschiede zwischen der Rammrüstung und der endgiltigen Höhe der Pfahlköpfe die Pfähle wohl so lang, dafs sie nach dem Einrammen mit dem Kopfe noch über Wasser reichen. Bei größerem Höhenunterschiede würde ein solches Verfahren einen erheblichen Verlust an Pfahlholz zur Folge haben, den man durch die Benutzung des Aufsatzers vermeidet.¹³⁷⁾

Um das Eintreiben hölzerner Pfähle zu erleichtern, besonders bei sehr tiefer Lage und großer Widerstandsfähigkeit der tragfähigen Bodenschicht, kann auch der Erdbohrer mit Vorteil benutzt werden, mit oder ohne Anwendung von Bohrröhren (vergl. S. 7 u. 12), die bisweilen auch zur Umschließung des Pfahles zu dienen haben.¹³⁸⁾

¹³⁴⁾ Vergl. Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 8.

¹³⁵⁾ Über die beim Bau der Hohnstorfer Trajektanstalt angewandten beweglichen Bockgerüste vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 95.

¹³⁶⁾ Über das bei der Kanalisation von Berlin angewandte Verfahren, Spundwände innerhalb der engen Baugruben mit Tieframmen einzutreiben, vergl. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 3.

¹³⁷⁾ Rendel hat beim Bau der Lary-Brücke (Senkkastengründung) Jungfern von Ulmenholz angewendet, die an ihrem unteren Ende einen gußeisernen Schuh trugen, mit welchem sie den Pfahlkopf kegelförmig umfaßten. Die Pfahlköpfe haben sich bei dieser Einrichtung gut gehalten und die Abschwächung der Rammwirkung ist auf ein nur ganz geringes Maß zurückgeführt worden.

¹³⁸⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1874, II. S. 392 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 382; ferner Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 109.

2. Das Aufrichten der Pfähle geschieht mittels der zu diesem Zwecke an den Rammen angebrachten Windevorrichtungen, das Befestigen des Pfahles an den Läufer-
ruten meist durch ein Tau, welches um den Pfahl geschlungen und mit dessen Ein-
dringen allmählich tiefer gerückt wird. Beim Beginn des Rammens giebt man dem Pfahl
erst einige leichte Schläge, die allmählich bis zu den regelmässigen Schlägen verstärkt
und dann unter sorgfältiger Beobachtung des Verhaltens des Pfahles fortgesetzt werden.

Wie bei allen Bauarbeiten, so sucht man auch bei den Rammarbeiten soweit als
möglich durch Einführung einer passenden Verdingart die Arbeiter nicht nach der Zeit,
sondern nach ihrer Leistung zu bezahlen. Bei Zugrammen ist dies häufig nach der An-
zahl der Hitzen geschehen; im Ganzen empfiehlt sich aber mehr, die Arbeit nach der
mit ihr erzielten Wirkung zu vergüten, also für die Längeneinheit der Rammtiefe oder
für den Pfahl, vorausgesetzt, daß der zum Einrammen erforderliche Arbeitsaufwand
vorher ausreichend genau zu ermitteln ist.

Zur Beaufsichtigung und besonders zur Sicherung gegen das von den Arbeitern
betrügerischer Weise mitunter ausgeübte Abschneiden der Pfähle pflegt man diese mit
einem oder mehreren eingebrannten Zeichen am oberen Teile zu versehen, sodafs jeder-
zeit die Länge und die Rammtiefe zu erkennen ist.

Bei wichtigen Rammarbeiten, namentlich für Pfahlroste und ähnliche endgiltige
Zwecke, ist es üblich, einen Pfahlriß anzufertigen, aus welchem die Stellung der ein-
zelnen Pfähle, sowie die Nummern, welche sie erhalten, zu ersehen sind und in Ver-
bindung hiermit ein Rammverzeichnis (Rammprotokoll) zu führen. Letzteres enthält
Abteilungen für

- a) das Datum des Einrammens,
- b) die Zahl der Arbeiter,
- c) die Nummer jedes Pfahles,
- d) die ganze Länge desselben,
- e) die Länge im Boden,
- f) die mittlere Stärke des Pfahles,
- g) das Gewicht des Bären,
- h) die Fallhöhe des Bären,
- i) das Mafs des Eindringens während der letzten Hitzen und Schläge.

3. Eine besondere Vorsicht erheischt das Einrammen der Spundwände, deren
allgemeine Anordnung bereits in § 6 ausführlich besprochen ist. Da es hierbei, wie
erwähnt, hauptsächlich auf ein gleichmässiges Eintreiben der einzelnen Spundbohlen
ankommt, so muß man alle Hindernisse im Boden, welche dem entgegenwirken würden,
vorher möglichst zu beseitigen suchen.

Die zur leichteren Aufstellung der Spundpfähle und zur sicheren Führung beim
Einrammen dienenden Zwingen bestehen aus je zwei wagerecht angebrachten Hölzern,
die, einen der Stärke der Spundwand entsprechenden freien Raum zwischen sich lassend,
an den Eck- und Bundpfählen oder, wo solche fehlen, an besonderen zu diesem Zwecke
eingeramnten Pfählen mit Schraubbolzen befestigt werden. In letzterem Falle setzt
man in Abständen von $2\frac{1}{2}$ bis $3\frac{1}{2}$ m die Pfähle paarweise ein, meist senkrecht oder
auch, nach der von Wiebeking empfohlenen Ausführungsweise, gespreizt, wobei sie
den Boden an der für die Spundwand bestimmten Stelle weniger verdichten und gröfseren
Widerstand gegen Seitendruck leisten.

Ist die Spundwand im Wasser aufzustellen, so werden die festen Zwingen häufig
nur dicht über dem Wasser angebracht, bei tiefem Wasser auch wohl in zweifacher

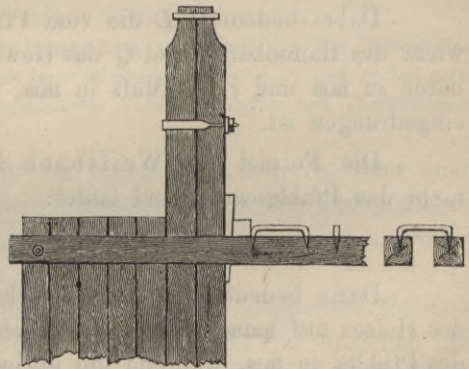
Anordnung übereinander an gemeinschaftlichen Spitzpfählen. Besser ist es, die Zwingen tiefer zu legen, indem man sie mit einzelnen Spundbohlen verbolzt und diese zuerst einrammt. Man hat auch wohl jeden der, zur Befestigung der Zwingen dienenden, Pfähle mit einem senkrechten Schlitz versehen, in diesem den Verbindungsbolzen des Zwingenpaares hinabgelassen und dann den oberen Teil des Schlitzes mit einem hölzernen Spunde ausgefüllt.

An Stelle der festen Zwingen, oder bei langen Spundpfählen auch neben diesen, werden häufig bewegliche (lose) Zwingen angeordnet, die meist geringere Stärken als jene erhalten und mittels Schraubenbolzen an einzelnen Spundpfählen befestigt werden (Fig. 15, Taf. I), die man nicht zugleich mit den Zwischenpfählen einschlägt, sondern erst, nachdem die Zwingen versetzt und die Bolzenlöcher durch Holzpflocke geschlossen sind.

Die Spundpfähle bringt man beim Aufstellen nacheinander mit Nut und Feder zum Eingriff und hält sie mittels vorläufig eingeschlagener Klammern in richtiger Stellung. Nachdem so die auf einmal einzusetzenden Pfähle aufgerichtet sind, verbindet man in geringer Entfernung von den letzten derselben die zusammengehörigen Zwingen, deren Zwischenraum hier wohl mit einem Holzstück ausgefüllt wird, durch einen starken Bolzen, treibt zwischen diesen und den letzten Pfahl einen passend geformten Holzkeil nicht zu fest ein und kann dann die vorläufig angebrachten Klammern entfernen und mit dem Rammen beginnen, wobei darauf zu achten ist, daß die Keile immer in der gehörigen Spannung bleiben.

Behufs Herstellung einer gut geschlossenen Spundwand schlägt man die einzelnen Hölzer in kurzen Zügen ein, sodafs nicht zu erhebliche plötzliche Höhenunterschiede in der Stellung der Bohlen eintreten, diese vielmehr allmählich vermittelt werden. Es erfordert das ein häufiges Versetzen der Ramme, die meist so gestellt wird, daß der Bär jedesmal 2 Bohlen trifft. Dabei kann man anfangs mit einem leichteren Bären vorgehen und nachher einen schwereren verwenden. Während der Ausführung soll die Wand zwar gespannt bleiben, die Bohlen dürfen sich aber nicht klemmen und die Federn müssen nach allen Richtungen einen geringen Spielraum behalten. Zeigen einzelne Teile das Bestreben auszuweichen, so müssen sie durch Steifen gestützt werden. Öffnen sich die Fugen oben und klemmen sich die Bohlen unten, so rammt man zuerst die Mitte der Wand tiefer, im umgekehrten Falle zuerst die Seiten, und kann auf solche Weise frühzeitig bemerkte Fehler oft leicht beseitigen. Derartige Ausführungen werden durch Benutzung leichter Rammen begünstigt, weshalb auch die sonst mit so geringem Nutzeffekt arbeitende Zugramme gerade für schwächere Spundwände ihre Bedeutung behält.

Fig. 68.



Bei Anwendung schwerer Rammmaschinen zur Herstellung starker Wände veranlaßt das häufige Versetzen derselben umständliche Arbeiten und wird möglichst zu vermeiden gesucht. Man treibt daher auch oft die einmal unter die Ramme gebrachten Pfähle gleich auf größere bzw. die Gesamttiefen ein. Vergl. obenstehende Fig. 68, welche das bei den Kieler Docksbauten angewandte Verfahren zeigt.

Über die Anwendung der Brunlees'schen Methode — des Eintreibens eiserner Pfähle durch die Wirkung eines kräftigen Wasserstrahles — auf hölzerne Spundbohlen und Spitzpfähle vergl. § 8 unter 2, S. 45.

§ 12. Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Bei Langpfählen und solchen Grundpfählen, bei denen auf die Reibung des Bodens nur in geringem Mafse zu rechnen ist, hängt die Tragfähigkeit zunächst hinsichtlich des über dem festen Untergrund hervorragenden Teiles von der zulässigen Inanspruchnahme des Materials auf rückwirkende und Zerknickungsfestigkeit ab.

Werden die Pfähle nicht bis zum festen Untergrunde eingetrieben, so kann man zur Feststellung ihrer Tragfähigkeit:

1. entweder auf Grund der Beziehungen, welche zwischen der Tragfähigkeit und dem Mafse des Eindringens der Pfähle unter den letzten Schlägen des Rammjärens stattfinden, aus der Lehre über den Stofs fester Körper Gleichungen ableiten und mit Hilfe dieser die Tragfähigkeit berechnen, oder
2. man schlägt Probepfähle und belastet sie längere Zeit unter Beobachtung ihres Verhaltens.

1. Zur Berechnung der Tragfähigkeit sind verschiedene Formeln abgeleitet worden, von denen die bekanntesten und gebräuchlichsten diejenigen von Brix, Ritter, Weifsbach, Redtenbacher und Rankine sind.

Die Formel von Brix, welche auf die Zusammendrückung, also auf die Elasticität des Holzes keine Rücksicht nimmt, lautet:

$$L = \frac{h P^2 Q}{e (P + Q)^2} \dots \dots \dots 12.$$

die ähnlich gebaute Ritter'sche:

$$L = \frac{h Q^2}{e (P + Q)} \dots \dots \dots 13.$$

Dabei bedeutet: L die vom Pfahl rechnermäfsig zu tragende Last, P das Gewicht des Rammjärens und Q das Gewicht des Pfahles in **kg**, h die Fallhöhe des Rammjärens in **mm** und e das Mafs in **mm**, um welches der Pfahl unter dem letzten Schlage eingedrungen ist.

Die Formel von Weifsbach berücksichtigt die Elasticität des Holzes, jedoch nicht das Pfahlgewicht und lautet:

$$L = -\frac{F E e}{l} + \sqrt{\frac{2 P h F E}{l} + \left(\frac{F E e}{l}\right)^2} \dots \dots \dots 14.$$

Darin bedeutet: F den Querschnitt des Pfahles in **qmm**, E den Elasticitätsmodul des Holzes auf **qmm** bezogen (durchschnittlich für Kiefernholz = 1100) und l die Länge des Pfahles in **mm**, während die übrigen Bezeichnungen dieselbe Bedeutung wie in der Brix'schen Formel haben.

Die Formel von Redtenbacher berücksichtigt auch das Pfahlgewicht Q :

$$L = -\frac{F E e}{l} + \sqrt{\frac{2 P^2 h F E}{l (P + Q)} + \left(\frac{F E e}{l}\right)^2} \dots \dots \dots 15.$$

Die Rankine'sche Formel ist der Weifsbach'schen ähnlich und lautet in gleicher Schreibweise:

$$L = -\frac{2 F E e}{l} + \sqrt{\frac{4 F E P h}{l} + \left(\frac{2 F E e}{l}\right)^2} \dots \dots \dots 16.$$

Bis auf e und L sind für den einzelnen Fall die in obigen Formeln vorkommenden Gröfsen bekannt. In der Regel wird e beobachtet und L danach berechnet. Da jedoch

diese Berechnung stets voraussetzt, daß der volle Stofs des Bären beim Eindringen des Pfahles zur Wirkung kommt, was vollständig nie der Fall ist und bei Sandboden noch am meisten, bei den mehr oder weniger elastischen Bodenarten aber nur teilweise zutrifft, so pflegt man den Pfahl nicht so stark zu belasten, wie es den obigen Formeln entspricht, sondern rechnet die zulässige Belastung \mathcal{L} zu $\frac{1}{n}$ der rechnerisch bestimmten,

also
$$\mathcal{L} = \frac{L}{n} \dots\dots\dots 17.$$

Die Zuverlässigkeit der Berechnung wird also mit zutreffenderer oder geringerer Richtigkeit der Annahme dieser Sicherheitsziffer $\frac{1}{n}$ für eine bestimmte Erdart auch gröfser oder geringer sein, woher vorgenommene Prüfungen obiger Formeln, je nach der Beschaffenheit des Bodens, zu ganz verschiedenen Ergebnissen geführt haben. Auch hat die Anwendung eines Rammknechts (Jungfer) einen wesentlichen Einfluß auf das Ergebnis der Berechnung. Meist wird $n = 4$ gesetzt.

Beim Bau der Berliner Stadteisenbahn¹³⁹⁾ wurden diesbezügliche Versuche angestellt, indem 8 bis 9 m lange Pfähle ganz in den leichten Sandboden eingerammt wurden, worauf man die aus der beobachteten Eindringungstiefe beim letzten Schläge nach der Weifsbach'schen Formel sich ergebende Last ganz allmählich aufbrachte. Die Einsenkungen wurden mittels eines an dem Pfahl befestigten Fühlhebels mit zehnfacher Übersetzung beobachtet. Dabei ergab sich, daß das Eindringen des Pfahles erst nach 10 bis 15 maligem Aufbringen der berechneten Last L aufhörte. Bei keinem Pfahl betrug das Einsinken während der Belastungsdauer von 60 bis 80 Stunden mehr als 23 mm. Danach wurden zur Herstellung des Pfahlrostes die Schläge so bemessen, bezw. die Pfähle so tief gerammt, daß sie die, nach genannter Formel, auf sie entfallende größte Belastung mit mindestens 8 facher Sicherheit zu tragen im Stande waren. Der Einfluß des Jungferns wurde als ein Arbeitsverlust von 27% festgestellt.

Prof. Kreuter stellte bei den Rammarbeiten für die Maximilianskirche in München Beobachtungen an¹⁴⁰⁾, die eine schlechte Übereinstimmung der Formeln von Rankine und Redtenbacher ergaben. Infolge dessen wurde von ihm eine unmittelbare Bestimmung der Tragfähigkeit der Pfähle aus den Ergebnissen der Rammarbeit versucht und gelangte er dabei zu der Beziehung:

$$\frac{L}{P} = \frac{h_1 - h_2}{x_1 - x_2} \dots\dots\dots 18.$$

d. h. die Tragkraft des Pfahles soll sich zum Gewicht des Rammjärens verhalten, wie der Unterschied der mittleren Fallhöhen h_1 und h_2 zum Unterschied der mittleren Eindringungstiefen x_1 und x_2 bei zwei aufeinanderfolgenden Hitzten. Jedoch ist dies nur unter bestimmten Voraussetzungen und Verhältnissen der Fall.¹⁴¹⁾

Vielfach ist die allgemeine Brauchbarkeit der einen oder anderen, oder auch aller auf theoretischem Wege entwickelten Formeln bestritten worden.¹⁴²⁾ Jedenfalls ist bei Thonboden grofse Vorsicht in der Anwendung der sonst auf wissenschaftlicher Grundlage stehenden, oben angeführten Formeln anzuraten.

Auf dem Wege der Erfahrung für bestimmte Verhältnisse abgeleitete Formeln und Vorschriften haben im allgemeinen einen gröfseren, wenn auch nur örtlichen und daher immerhin beschränkten, Wert.

Nach Perronet sind 8 bis 9 Zoll (22 bis 24 cm) starke Rundpfähle mit nicht mehr als 50000 Pfd. (24475 kg), 12 Zoll (32 cm) starke mit höchstens 100000 Pfd. (48950 kg) zu belasten. Hinsichtlich des Eindringens beim Rammen giebt Perronet als Regel an, daß ein Rostpfahl nur dann als feststehend zu betrachten ist, wenn er während mehrerer Hitzten in jeder Hitze von 25 bis 30 Schlägen

¹³⁹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267—278.

¹⁴⁰⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 145; 1897, S. 46.

¹⁴¹⁾ Vergl. Dasselbst 1897, S. 190.

¹⁴²⁾ Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst I. Teil, 2. Bd. S. 176. — Ossent. Formeln über Tragfähigkeit der Pfähle. Schweiz. Bauz. 1892, Bd. 19, S. 110. — Bubendey. Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 533, 545; 1897, S. 160.

nur 2 bis 3 Linien (4 bis 6 mm) eingedrungen ist, ein wenig belasteter Langpfahl 6 Linien bis 1 Zoll (13 bis 27 mm), wobei der Rammklotz für gewöhnliche Rostpfähle 600 bis 700 Pfd. (295 bis 343 kg) schwer und die Hubhöhe $4\frac{1}{2}$ Fufs (1,46 m) sein soll. Für starke Pfähle kann das Gewicht des Bären bis 1200 Pfd. (590 kg) und darüber betragen.

Das aus den Perronet'schen Regeln sich ergebende Mafs des Eindringens der Pfähle unter dem Rammbaren ist nur etwa $\frac{1}{16}$ bis $\frac{1}{20}$ des aus den Formeln sich für e berechnenden. Perronet scheint bei Aufstellung seiner einen hohen Sicherheitsgrad verlangenden Regeln von der Erwägung geleitet zu sein, dafs das Wasser, welches zwar das eingetauchte Holz der Pfähle vor Fäulnis sichert, diesem dennoch, wenn auch erst nach langer Zeit, einen Teil seiner Stärke und Elasticität raubt, während das auf den Pfählen ruhende Gewicht dasselbe bleibt.

Nach Brunel's Bericht über die Bauten auf der Zweiglinie der Great Western-Bahn in England sollten die zu hölzernen Brücken und anderen Zwecken vielfach verwandten kantigen Langpfähle von 12 bis 14 Zoll (32 bis 36 cm) im Quadrat erst dann als feststehend gelten, wenn sie unter einem Rammbaren von 20 Ctr. Gewicht und bei 12 Fufs (3,66 m) Fallhöhe nicht mehr als $\frac{1}{4}$ Zoll (6,3 mm) sich senkten. Die 14 Zoll (36 cm) starken Pfähle haben bei einzelnen Pfeilern hölzerner Viadukte Belastungen bis zu etwa 55 t.

Bei der Theifsbrücke zu Szegedin ist die stärkste Belastung, welche ein Pfahl unter den Widerlagerpfeilern zu tragen hat, etwa 40 t. Sie sollten so lange eingetrieben werden, bis sie nicht mehr als $\frac{3}{8}$ Zoll (25 mm) unter einem 20 Ctr. schweren Rammbaren bei einer Fallhöhe von 19 Fufs (5,8 m) gezogen hatten.¹⁴³⁾

Bei der Elbbrücke unweit Pirna haben die etwa 4 m langen, 25 cm starken Rostpfähle eine Belastung von je 35,3 t.¹⁴⁴⁾

In Holland werden die Pfähle des dort vorkommenden weichen Bodens wegen weniger stark eingetrieben und weniger belastet. Vielfach wird die Tragfähigkeit des Pfahles zu $\frac{1}{4}$ des Bodenwiderstandes angenommen, danach das Mafs des Eintreibens bestimmt und für den Rostpfahl eine Last von 8 bis 10000 kg angenommen.

Beim Bau der Maasbrücke zu Rotterdam hat W. Lorentz aus dem Widerstand eingerammter Pfähle gegen das Herausziehen Berechnungen über die Reibung an der Umfangsfläche der Pfähle angestellt (vergl. auch § 13 unter 3.) und gefunden, dafs dieselbe in den dort vorkommenden Thonschichten zwischen 1247 und 2082 kg im Mittel 1860 kg f. d. qm betragen hat, welche Zahl als untere Grenze bei Berechnung der Tragfähigkeit in ähnlichen Boden eingerammter Pfähle anzusehen sein dürfte.¹⁴⁵⁾

Über Versuche, Erfahrungen und Formeln bei Rammarbeiten amerikanischer Bauten vergl. die unten angeführte Litteratur.¹⁴⁶⁾

2. In solchen Fällen, wo für erforderlich werdende Rammungen zur Gründung wichtiger Bauten keine Erfahrungen vorliegen, ist es jedenfalls geboten, Proberammungen und Probelastungen der Pfähle vorzunehmen, wenn solche auch kostspielig sind, da in der Regel mindestens 4 Probepfähle erforderlich werden. Als Beispiele mögen die nachstehend angeführten dienen.

Beim Bau des Seeschiff-Hafens in Cuxhaven wurden in dem bis zur neuen Hafensohle hinabgetriebenen Schürfloch 4 Probepfähle von 8 bis 9 m Länge und 35 cm mittlerem Durchmesser bis in den tragfähigen Sand gerammt, mit einem Rost versehen und durch Aufbringen von Eisenbahnschienen mit 127,3 t belastet. Diese Belastung erzeugte eine bleibende Senkung von nur 9 mm.¹⁴⁷⁾

Zur Untersuchung der Tragfähigkeit der Rostpfähle des für die Bibliothek in Chicago auf Klai-boden herzustellenden Pfahlrostes wurden vier 16,2 m lange Rundhölzer mit 33 cm mittlerem Durch-

¹⁴³⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 656. — Ann. des ponts et chaussées 1859, I. S. 341.

¹⁴⁴⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.

¹⁴⁵⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 89 aus der Zeitschr. f. d. Fortschr. der Baukunst in den Niederlanden.

¹⁴⁶⁾ Über die Tragkraft hölzerner und eiserner Pfähle und die Anwendung der letzteren als Tragsäulen oder als Tragpfähle zu Fundierungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 420 aus The Journ. of the Franklin Inst. 1868. — Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Transact. of the American Soc. of Civ. Eng. 1892, Aug. S. 99 u. 129. — Engng. News 1893, I. S. 171; 1894, I. S. 283, 348 u. 544.

¹⁴⁷⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 534. Ausführl. Mitteilungen hierüber in Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 390 ff.

messer 15,8 m tief eingerammt, sodafs sie 8,2 m in weichem plastischen Klaiboden, 7 m in zähem festen Klaiboden und 0,6 m in hartem Thon standen. Auf die Pfähle wurden I-Eisen und darauf eine 2,1 qm grofse Tafel aus starken Hölzern gelegt. Zur Belastung dienten Roheisenbarren, die bis zu einer Höhe von 11,5 m aufgestapelt wurden. Weder beim Aufbringen der Last, noch während der elftägigen vollen Belastung, die rund 50,7 t für jeden Pfahl betrug, zeigten sich irgend welche Senkungen oder Bewegungen derselben, sodafs von einer Weiterbelastung Abstand genommen wurde.¹⁴⁸⁾

Für die Pfahlroste der Binnen- und Vorhafenmauern bei Brunsbüttel am Kaiser Wilhelm-Kanal war nach der durch die vorgenommenen Bohrungen festgestellten Beschaffenheit der über dem Sandgrunde lagernden Klaischichten anzunehmen, dafs die Tragfähigkeit schon durch eine mäfsige Länge der Pfähle werde erzielt werden können und dafs es nicht notwendig war, die Pfähle bis auf den festen Sandgrund zu treiben. Die Pfähle der Binnenhafenmauer haben rechnungsmäfsig 13,0 t und die der Vorhafenmauer 11,6 t durchschnittlich aufzunehmen. Der in der Höhe der Pfahlköpfe angreifende Schub stellt sich bei ersterer für die 44 Pfähle eines Pfeilerrostes und 3 Schrägpfähle in der Bogenöffnung auf 148 t, für die 71 Pfähle eines 8 m langen Teiles der Vorhafenmauer auf 214 t.

Um Sicherheit darüber zu erlangen, dafs die Pfähle die angegebenen Belastungen zu tragen im Stande sein würden, wurden vor Beginn der Bauausführungen Probepfähle eingeschlagen und versuchsweise belastet.¹⁴⁹⁾ Vier Pfähle wurden bei einer Rammtiefe von 6 m gemeinschaftlich belastet, standen in den Ecken eines Quadrats von 3 m Seite und wurden mit I, II, III und IV bezeichnet. Die anderen 4 Pfähle A, B, C, D, mit Rammtiefen von 6, 7, 8 und 9 m wurden einzeln belastet. Sämtliche Pfähle hatten einen mittleren Durchmesser von 35 cm. Zum Rammen diente eine unmittelbar wirkende Dampf-ramme mit einem Bärge-
 wicht bei 6 Pfählen von 1400, bei 2 Pfählen von 1150 kg. Auf die Pfähle I bis IV wurde zur Aufnahme der aus Erdboden bestehenden Belastung ein hölzerner Kasten gesetzt. Die Einzelpfähle wurden mit Spundbohlen und Eisenbahnschienen belastet, die durch einen Kran so aufgebracht wurden, dafs möglichst wenig Erschütterungen entstanden. Zur Ermittlung des Einflusses der Anspitzung wurde von den 6 m tief gerammten Pfählen der eine (Pfahl B) mit der Neigung 1:1 angespitzt, während die übrigen die meist übliche Anspitzung von 1:1^{1/2} erhielten.

Tabelle VII.
 Mafs der Einsenkung bei den letzten fünf Schlägen.

Pfahl	Rammtiefe	Bärge- gewicht	Fallhöhe	Mafs der Einsenkung	Bemerkungen.
	m	kg	m	cm	
I	6	1400	1,00	60	Die Pfähle III und IV drangen schief ein und wurden deshalb bei den letzten Schlägen mit Stangen und Knebeltau festgehalten.
II	6	1400	1,00	38	
III	6	1400	0,80	17	
IV	6	1400	0,80	36	
B	6	1400	1,00	25	
A	7	1400	1,20	30	
D	8	1150	1,00	38	
C	9	1150	1,00	14	

Die Tabelle VII giebt das Mafs der Einsenkung bei den letzten 5 Schlägen. Alle Pfähle hatten also noch sehr erheblich gezogen und nach den Formeln von Brix, Redtenbacher u. s. w. hätten die Pfähle von 6 m Rammtiefe höchstens 2 t, der 9 m tief eingerammte Pfahl C etwa 4 t aufnehmen können. Jedoch wurde schon beim Rammen beobachtet, dafs ein Pfahl (A), der bei ununterbrochenem Schlagen und bei einer Fallhöhe des Bären von 1 m noch in 5 Schlägen 68 und 50 cm gezogen hatte, nach einer Ruhepause von nur 32 Minuten anfänglich bei gleichen 5 Schlägen nur 9 cm einsank. Dementsprechend zeigten die Pfähle sich auch bei der Probelastung wesentlich tragfähiger (s. Tabelle VIII), als nach der Berechnung nach den üblichen Formeln angenommen werden konnte. Die 6 m tief eingerammten Pfähle drangen bei einer 5 t für den Pfahl überschreitenden Belastung fortdauernd und sehr erheblich tiefer. Der 6 m lange Pfahl B senkte sich unter der Last von 5 t, stand dann aber mehrere

¹⁴⁸⁾ Untersuchung der Tragfähigkeit eingerammter Holzpfähle. Engng. news 1893, II. S. 3 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 2.

¹⁴⁹⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 526.

Tage still und bewegte sich dann erst beim Aufbringen einer Last von 10 t und mehr weiter, jedoch traten gröfsere Senkungen erst bei Belastung mit mehr als 15 t auf. Das günstigere Verhalten im Vergleich zu den übrigen Pfählen mit 6 m Rammtiefe dürfte seinen Grund in der stumpferen Anspitzung haben. Der 8 m lange Pfahl *D*, der sofort mit 12 t, dann mit 20 t belastet wurde, erreichte in 22 Tagen die grösste Senkung von 1,5 cm und blieb sodann bis zum Schlufs der Beobachtung (9 Tage) ohne weitere Bewegung. Der 9 m lange Pfahl endlich senkte sich mit der Last von 25 t im Ganzen nur 1,2 cm und erreichte nach 25 Tagen Stillstand.

Tabelle VIII. Probebelastung der Pfähle.

Pfahl	Rammtiefe	Anspitzung	Dauer der Belastung	Grösste Belastung <i>t</i> zu 1000 kg	Grösste Senkung
	m		Tage	t	cm
I	6	1 : 1 ¹ / ₂	58	20	13,5
II	6	1 : 1 ¹ / ₂	58	20	14,10
III	6	1 : 1 ¹ / ₂	58	20	16,75
IV	6	1 : 1 ¹ / ₂	58	20	15,85
<i>B</i>	6	1 : 1	58	20	7,55
<i>A</i>	7	1 : 1 ¹ / ₂	42	20	7,80
<i>D</i>	8	1 : 1 ¹ / ₂	31	20	1,50
<i>C</i>	9	1 : 1 ¹ / ₂	36	25	1,20

Das geschilderte Verhalten der Probepfähle bestätigt die auch sonst schon bekannte Thatsache, dafs bei Rammungen im Klaiboden die Pfähle durch schnell aufeinanderfolgende Schläge leicht eingetrieben werden, dafs sie aber nach einer Ruhepause bald eine viel gröfsere Tragfähigkeit annehmen und dann nicht nur dem tieferen Einrammen einen erheblich gröfseren Widerstand entgegensetzen, sondern auch eine ziemlich bedeutende ruhende Last aufnehmen können.

Die Versuche bezüglich der Einwirkung einer wagerechten Zugkraft am Kopfe der Pfähle ergaben für einen Leitpfahl eine Ausbiegung von 41 mm bei einer 0,1 m über dem Boden angreifenden Zugkraft von 25 t, wobei nach Aufhören der Zugkraft der vorher senkrechte Pfahl 9 mm dauernde Ausweichung behielt. Ein 7 m tief eingerammter Einzelpfahl wurde durch eine Zugkraft von 9 t um 40 mm zur Seite gedrückt.

Auf Grund der Versuchsergebnisse wurden die Abmessungen der Pfahlroste bestimmt und dabei festgesetzt, dafs jeder Pfahl auf 9 m Länge im gewachsenen Boden stecken sollte.

§ 13. Abschneiden und Ausziehen der Pfähle.

1. Zum **Abschneiden** der Pfahlköpfe benutzt man, wenn dies über Wasser geschehen kann, die gewöhnliche Zimmermanns- oder Schrotsäge, die auch noch bei geringer Tiefe unter Wasser anzuwenden ist, indem man sie mit entsprechend langen, über Wasser reichenden Handhaben versieht. Bei gröfseren Tiefen kann man die Arbeit durch Taucher ebenfalls mit den einfachsten Werkzeugen ausführen lassen. In der Regel aber benutzt man dazu die sogenannten Grundsägen, besonders da, wo eine gröfsere Anzahl von Pfählen in gleicher Höhe zu kappen ist, wie es bei Grundpfählen in Verbindung mit einem Betonbett, bei solchen mit Senkkastengründung, bei Spundwänden und anderen Ausführungen nötig wird. — Die in solchen Fällen üblichen, mehr oder weniger umständlichen, Vorrichtungen sind folgende:

a) Die gerade Säge. Hier trägt ein senkrecht stehendes Gatter unten die wagerecht eingespannte Säge mit grofsen Zähnen und starker Schränkung, und hängt oben an einer auf Rollen beweglichen Verschwellung, mit welcher es auf dem festen Baugerüste hin und her bewegt wird. Das bei dieser, wie auch bei den folgenden Vorrichtungen erforderliche Andrücken des Sägeblattes an den abzuschneidenden Pfahl kann durch das Anziehen von Seilen, die am unteren Teile des Sägegatters befestigt

werden, durch Stangen oder in sonst geeigneter Weise, in fließendem Wasser z. B. auch durch die Wirkung des Stromes, erfolgen.

b) Die Pendelsäge, bei welcher ein wagerechtes Sägeblatt in einen dreieckigen Rahmen eingespannt ist, welcher pendelartig aufgehängt und um die wagerechte über Wasser befindliche Drehachse mittels Leitstangen, Zugseilen oder Ketten hin und her bewegt wird. Sie eignet sich vorzugsweise zum Abschneiden einzelner Pfähle.¹⁵⁰⁾

c) Die Kreissäge, bei welcher das an einer lotrecht stehenden Welle befestigte Kreissägenblatt in drehende Bewegung versetzt wird. Die lotrechte Welle läuft oben und unten in Lagern und diese sitzen an einem ins Wasser reichenden senkrechten Gestell, welches oben mit einem auf festem Gerüste beweglichen Schlitten (Wagen) in Verbindung steht oder durch schwimmende Gerüste gehalten wird. Beim Handbetrieb wird die Arbeit meist durch Kurbel und konische Räder auf die senkrechte Welle übertragen. Die Kreissäge hat bei größeren Bauten in neuerer Zeit vielfach Anwendung gefunden.¹⁵¹⁾

Die Grundkreissäge von E. Meyer in Berlin (D. R. P. Kl. 38, No. 74898) dient namentlich zum Abschneiden von Spundwänden unter Wasser. Die Säge wird mit einer Schiene an die Spundwand gebolzt und durch ein Zahnstangengetriebe verschoben.¹⁵²⁾

In mehrfacher Hinsicht einfacher und von gutem Nutzeffekt, namentlich für das Absägen einzeln stehender Pfähle, ist die Kreissegmentsäge, bei welcher ein segmentförmiges Sägeblatt in einen wagerechten Winkelrahmen eingespannt und um die an einem senkrechten Gestell, ähnlich wie bei der Kreissäge, befestigte Welle hin und her gedreht wird. Die senkrechte Welle trägt oben einen oder mehrere wagerechte Arme, an welche die Arbeiter angreifen.¹⁵³⁾

Sehr günstige Ergebnisse hat man in Frankreich neuerdings mit Bandsägen erzielt, welche um zwei an einem Rahmwerk befestigte Rollen gelegt und an ihren Enden mit einem über Wasser stehenden gleicharmigen Doppelhebel verbunden werden, durch dessen Auf- und Abwärtsbewegung der zwischen den Rollen befindliche Teil der Bandsäge wagerecht hin und her geführt wird.¹⁵⁴⁾

Von einem näheren Eingehen auf diese Vorrichtungen, sowie auf diejenigen zum Anschneiden von Zapfen unter Wasser¹⁵⁵⁾ kann hier abgesehen werden, da sie in dem III. Kapitel des IV. Bandes der Ingenieurwissenschaften (Baumaschinen), 2. Aufl., eingehend behandelt werden.

¹⁵⁰⁾ Über die Verwendung und die Leistungen von Pendelsägen beim Bau der Weichselbrücke zu Graudenz bezw. beim Bau der Straßenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 254, bezw. Deutsche Bauz. 1884, S. 526.

¹⁵¹⁾ Über die Leistungen einer Kreissäge mit Lokomobilbetrieb und deren Kosten vergl. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 369 u. 467; ferner 1882, S. 326. Eine amerikanische, in der Höhenlage verstellbare Kreissäge wird beschrieben in der Baugewerkszeitung 1884, S. 127.

¹⁵²⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1055 und Baugewerkszeitung 1894, S. 951.

¹⁵³⁾ Bei den Hellingsbauten in Kiel schnitten 3 Segmentsägen, jede von 2 Arbeitern bedient, in einem Zeitraume von 23 Arbeitstagen bei 2 bis 3 m Wassertiefe täglich je 9 Rundpfähle, bei 4 bis 5 m Wassertiefe je 5 bis 6 Rundpfähle. Die größte beobachtete Leistung einer Säge bestand im Abschneiden von 20 Stück 20 bis 30 cm starken Spundbohlen bei einer Wassertiefe von 4 m. Im Durchschnitt wurden jedoch täglich nicht mehr als 8 bis 10 Bohlen geschnitten. Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 69. — In Holland wurden mit solchen Sägen durch 7 Mann täglich durchschnittlich 20 Pfähle von 0,25 bis 0,30 m Durchmesser bei 6,7 m Wassertiefe abgeschnitten. Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1857, S. 219.

¹⁵⁴⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 238.

¹⁵⁵⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 378.

2. Dasselbe gilt von den Vorrichtungen zum **Ausziehen der Pfähle**, über welche wir hier deshalb nur eine kurze Übersicht geben.

Das Ausziehen der Pfähle kommt bei den zu vorübergehenden Zwecken benutzten und bei solchen Pfählen vor, die wegen fehlerhafter Stellung, wegen teilweiser Zerstörung, wegen Hindernisse, auf die sie im Boden treffen, wegen Belästigung der Schifffahrt oder aus ähnlichen Gründen wieder beseitigt werden müssen. — Im Gegensatz zu der Wirkung beim Eintreiben der Pfähle pflegt man das Ausziehen derselben selten durch Stofs, dessen Übertragung auf den Pfahl schwierig und stets mit grossem Kraftverluste verbunden ist, sondern meist durch Zug bzw. Druck zu bewirken und sucht wohl durch Anschlagen mit Axt oder Hammer oder durch Anstossen mit einem Balken den Pfahl zu erschüttern, dadurch die Adhäsion des Erdreichs zu vermindern und die Bewegung zu befördern. Um für den aufzuwendenden Zug einen Angriffspunkt zu schaffen, umfaßt man den Pfahl mit einer Kette, die durch Krampen, Nägel, Bolzen u. dergl. gegen Nachgeben gesichert wird; oder mit einem Tau, welches in ähnlicher Weise wie die Kette zu befestigen ist; ferner werden auch Zangen, die namentlich bei leichten Pfählen, Spundbohlen u. s. w. sich empfehlen, oder Ringe, welche je zwei Dorne enthalten und durch diese am Abrutschen verhindert werden, benutzt.

Die auf das Ausziehen der Pfähle wirkende Kraft wird meist durch eins der folgenden Mittel beschafft: Hebel oder Wuchtebaum, Windevorrichtungen, Schraubenvorrichtungen, Benutzung des Wasserauftriebes und endlich Sprengmittel, wobei neuerdings, um die Reibung der Pfähle im Boden zu vermindern, gleichzeitig von dem Verfahren, Druckwasser neben die Pfähle zu spritzen, was sich zum Eintreiben der Pfähle als sehr nutzbar erwiesen hat, mehrfach mit Vorteil Gebrauch gemacht worden ist, beispielsweise an der Ostsee¹⁵⁶⁾ und bei der Ausführung der neuen Hafenanlagen in Bremen.¹⁵⁷⁾

a) Wuchtebaum. Bei dem einfachen, nur aus einem starken Pfahl oder Balken bestehenden Wuchtebaum tritt leicht eine Verschiebung des Drehpunktes beim Anheben ein, das Anheben wird oft schwierig und gefährlich und durch das Anspannen der Zugkette geht ein Teil der Hubhöhe verloren. — Diesen Mängeln kann man dadurch abhelfen, dafs man den Wuchtebaum an dem kürzeren Ende mit eisernen Haken und Pfannen zur Aufnahme der Kette und zur Festlegung des Drehpunktes versieht, dafs man zum Heben des Baumes ein Bockgestell mit Windevorrichtung aufrichtet und dafs man die Zugkette, ehe der Wuchtebaum zur Wirkung kommt, durch eine Windevorrichtung anspannt und dann durch einen Bolzen am Baum festlegt. — Die vordere Unterstützung erhält der Wuchtebaum am besten durch den sogenannten Wuchtestuhl, einen hölzernen Rahmen, welcher vorn eine starke eiserne Drehachse trägt, um welche die Pfanne des Wuchtebaumes fafst. Auf das Ausziehen der Pfähle wirkt der Wuchtebaum zunächst durch sein eigenes Gewicht. Um die Wirkung zu verstärken, kann man Lasten an den längeren Hebelarm hängen oder auch Arbeiter an angebundenen Leinen abwärts ziehen (wuchten) lassen. Häufig ist erst durch einen längere Zeit dauernden Zug ein Erfolg zu erzielen und läfst man deshalb wohl den genügend beschwerten Wuchtebaum eine Nacht hindurch mit dem zu hebenden Pfahl in Verbindung.

b) Windevorrichtungen benutzt man zum Ausziehen leichter Pfähle, und zwar zunächst die einfache Wagenwinde, dann die einfache Haspelwinde, ähnlich der auf

¹⁵⁶⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 367.

¹⁵⁷⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 439.

Schiffen gebrauchten und den doppelten (Perronet'schen) Haspel. Andere Vorrichtungen entstehen durch Verbindung von Haspeln oder Winden mit Rollen und Flaschenzügen, die an einem über dem Pfahl aufgestellten Bocke befestigt werden.¹⁵⁸⁾

c) Schraubenvorrichtungen sind vorteilhaft bei schwimmenden Rüstungen als einfache lotrechte Bockschrauben, die senkrecht über den Pfahl gebracht werden oder in mehrfacher Anordnung, in Verbindung mit gemeinschaftlichen Sohlplatten, zu benutzen. Im ersten Falle kann man zwei Schiffe mit einer Bretterdiele überbrücken und in deren Mitte die Schraube stellen; im zweiten Falle jedes Schiff mit einem Satz Schrauben versehen und diese an einen quer über die Schiffe reichenden, die Pfahlkette aufnehmenden Träger angreifen lassen. Ganz ähnlich wie die Schraubenvorrichtungen sind auch hydraulische Pressen zu verwenden.

d) Um mittels des Wasserauftriebes zu wirken, kann man Schiffe mit Wasser oder trockenem Ballast oder durch Arbeiter beschweren, dann mit dem auszuziehenden Pfahl verbinden und darauf durch Auspumpen des Wassers, bezw. Ausladen des Ballastes oder Entfernen der Arbeiter den Pfahl heben. Mitunter erreicht man die nötige Wirkung schon durch das abwechselnde Versetzen des Ballastes oder Bewegen der Besatzung von der einen Seite des Schiffes auf die andere. Im Flutgebiete läßt sich auch der Tidenwechsel zum Ausziehen von Pfählen benutzen.

e) Sprengmittel hat man ebenfalls mit gutem Erfolg zur Beseitigung von Pfählen und namentlich von Pfahlstümpfen verwendet, nur müssen die Pfähle eine solche Stellung haben, daß bestehende Bauten nicht beschädigt werden können.¹⁵⁹⁾

3. **Widerstand der Pfähle gegen das Ausziehen.** Bei Beseitigung eines für die Erweiterungsbauten der Albert-Docks in London angelegten Fangdammes hat der Ingenieur Hartzig Beobachtungen über den beim Ausziehen der Pfähle zu überwindenden Widerstand gemacht, welche in den Veröffentlichungen des englischen Civilingenieur-Vereins vom Jahre 1882 mitgeteilt sind. Im Ganzen wurden 420 Pfähle von quadratischem oder länglich rechteckigem Querschnitt ausgezogen, die ohne Spundung dicht nebeneinander geschlagen waren. Die Länge der Pfähle schwankte zwischen 6,10 und 14,95 m, die Stärke von 0,30 bis 0,35 m, die Breite von 0,25 bis 0,38 m, die Einrammungstiefe von 1,83 bis 9,15 m. Bei 300 Pfählen, für welche der Widerstand bestimmt worden ist, hat die mittlere Länge 12,20 m, die mittlere Einrammungstiefe 5,57 m und die mittlere Breite 0,313 m betragen. Der in Frage kommende Boden bestand in den Hauptteilen aus Lehm. Die Messungen wurden derart vorgenommen, daß man für jeden Pfahl die aufgewandte Arbeitskraft berechnete. Zum Ausziehen bediente man sich nämlich eines mit Handwinde betriebenen Kranes. Da ermittelt worden war, daß jeder Arbeiter durchschnittlich eine Kraft von 10 kg an der Kurbel ausübte, so liefs sich aus der Zahl der Arbeiter ein Rückschluss auf die Widerstandskraft der Pfähle ziehen. Im Mittel waren 34413 kg für das Ausziehen eines Pfahles erforderlich, dessen

¹⁵⁸⁾ Über eine im Hafen von San Franzisko angewandte, auf einen Prahm gestellte Vorrichtung mit Dampfbetrieb zum Ausziehen von Pfahlstümpfen unter Wasser vergl. Deutsche Bauz. 1877, S. 345.

¹⁵⁹⁾ Ein hierher gehöriges Beispiel findet sich in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 558 (dem „Journal of the Franklin Institute“ 1871, S. 75 entnommen): Vier Pfähle, welche zum Schutz der Pfeiler der Connecticut-Brücke in Nordamerika eingerammt waren, wurden im Winter 1868/69 durch Eis abgebrochen und konnten darauf auf keine der versuchten Weisen ausgezogen werden, bis der Ingenieur Monroe ein 10 cm weites Gasrohr mit voller Stahlspitze unmittelbar neben einem der Pfähle niederrammte, in die Röhre 4 Pfund Schießpulver einlud und entzündete, wodurch der Pfahl emporgeschleudert wurde. — Vergl. auch den Artikel: Die Sprengtechnik auf der Pariser Weltausstellung. Der prakt. Maschinenkonstrukteur 1878, S. 416.

Oberfläche durchschnittlich zu 3,53 qm angenommen werden kann. Das Eigengewicht des Pfahles hat im Mittel 1016 kg, der Adhäsionswiderstand 873 kg betragen. Für den Reibungswiderstand bleiben sonach 32524 kg, d. h. für 1 qm etwas über 9200 kg.

Nach einer in England gebräuchlichen empirischen Formel wäre die Tragkraft L eines eingerammten Pfahles in Tons aus der Gleichung

$$y = \frac{A}{L} - \frac{L}{500} \dots \dots \dots 19.$$

(für englisches Maß giltig, 1 Fufs = 0,305 m, 1 Ton = 1016 kg)

zu bestimmen, worin y das Maß des Anziehens beim letzten Schlag und A die mechanische Arbeit des letzten Schläges bedeutet. Da beim Einrammen der Fangdampfpfähle y etwa $\frac{1}{24}$ bis $\frac{1}{16}$ Fufs, die Hubhöhe des 1 t schweren Bären aber 5 bis 6 Fufs betragen hat, so berechnet sich L auf 35 bis 45 t. Der Widerstand gegen das Ausziehen ist also etwas geringer, als die nach jener Formel berechnete Tragfähigkeit.¹⁶⁰⁾

§ 14. Beseitigung von Hindernissen unter Wasser. Beim Ausheben einer Baugrube unter Wasser oder beim Ausbaggern einer solchen, sowie beim Absenken der Brunnen und Röhren bei der Brunnen- bzw. Röhregründung (s. §§ 35 bis 37) kommt es häufig vor, daß man auf Hindernisse, wie Baumstämme, große Steine, Felsstücke u. dergl. stößt, die unter Wasser entfernt werden müssen, da sonst die gewählte Fundierungsweise geändert werden müßte.

1. **Heben.** Zunächst können hierzu manche von denjenigen Vorrichtungen Verwendung finden, die zum Ausziehen der Pfähle benutzt werden und bereits im § 13 besprochen worden sind. Es gilt dies vorzugsweise von den Vorrichtungen zum Heben, nachdem die zu beseitigenden Gegenstände mit einem passenden Gerät gefaßt worden sind.

Müssen lange Körper (Baumstämme) beseitigt werden, so wendet man häufig Schrauben in verschiedenartiger Anordnung, auf schwimmenden oder festen Gerüsten, an, und wohl in der Weise, daß je zwei Schrauben an den Enden eines Balkens oder Rahmstückes angeordnet werden, in deren Mitten die Ketten zum Heben des Hindernisses befestigt werden. Die Verbindung der letzteren mit Baumstämmen, welche gehoben werden sollen, geschieht in einfachster Weise, indem man den Stamm von dem ihn umlagernden Boden durch Baggern und Kratzen möglichst befreit, dann mittels Bügel und Haken¹⁶¹⁾ zuerst eine Schnur, an dieser die Kette unter ihm durchzieht und letztere am Hebezeug befestigt. Ist es nicht möglich, die Kette unter dem Stamm hindurchzuführen, so schraubt man wohl eine lange eiserne Schraube ein, an der die Hebekette befestigt wird, oder sucht mit Zangen u. s. w. den Stamm von oben zu fassen.¹⁶²⁾

Steine und Felsstücke kann man ebenfalls mittels sorgfältig um sie geschlungener Ketten oder mittels des sogenannten Steinkorbes hochziehen. Dieser ist ein Geflecht von mehreren Ketten, welches mit vier Endketten oder Seilen zum Heben verbunden ist. Man wirft den Steinkorb auf den Grund, sucht mit zwei Endketten den Stein zuerst seitwärts zu fassen, dann durch Aufziehen derselben ihn auf das Geflecht zu wälzen und zuletzt zu heben. Nach einer anderen Anordnung besteht der Steinkorb aus einer Kette, die wagrecht um den Stein gelegt wird und an dem einen Ende einen Ring, an dem anderen eine Stange mit eiserner Spitze trägt. Die letztere wird in den Ring gefädelt, angezogen und befestigt, worauf der Stein an weiteren an der Ringkette angreifenden Ketten heraufgezogen werden kann.

¹⁶⁰⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 8.

¹⁶¹⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 243.

¹⁶²⁾ Über das beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz angewandte Verfahren vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 263.

Leichte Gegenstände werden mit der Grundzange beseitigt, bei welcher an dem einen Arm eine nach oben reichende hölzerne Stange befestigt ist, während der andere Arm mit einem schweren, durch eine Kette zu bewegenden Gegenarm versehen ist, der beim Herunterlassen die Zange geöffnet hält und beim Anziehen der Kette das Festhalten des Steines bewirkt, sodafs das Heben erfolgen kann. Häufig erhält die Zange auch zwei gleich lange Gegenarme, die durch eine gemeinschaftliche Kette bewegt werden.

Gebräuchlicher zum Fassen und Festhalten der Steine ist die Greifzange oder Teufelsklaue, aus zwei mit mehreren Zinken versehenen Armen bestehend, die durch einen Drehbolzen verbunden sind und meist bis über Wasser reichende Verlängerungen tragen. Häufig werden diese Zangen in der Weise benutzt, dafs man an dem Drehbolzen einen Flaschenzug befestigt, an welchem man die geöffnete Zange hinunterläfst und sie dann mittels eines zweiten, zwischen den verlängerten Armen angebrachten Flaschenzuges, nachdem sie den Stein gefafst hat, schließt. Das Heben kann dann in verschiedenster Weise mit Hilfe von Windevorrichtungen erfolgen.¹⁶³⁾

Häufig findet auch der sogenannte Wolf (Schlufskeil) Anwendung, indem man unter Wasser, im Schutz einer auf den Stein aufgesetzten Röhre, in den zu hebenden Stein ein cylindrisches Loch bohrt und in dieses den aus zwei Teilen bestehenden Wolf, erforderlichenfalls durch einen Taucher, einsetzen läfst. Der eine dieser Teile wird cylindrisch geformt und mit einer Abflachung, bezw. einem Ausschnitt versehen, in welchen der zweite keilförmige Teil paßt. Indem dann der erstere Teil von oben gefafst und hoch gewunden wird, klemmt sich der Keil gegen die Wandung des Bohrloches und der Stein wird mit gehoben.

Alle diese Geräte kommen selbstredend in vielfachen Abarten vor und sind eingehend im IV. Bande (Baumaschinen), Kap. XII, 1. Aufl., behandelt.

Sind die zu hebenden Hindernisse zu grofs und schwer oder befinden sie sich in einer Lage, die ihre Hebung unmöglich macht, z. B. unter dem Brunnen- oder Röhrenrande, so müssen sie zerkleinert und dann entfernt werden. Bei Balken und Baumstämmen erfolgt die Zerkleinerung durch Zersägen, durch Abmeißeln oder durch Abbohren, bei Fels- und Steinstücken durch Zersprengen.

Alte Buschpackungen, sowie schwächere Holzstämmen können mit dem Rammmeißel durchstoßen werden, welcher aus einer Rundeisenstange von 50 bis 60 mm Stärke besteht, an deren unterem Ende ein breiter verstärkter Meißel angeschweift ist und deren oberes Ende einen kräftigen Bund trägt, welcher den Schlag eines Rammklotzes aufzunehmen hat. Der eichene, mit Eisen beschlagene, Rammklotz ist in seiner Längsachse durchbohrt und wird in dieser Durchbohrung durch die Eisenstange geführt.¹⁶⁴⁾

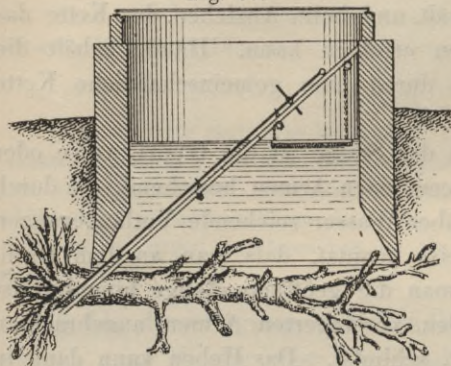
2. Zersägen. Abbohren. Beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau stiefs man beim Absenken des Brunnens für einen der Pfeiler auf einen mächtigen Eichenstamm von 1,2 m Durchmesser. Nachdem durch Taucher ein keilförmiges Stück aus der Mitte herausgesägt war (s. Fig. 69), versuchte man vergebens, die Stämme herauszuziehen. Schliefslich gelang es nach schrägem Abbohren dicht am Brunnenschling, indem man ein Bohrloch neben das andere setzte, nach 14 wöchentlicher Arbeit, den Stamm mittels Winden zu zerbrechen und emporzuziehen.

¹⁶³⁾ Über eine bei Baggararbeiten angewandte Zange, mit der Steine bis zu 10 t Schwere gehoben sein sollen, vergl. Engng. 1869, I. S. 50.

¹⁶⁴⁾ Vergl. Brennecke. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 28 und Der Bau der Flutpfeiler der Elbbrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 560.

Beim Bau der Fordon-Brücke (1891) beseitigte man mit weniger Mühe, unter Verwertung der bei Dirschau gemachten Erfahrungen, ohne Taucher einen solchen

Fig. 69.



Eichenstamm, indem man zwischen angebrachten Führungen eine Anzahl eiserner Röhren mit Hilfe einer Spülpumpe bis auf den Stamm vortrieb und zuletzt durch einige Hammerschläge in die Rinde eintrieb. In diesen Röhren wurde nun, ungehindert durch Kies und Sand, ein Loch neben dem anderen durch die ganze Stärke des Stammes gebohrt, dann der in den Brunnen hineinragende Teil des Stammes abgebrochen und hinaufgewunden.¹⁶⁵⁾ Um nicht zu große Kraft auf das Zerschneiden des angebohrten Stammes zu verwenden, können die Stege zwischen den Bohrlöchern mit Hilfe des Röhrenbohrers entfernt werden, wodurch der Stamm vollständig zerteilt wird.¹⁶⁶⁾

Bei der Kanalisierung der Oder¹⁶⁷⁾ von Cosel bis zur Neissemündung wurde bei den meisten Bauwerken vor Beginn des Rammens der Spundwände eine sorgfältige Untersuchung des Baugrundes bezüglich etwaiger Hindernisse (Baumstämme, große Steine u. s. w.) vorgenommen, indem in der Linie der einzurammenden Spundwände Sondierseile bis zur Tiefe der Spundwandspitzen eingestossen wurden. Traf man auf ein Hindernis, so wurde es ausgegraben, nötigenfalls, wie z. B. bei langen Baumstämmen, das unter der Spundwand liegende Stück abgestemmt. Dabei waren häufig vorübergehende Umschließungen der Baugrube durch schwächere Spundwände erforderlich, aber das Rammen selbst ging später sehr rasch und gut von statten und die Spundwände waren sehr dicht.

3. Sprengung. Über Sprengarbeiten, welche auch im Grundbau zur Abarbeitung geschlossener Felsen, sowie zur Zerkleinerung großer Steinstücke, die beseitigt werden sollen, vorkommen können, ist dem in den Kapiteln über Erdarbeiten und Tunnelbau Gesagten nichts hinzuzufügen. Es sei nur erwähnt, daß bei dem Sprengen unter Wasser die Herstellung und das Einsetzen von Sprengpatronen besondere Vorsichtsmaßregeln zum Schutze gegen das Wasser erheischt. Große Bedeutung haben die Sprengarbeiten unter Wasser im Flufs- und Hafengebäude und wird in den betreffenden Kapiteln des III. Bandes Genaueres darüber mitgeteilt.¹⁶⁸⁾

Über die Verwendung des Dynamits zur Beseitigung von Steinen unter den Brunnenkränzen wird in der Beschreibung der Drehbrücke über die Peene bei Loitz¹⁶⁹⁾ berichtet, daß wenn die Steine zu groß waren, um von dem Taucher allein beseitigt werden zu können, der Taucher zunächst den Stein an der Innenseite, nach der Mitte des Brunnens zu, mit einem kleinen Handspaten frei machte. In das entstandene Loch, fest an den Stein, wurde sodann eine Dynamitpatrone eingelegt und, nachdem der Taucher wieder emporgestiegen war, von oben mittels einer elektrischen Vorrichtung entzündet. Die Wirkung war dann jedesmal die, daß der Stein zersprang und daß

¹⁶⁵⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 419.

¹⁶⁶⁾ Vergl. Brennecke a. a. O. S. 29.

¹⁶⁷⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 486.

¹⁶⁸⁾ Über Felssprengungen im Rhein vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 307; 1867, S. 117; 1868, S. 395. — Über Felssprengungen vor dem Hafen von Boston. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 441. — Über Felssprengungen im Hellgate bei New-York. Deutsche Bauz. 1876, S. 202, 440 u. 492 und 1877, S. 190. — Über Sprengungen von festem Thon mit eingebetteten Kieselsteinen. Deutsche Bauz. 1871, S. 160. — Über Dynamitsprengungen behufs Beseitigung alter Rostpfähle s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 633.

¹⁶⁹⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 230 und Fortschritte d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 60.

aufserdem an der Innenseite des Steines ein großes Loch im Boden entstand, in das die Steinstücke hineinfelen, von wo sie dann leicht entfernt werden konnten.

Auch zur Beseitigung von Pfahlstumpfen unter den Brunnenkränzen hat sich das Dynamit als ein vorzügliches Hilfsmittel bewährt. In einem Falle, wo ein Pfahl von 3 m Länge und 30 cm Durchmesser aufrecht unter dem Brunnenkranze stand, wurde der Pfahl zunächst vom Taucher teilweise freigegeben, dann ein Loch in den Pfahl gebohrt, in dieses eine Dynamitpatrone gesteckt und entzündet. Durch die Wirkung des Dynamits wurde jedesmal ein Pfahlstück zersplittert, sodafs es entfernt werden konnte. Durch Wiederholung dieses Verfahrens wurde schliesslich der ganze Pfahl beseitigt.

Nach den Untersuchungen des Tauchers hatten die Brunnen und Brunnenkränze durch die Sprengungen gar nicht gelitten, sodafs sie bis zur erforderlichen Tiefe gesenkt werden konnten.

Über eine Gründungsweise mittels Dynamit siehe § 3, S. 21.

4. Taucherarbeiten. Alle, die Beseitigung von Hindernissen unter Wasser betreffenden, Arbeiten werden wesentlich erleichtert, oft erst ermöglicht, durch die Anwendung von Tauchervorrichtungen, welche daher auch für den Grundbau, namentlich für die neueren Gründungsarten, eine hohe Bedeutung haben.

Die Tauchervorrichtungen werden entweder als unten offene Glocken zur Aufnahme mehrerer Arbeiter verwendet, oder als Anzüge für einzelne Arbeiter (Skaphander), beide mit Vorrichtungen zum Zu- und Abführen der Luft. Erstere, schon seit dem 15. Jahrhundert als Taucherglocken bekannt, werden jetzt meist von Gufseisen hergestellt (etwa 1,90 m lang, 1,25 m breit und 1,6 bis 1,9 m hoch) und durch eine Druckpumpe mit Luft versorgt. In größeren Abmessungen und mit vollkommeneren Einrichtungen zum Bewegen im Wasser ist das sogenannte Taucherschiff (Nautilus) als eine verbesserte Taucherglocke zuerst in Nordamerika und später in England angewandt worden.¹⁷⁰⁾ Wichtiger aber als beide sind die Taucheranzüge, die den Arbeitern eine freie Bewegung unter Wasser gestatten, leicht zu befördern und auch in engen Arbeitsräumen zu benutzen sind. In neuerer Zeit sind sie wesentlich verbessert worden, u. a. durch die französischen Ingenieure Rouquayrol und Denayrouze, deren Ausführungsweise eine große Verbreitung gefunden hat. Genauere Beschreibungen finden sich in den unten angegebenen Zeitschriften¹⁷¹⁾, sowie im Kap. XII des IV. Bandes dieses Handbuchs (1. Aufl.).

Bei den Hafenbauten in Triest und Pola hat man eine von Morell ersonnene Tauchervorrichtung zur Herstellung von künstlichen Steinblöcken von 6 m Länge, 2 m Breite und 1,5 m Höhe in einer Wassertiefe von 17 m angewendet. Die Vorrichtung besteht aus einem unteren Arbeitsraum (Caisson), einem oberen Hut mit Schläuchen und vier teleskopartig verschiebbaren Schachtröhren, welche die Verbindung der oberen und unteren Teile herstellen. Zur Zuführung des Betons in den unteren Arbeitsraum dienen besondere Röhren. Die ganze Vorrichtung wird an dem Vorderende eines hölzernen Schiffskörpers von 25 bis 26 m Länge, 7 m Breite und 5 m Höhe mittels Flaschenzügen aufgehängt und durch einen Dampfkran auf- und niederbewegt. Der Schiffskörper, welcher eine Wassermasse von 402,5 t Gewicht verdrängt, nimmt auch die zum Betriebe erforderlichen Maschinen auf.¹⁷²⁾

¹⁷⁰⁾ Vergl. Wieck. Das Taucherschiff. Gewerbezeitung 1857.

¹⁷¹⁾ Über neuere Tauchervorrichtungen von Bauer vergl. Deutsche Bauz. 1868, S. 401; 1869, S. 23 u. 277. — Über die Taucheranzüge von Rouquayrol und Denayrouze s. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 279. Die Kosten werden für den Regulator zu 500 Frs., für den Anzug mit Helm und Zubehör zu 375 Frs. angegeben.

¹⁷²⁾ Vergl. „Die Eisenbahn“, Bd. II. 1875, I. S. 49.

§ 15. Bagger und Pumpen. Die Baggermaschinen, die Wasserhaltungsmaschinen und Pumpen werden in den Kapiteln I u. II des IV. Bandes (Baumaschinen, 2. Aufl.) ausführlich behandelt. Es genügt daher, hier nur eine kurze Übersicht der im Grundbau vorkommenden Bagger- und Pumparbeiten, sowie der dazu erforderlichen Geräte zu geben.¹⁷³⁾

1. Bagger. Im Grundbau kommen die Baggerarbeiten hauptsächlich bei der unmittelbaren Gründung im Wasser vor, ferner beim Ausheben einzelner Stellen der im übrigen trocken gelegten Baugruben, wenn die Wasserschöpfung nicht gelingt oder wegen zu starker Auflockerung des Baugrundes nicht für rätlich gehalten wird, endlich bei der Herstellung von Fangdämmen und Spundwänden.

Die älteren Baggervorrichtungen, Bagger im engeren Sinne, sind entweder solche, bei denen das den Boden aufnehmende Gefäß an einem Stiel befestigt und mit diesem gehandhabt wird (Stielbagger), oder solche, bei denen die Gefäße in Form von Eimern, Kübeln, Schaufeln u. s. w. an Ketten ohne Ende oder an dem Umfang von Rädern befestigt und auf eine mehr oder weniger umständliche Art durch Handarbeit, Pferde- oder Dampfkraft bewegt werden. An neueren beim Grundbau in Aufnahme gekommenen Vorrichtungen sind zu erwähnen: der Sandbohrer, die indische Schaufel und deren Nachbildungen, sowie mehrere nach Art der Wasserhebemaschinen wirkende Vorrichtungen (Pumpenbagger, Sandpumpen).

Beim Stielbagger erhält das den Boden lösende und aufnehmende Gerät zur Benutzung in zähem Boden eine der Schippe ähnliche Form. Für Schlamm und Sandboden wird mit einem eisernen zugeschärfte Ringe ein Sack zur Aufnahme des Bodens befestigt (Sackbagger). Bei steinigem Boden giebt man dem Bagger die Form eines Rechens, der den Boden auflockert und die größeren Teile zu Tage fördert, während der übrige Boden mit einem anderen Bagger gehoben wird. Der Stielbagger wird teils unmittelbar von einem oder zwei Arbeitern gehandhabt, teils mit einer Windevorrichtung in Verbindung gebracht, die man auf einem Pramm oder Floß aufstellt und von 2 oder mehreren Arbeitern bedienen läßt. Sie sind vorzugsweise bei geringen Wassertiefen und nicht bedeutenden Arbeiten nutzbar.¹⁷⁴⁾

Bei größeren Wassertiefen und größeren Ausführungen sind die Baggermaschinen vorteilhafter, insbesondere als Eimerkettenbagger. Bei ihnen wird eine Kette ohne Ende über Trommeln geführt, welche durch ein Rahmstück (Leiter), teils über Wasser, teils unter Wasser in geringer Höhe über dem Boden gehalten werden. Die Kette, aus langen, der Größe der Eimer angepaßten Gliedern bestehend, trägt in Abständen von zwei, drei oder vier Kettengliedern die einzelnen aus Blech, mit verstärkten Schneiden angefertigten und mit Löchern zum Ablaufenlassen des Wassers versehenen Baggergefäße, welche in den Boden einschneiden, sich füllen und den Inhalt in die Schüttrinnen werfen. Die Eimerkette erhält entweder eine lotrechte Lage (Vertikalbagger) oder eine geneigte.

Die Vertikalbagger finden im Grundbau vorzugsweise bei beschränkter Baustelle Anwendung. Anstatt des Handbetriebs ist bei größerem Umfang der Arbeit mit Vorteil Dampftrieb anzuwenden, wie dieses beispielsweise beim Brunnensenken für

¹⁷³⁾ Vergl. auch B. Salomon und Ph. Forchheimer. Neuere Bagger- und Erdgrabemaschinen. Berlin 1888.

¹⁷⁴⁾ Die tägliche Leistung kann bei mittlerem Boden und mittleren Wassertiefen (bis 3 m) zu etwa 2 cbm f. d. Mann angenommen werden. — Bei den auf der Themse gebrauchten Ballastbaggern ist der lederne Sack 1 m lang und nimmt etwa 0,3 cbm Kies auf. Vier Mann, welche ihn bedienen, sollen während jeder Ebbe 12 bis 15 cbm fördern.

den Sandthorkai in Hamburg geschehen ist.¹⁷⁵⁾ Bei Versenkung von Brunnen setzt man die vertikalen Baggervorrichtungen unmittelbar auf deren Oberfläche, bei anderen Gründungsarten errichtet man feste Gerüste oder baggert von Schiffen aus. Zum Verkürzen oder Verlängern der Eimerkette werden einzelne Kettenglieder herausgenommen bzw. eingesetzt.

Die Bagger mit geneigten Ketten haben vor den Vertikalbaggern den Vorteil voraus, daß man die Längen der Eimerketten selten oder nie zu verändern braucht, und daß die Baggereimer sich besser füllen und entleeren. Letzteres namentlich ist bei den Vertikalbaggern ohne Handarbeit in vollkommener Weise schwer zu bewerkstelligen. Sie erfordern aber eine wesentlich größere Arbeitsstelle, als die auch im engen Raume verwendbaren senkrechten Bagger und finden daher vorzugsweise bei Gründungen im offenen Wasser, im Flufs- und Hafenbau Anwendung, wo sie regelmäsig von Schiffen aus, meist durch Dampf, betrieben werden. Das Baggerschiff wird dabei an einem oder mehreren ausgeworfenen Ankern befestigt und rückt durch langsames Aufwinden der Ankerkette gleichmäsig vorwärts, sodafs die Baggereimer immer neuen Boden finden und diesen streifenweise entfernen. Der die Kettentrommel tragende Rahmen (die Leiter), dessen unteres Ende je nach der Wassertiefe höher und tiefer gestellt werden kann, wird meist in der Mitte des Schiffes angeordnet. Seltener werden 2 Baggereimerketten, zu jeder Seite des Schiffes eine, angebracht, weil sie ein ungleichmäsigeres Arbeiten der Maschine und eine geringere Leistung bewirken.

Über Leistungen und Kosten von Dampfbaggern entnehmen wir untenstehender Quelle¹⁷⁶⁾ Folgendes:

Größte Wassertiefe, bei welcher der Bagger arbeiten soll, ist 6,1 m. — Verlangte Leistungsfähigkeit für die Stunde reiner Arbeitszeit 100 cbm bei weichem, gut schüttendem Boden, 50 cbm bei festem gemischtem Thon oder feinem Seesand. Anschaffungspreis 163600 M. Gefördert sind bei 3 m Wassertiefe in weichem Boden bei 80 kg Kohlenverbrauch für die Stunde reiner Arbeitszeit 125 cbm im Prahm gemessen; bei 4,5 bis 4,8 m Wassertiefe in festem Trieb sand und bei 125 kg Kohlenverbrauch 70 cbm.

Sonst wird die Leistung guter Dampfbagger im Durchschnitt für die Stunde und Pferdekraft bei etwa 5 m Tiefe und gemischtem Boden zu etwa 6 cbm gerechnet (vergl. Bauhandbuch III, S. 18), bei festem Sande oder Thon weniger.

Über einen bei der Weseler Rheinbrücke der Venlo-Hamburger Bahn benutzten Dampfbagger liegen folgende Mitteilungen vor:

Dampfbagger für 10,4 m Baggertiefe. Garantierte Leistung für die Stunde ununterbrochenen Ganges 33,4 cbm Sandboden. — Preis des vollständigen Dampfbaggers einschließlic Beförderung und Aufstellung 28500 M.

Kosten eines geförderten Kubikmeters Kies bei einem Betriebe mit 1 Dampfbagger, 1 Dampfschiff, 12 Kiesnachen und 2 Dampfkränen und bei einer täglichen Förderung von durchschnittlich 350 cbm:

A. Kosten eines Kubikmeters frei Eisenbahnwagen ausschließlic Verzinsung und Unterhaltung der Maschinen.

1. Betriebskosten für den Tag:

für den Bagger:

	M.	Pf.
1 Baggermeister	4	—
2 Baggerknechte zu 3 M.	6	—

¹⁷⁵⁾ Siehe Deutsches Bauhandbuch III, S. 16. — Über den beim Bau der Ruhrbrücke benutzten Vertikaldampfbagger auf festem Gerüste vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 575 ff. und Taf. 723. Die Kosten der Baggerarbeiten bei etwa 2 1/2 m Wassertiefe, einschließlic sämtlicher Betriebs- und Ausbesserungskosten aber ohne die Bagger- und Nachenmiete, haben hier für das Kubikmeter gewachsenen Kies- und Sandboden (mit Ausnahme von Grünsand), einschließlic einer 50 m weiten Beförderung, 1,80 M. betragen, für 1 cbm Grünsand 3 M. Die tägliche Leistung ist, wenn alles günstig verlaufen, 100 bis 120 cbm gewesen.

¹⁷⁶⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 489 ff.

	M.	Pf.	
1 Maschinist 3,50 und 1 Heizer 2,50 =	6	—	
Brenn-, Schmier- und Putzmaterial	8	40	
für das Dampfschiff:			
1 Kapitän 5,25 und 1 Steuermann 3,20 =	8	45	
2 Matrosen zu 2,60 M.	5	20	
1 Maschinist 4 und 1 Heizer 2,80 =	6	80	
Brenn-, Schmier- und Putzmaterial	49	35	
für 2 Dampfkrane:			
2 Maschinisten zu 3 M.	6	—	
2 Heizer zu 2,50 M.	5	—	
Brenn-, Schmier- und Putzmaterial	13	—	
1 Aufseher	4	50	
2 Hilfsaufseher zu 3 M.	6	—	
zusammen	128	80	
mithin f. d. cbm $\frac{128,80}{350}$			Pf. 37
2. an Schifferlohn der Kiesnachen-Bemannung f. d. cbm			12
3. für Einladen des Kiesel und die Hebefässer f. d. cbm			20
4. für Einplanieren auf den Waggonen und Rangieren der letzteren mit Pferden f. d. cbm			25
Kosten zu A. f. d. cbm			94

B. Kosten eines Kubikmeters Kies einschließlic Verzinsung und Unterhaltung der Maschinen und Geräte.

Jährliche Abtragungs- und Ausbesserungskosten eines Dampfbaggers . . .	3975	M.
„ „ „ eines Dampfschiffes . . .	4575	„
„ „ „ zweier Dampfkrane . . .	4200	„
„ „ „ der 12 Kiesnachen . . .	4695	„
zusammen . . .	17445	M.

somit kostet bei durchschnittlich 175 Arbeitstagen für das Jahr und 350 **cbm** für den Tag:

1 cbm = $\frac{17445}{175 \cdot 350}$ =	0,28	M.
hierzu obige Kosten zu A.	0,94	„
im Ganzen	1,22	M.

Der durch Baggern ausgehobene Boden wird bei Baggern der letzt beschriebenen Art meist in Schiffe (Prahme) gestürzt, die, wenn gefüllt, einzeln oder zu einem Zuge verbunden und dann häufig von einem Schleppdampfer fortgeschafft werden. Um das Entleeren solcher Prahme zu erleichtern, empfiehlt es sich, sie mit beweglichem Boden oder mit Seitenklappen zu versehen, sodass der Baggerboden durch sein eigenes Gewicht herausfällt.

Bei der Baggerung von festen Gerüsten oder Senkbrunnen aus wird der Boden gewöhnlich in Schiebkarren oder Rollwagen entfernt. In besonderen Fällen hat man den gebaggerten Boden mit Hilfe bewegten Wassers durch Spülung in einer offenen Rinne oder in einem geschlossenen Rohre zur Seite geschafft, auch mittels Schlammrinnen, die nach Art einer Kette bewegt wurden. Lehrreiche Beispiele dieser und anderer Arten der Bodenförderung sind beim Bau des Nordseekanals bei Amsterdam¹⁷⁷⁾, des Suezkanals¹⁷⁸⁾ und des Kaiser Wilhelm-Kanals¹⁷⁹⁾ vorgekommen.

¹⁷⁷⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 397 ff.

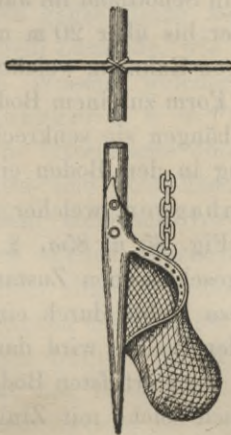
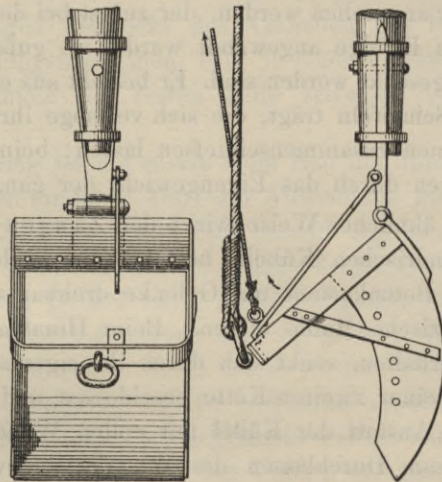
¹⁷⁸⁾ Mémoires et compte rendu des travaux de la société des ingénieurs civils 1866. Auszugsweise in der Deutschen Bauz. 1870, S. 330 wiedergegeben.

¹⁷⁹⁾ Engineer 1893, II. S. 326, 328, 332. — Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1894, I. S. 149 u. 162.

Bei den Schaufelbaggern sind statt der Eimer Schaufeln an einer Kette ohne Ende befestigt, die sich in einem geeigneten Troge bewegen und dabei den Baggerboden in die Höhe schieben, bis er in einen vorgesetzten Prahm fällt. Sie sind vorzugsweise in Holland gebräuchlich (holländische Modernmühlen), wo man dem Troge wohl eine Länge von etwa 12 m und eine Breite von 1 m giebt, und dem Schiff, welches die Kette trägt, eine Länge von etwa 18 bis 19 m bei 2½ bis 3 m Breite. Sie sind nur bei leicht beweglichem Boden, Schlamm u. s. w. anwendbar. Bei uns kommen sie selten vor. Noch seltener sind die Radbagger, deren Schaufeln nicht an einer Kette, sondern an dem Umfang eines Rades befestigt sind, welches nach Art der zum Wasserschöpfen dienenden Wurfäder den leicht beweglichen Boden hebt und in einen zur Aufnahme bereitstehenden Prahm wirft.

An Geräten und Vorrichtungen, welche in neuerer Zeit, insbesondere bei dem Versenken von Brunnen und eisernen Röhren, sich Eingang verschafft haben, sind folgende zu erwähnen.

Der Sandbohrer, Sackbohrer, ein mit einer zugespitzten Eisenstange verbundener zugespitzter, etwa halbrunder Rahmen, welcher einen Sack trägt, der bei Drehung des Bohrers sich mit Boden füllt (s. Fig. 70).

Fig. 70. *Sackbohrer.*Fig. 71 u. 72. *Indische Schaufel.*

Die indische Schaufel, ein für die Brunnensenkung höchst nutzbar befundenes Gerät, bestehend in einer um ein Gelenk drehbaren Schaufel, welche in nahezu lotrechter Stellung an einer Kette oder einem Seil hinabgelassen, mittels einer Stange in den Boden eingedrückt, dann durch Anziehen einer anderen Kette um das Gelenk gedreht, dadurch in wagerechte Stellung gebracht und so mit dem auf ihr lagernden Boden wieder hoch gezogen wird (Fig. 71 u. 72).

Nach den Mitteilungen über den Bau der Jumna-Brücke in Indien sind mit dieser Vorrichtung Sand und Lehmboden, der letztere von der Festigkeit des Ziegellehms, gelöst worden; sobald festere Schichten, Ablagerungen von Kalk- oder Kieselsteinen, vorkamen, mußten Taucher hinabgeschickt werden, um diese festeren Schichten zu lösen, welche alsdann mit dem „Iham“ herausgeschafft wurden.¹⁸⁰⁾

Beim Bau der Thorner Weichselbrücke sind zur Bedienung jeder Schaufel 4 Arbeiter an der Winde, 1 Arbeiter an der Stopfkette (zum Hinablassen der Schaufel), 2 zum Entleeren der Schaufel und

¹⁸⁰⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 564.

zum Verkarren des ausgehobenen Bodens, einer zum Leiten der Arbeit und am Druckhebel, im Ganzen mithin 8 Arbeiter verwendet. Unter günstigen Verhältnissen wurden mittels 2 Schaufeln aus jedem Brunnen bei 10stündiger Arbeitszeit durchschnittlich 10 cbm Boden gefördert und die Brunnen hierdurch in der gegebenen Zeit um 0,31 m gesenkt.¹⁸¹⁾

Beim Bau der Weserbrücke der Venlo-Hamburger Bahn sind durch eine Mannschaft von 5 Arbeitern, von denen zwei die indische Schaufel und zwei die Winde bedienen, während der 5. Arbeiter die gebaggerte Erde seitwärts förderte, im Durchschnitt an einem Pfeiler für den Tag bis 6 cbm aus den Brunnen gewonnen worden.¹⁸²⁾

Bei letztgenanntem Brückenbau und dem der Weseler Rheinbrücke haben sich für die unteren festen Sandschichten indische Schaufeln von 0,71 m Länge, bei 0,45 m Breite und 0,19 m Höhe, ähnlich Fig. 71 u. 72, bewährt, für leichteren Sandboden solche von 0,89/0,63/0,23 m und für festen Klai Boden kleinere von 0,47/0,39/0,11 m. — Bei den größten Schaufeln wurden die Spitzen weniger lang, dagegen bei den kleineren länger und schärfer ausgeführt. Für das Baggern in festem Sande und namentlich im Thonboden stellte sich als Erfordernis heraus, die Schaufel am Stiele so zu befestigen, daß sie mit demselben eine gerade Linie bildete und sich nicht in einem Winkel nach rückwärts legen konnte, zu welchem Zwecke die Gabel des Baggers zur Aufnahme des Stieles hinten voll geschmiedet wurde. Beim Baggern in losem Boden ist die Möglichkeit einer Neigung der Schaufel nach hinten erwünscht. Die Schaufel drückt sich alsdann beim Aufwinden und gleichzeitigem Drücken tiefer in den Boden und füllt sich besser, als wenn sie steil steht, während bei Thonboden die Schaufel nur durch Stofsen tief genug in denselben eingeführt werden kann. Eine Schaufel der angeführten mittleren Größe wiegt 45 kg und kostete ihre Herstellung nur an Arbeitslohn (im Jahre 1871) 12 M.

Als eine Verbindung von mehreren indischen Schaufeln kann der Millroy'sche Exkavator angesehen werden, der zuerst bei der Clydebrücke in Schottland im Jahre 1867 mit gutem Erfolge angewandt wurde, wo gußeiserne Cylinder bis über 20 m unter das Flußbett gesenkt worden sind. Er besteht aus einem achtseitigen Rahmen, welcher an Gelenken 8 Schaufeln trägt, die sich vermöge ihrer dreieckigen Form zu einem Boden unter dem Rahmen zusammenschließen lassen; beim Hinablassen hängen sie senkrecht herab und dringen durch das Eigengewicht der ganzen Vorrichtung in den Boden ein.¹⁸³⁾

In ähnlicher Weise wirkt der Zangen- oder Klauenbagger, welcher aus zwei viertelcylindrischen Kübeln besteht, die nach Art des in Fig. 85 u. 85a, § 17 dargestellten Betonkastens um Gelenke drehbar sind und im geschlossenen Zustande eine halbcylindrische Mulde bilden. Beim Hinablassen wird diese Mulde durch eine Kette geöffnet erhalten, senkt sich durch ihr eigenes Gewicht in den Boden, wird dann durch Anziehen einer zweiten Kette geschlossen und an dieser mit dem erfaßten Boden hochgezogen. Anstatt der Kübel mit vollen Wänden werden auch solche mit Zinken oder Fingern zum Durchlassen des Wassers angewandt. Eine solche Vorrichtung ist von Morris & Cumming zuerst in Amerika (1867) eingeführt und kommt jetzt in vielen Abarten, auch unter dem Namen Kranbagger, vor.

Einer der bekanntesten und gebräuchlichsten ist der Priestmann'sche Kranbagger.¹⁸⁴⁾

Ein beim Neubau einer Sperrschleuse im Duisburger Hafen benutzter Priestmann'scher Bagger sollte bei einem Gewicht von fast 400 Centnern, einem Fassungsraum des Baggerkorbes von 0,60 cbm, eine theoretische Leistungsfähigkeit von 200 bis 300 cbm bei 10stündiger Arbeitszeit und 6 m Hubhöhe besitzen.

¹⁸¹⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 41.

¹⁸²⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein-Westfalen 1876, II. S. 117.

¹⁸³⁾ Zeichnung und genauere Beschreibung von Millroy's Exkavator finden sich u. a. in der Deutschen Bauz. 1868, S. 470 und in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 579. — Über eine Verbesserung desselben durch Anwendung krummer Schaufeln vergl. u. a. Deutsche Bauz. 1875, S. 32.

¹⁸⁴⁾ Beschreibung und Zeichnung finden sich u. a. im Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 434.

Die Kosten desselben einschließlich Fracht von Hull bis Duisburg, Eingangszoll und Ergänzungsteile haben betragen	M. 17 372,75
Diejenigen des Laufgerüstes und der Schüttrinne, fertig aufgestellt	„ 7 476,83
Diejenigen des Baggerbetriebes an Arbeitslohn, Kohlen, Putz- und Schmiermaterial und vorgekommenen Ausbesserungen, aber ausschließlich der Abfuhr des Baggergutes und der Kosten für Absteifung der Baugrube	83 Pfennig für ein cbm gebaggerten Bodens. ¹⁸⁵⁾

Wild's Baggervorrichtung unterscheidet sich von der Priestmann'schen wesentlich dadurch, daß, während letztere zwei gesonderte Kranketten erfordert, von denen die eine für das Schliefsen, Füllen und Aufholen, die andere für das Öffnen, Entleeren und Senken des Greifers dient, die Wild'sche Vorrichtung nur mit einer Krankette arbeitet und mittels einer durch die Bewegungen der Krankette beeinflussten Fangvorrichtung das Öffnen und Schliefsen des Greifers bewirkt.¹⁸⁶⁾

Ähnlich dem Wild'schen, aber einfacher als dieser, ist der Bagger von Price.¹⁸⁷⁾

Grafton's Drehschaufelbagger arbeitet ebenfalls mit nur einer Kette, die an einem gewöhnlichen Krane befestigt werden kann. Seine etwas verwickelte Einrichtung gestattet die Entleerung der Schaufel entweder in ihrer oberen Stellung am Ausleger des Krans, z. B. beim Baggern aus der Grube und Entleeren in Eisenbahnwagen oder beim Aufstofsen auf den Boden, sodafs sie auch beim Betonieren benutzt werden kann, oder an beliebiger Stelle frei an der Krankette hängend.¹⁸⁸⁾

Eine ganze Reihe neuerer Erfindungen bezweckt das Ausheben des Bodens in halbflüssigem Zustande, wie bei Wasserhebungsmaschinen, oder in einer Verbindung mit bewegtem Wasser, welches das Niedersinken der festen Teile zeitweise verhindert, Pumpenbagger u. s. w.¹⁸⁹⁾

Eine interessante derartige Vorrichtung ist die zuerst beim Bau der Jumna-Brücke der Calcutta- und Delhi-Eisenbahn in Indien im Jahre 1867 zur Anwendung gekommene und seitdem mehrfach vervollkommnete Sandpumpe. Sie besteht aus einem oben und unten offenen Blechcylinder, in welchem ein Kolben ohne Ventil sich bewegt. Der Cylinder sitzt auf einem Kasten, dessen Deckel mit Ventilen versehen ist, welche das Entweichen des Wassers gestatten, den Zutritt desselben aber verhindern. Der Boden des Kastens trägt in der Mitte ein lotrechtes, nach unten etwas vorstehendes und bis nahe unter den Deckel reichendes offenes Steigrohr und ist außerdem so eingerichtet, daß er zum Zwecke der Ausleerung leicht von dem Kasten getrennt werden kann. Beim Gebrauch wird die Vorrichtung mit einem Hebezeug auf den Untergrund gesetzt, dann der Kolben durch Arbeiter, wie der Bär einer Zugramme, auf- und niederbewegt. Infolge dessen tritt Sand und Wasser in das Steigrohr und über den Rand desselben in den Kasten, der Sand sinkt in den ringförmigen Teil des Kastens nieder, während das Wasser durch die Ventile austritt und wenn auf solche Weise der Kasten mit Sand gefüllt ist, wird die ganze Vorrichtung hoch gewunden und entleert.¹⁹⁰⁾

¹⁸⁵⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 5.

¹⁸⁶⁾ Über nähere Angaben vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 190.

¹⁸⁷⁾ Vergl. The Engineer 1890, Novemberheft, S. 433.

¹⁸⁸⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 156.

¹⁸⁹⁾ Vergl. den Aufsatz von Seydel in der Deutschen Bauz. 1871, S. 1 u. 12; ferner Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 59 und Deutsche Bauz. 1883, S. 409.

¹⁹⁰⁾ Über die Anwendung dieser Vorrichtung bei einer Brunnenanlage für die Berliner Wasserwerke und die damit erzielten Leistungen s. Deutsche Bauz. 1871, S. 110 ff., bei der Jumna-Brücke s. The Builder 1869, S. 231.

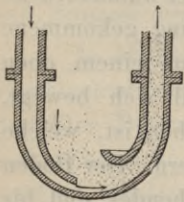
Der Centrifugalbagger von Gwynne besteht in einem zwischen zwei Pontons aufgehängten gußeisernen Steigrohre, durch dessen Mitte eine Welle zum Betriebe eines am unteren Ende des Rohres angebrachten Centrifugalpumpenrades führt, die gleichzeitig den Boden auflockert.¹⁹¹⁾

Bei der Leslie'schen „Hebergründung“¹⁹²⁾ wird der Boden durch einen sich hin und her drehenden Bohrer gelöst, welcher an einer bis über Wasser reichenden Heberöhre sitzt. Gleichzeitig wird im Innern des zu senkenden Brunnens oder Cylinders durch Zuführung von Wasser ein höherer Wasserstand erhalten, als aufsen. Dadurch entsteht eine Wasserströmung von unten nach oben durch das mit dem Bohrer verbundene Rohr, welche den gelösten Boden mit fortreißt und zu Tage fördert.

Eine Abänderung der Leslie'schen Hebergründung ist von dem Baumeister Bassel vorgeschlagen worden¹⁹³⁾, und besteht darin, daß der untere Teil des cylindrischen Pfeilermantels mit einem zweiten, um 60 mm von ihm abstehenden Blecheylinder so hoch umgeben wird, daß derselbe nach vollendeter Pfeilersenkung noch über dem Flußbett hervorragt. Zwischen diesen beiden Cylindermänteln soll das Wasser mit dem gelösten Boden aufwärts gedrängt werden und oben austreten. Als Vorzüge dieses neuen Verfahrens werden u. a. angeführt: die fortlaufende Drehung des Bohrers, der bei dem Leslie'schen Verfahren hin und her gedreht werden muß; ferner die Vermeidung der lästigen Füllung des Hebers mittels des Scheitelventils und die Beseitigung des Kraftverlustes durch das centripetale Zusammenströmen der Wasserfäden, da bei der neuen Ausführungsweise die Strömung centrifugal stattfindet.

Auch die Wirkung eines unter starkem Druck austretenden Wasserstrahles ist (nach Art der Injektoren) mehrfach zum Heben des vom Wasser mit fortgerissenen Bodens benutzt; so u. a. bei Robertson's Druckwasser-Bagger (hydraul. dredger)¹⁹⁴⁾, s. Fig. 73.

Fig. 73.
Robertson's
Druckwasser-
Bagger.



Bei Reeve's pneumatischem oder Prefsluft-Exkavator wird der mit Wasser gemischte Boden aufgesogen, indem biegsame Schläuche, die an dem einen Ende mit trichterförmigen Mundstücken versehen sind, bis auf die Oberfläche des zu entfernenden Bodens geführt werden, während sie am anderen Ende mit Behältern in Verbindung stehen, in denen ein luftverdünnter Raum erzeugt wird. Ist solch ein Behälter gefüllt, so wird die Luft zugelassen und der Inhalt fällt durch eine unten angebrachte Klappe in zur Aufnahme bereitstehende Gefäße.

Beim Bau der Taybrücke in Schottland, wo diese Vorrichtung mit dem günstigsten Erfolge beim Versenken der Pfeiler angewandt worden ist, hat man, um ohne Unterbrechung arbeiten zu können, 4 Behälter von je 2,1 cbm Inhalt auf einen Prahm gestellt und diese durch Öffnen und Schließen geeigneter Ventile nacheinander in Thätigkeit gesetzt. Um die Schläuche, welche hier aus Gummi bestanden, richtig zu führen, mußten Taucher auf den Grund hinabsteigen. Zur Beschleunigung der Bodenförderung hat man mitunter einen Wasserstrahl unter großem Druck vor die Mündung der Schläuche geleitet und dadurch den Boden gelockert. Unter günstigen Verhältnissen sollen auf diese Weise bis 100 t täglich gefördert worden sein.¹⁹⁵⁾

Bei dem Prefsluft-Bagger von Jaudin wird Prefsluft in ähnlicher Weise zum Ausblasen von Baggerboden verwandt, wie es bei der Druckluftgründung bei leichtem

¹⁹¹⁾ Vergl. Engineering 1869, II. S. 104 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 580.

¹⁹²⁾ Hebergründung für Straßens- und Eisenbahnbauten. Deutsche Bauz. 1873, S. 84.

¹⁹³⁾ Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 240.

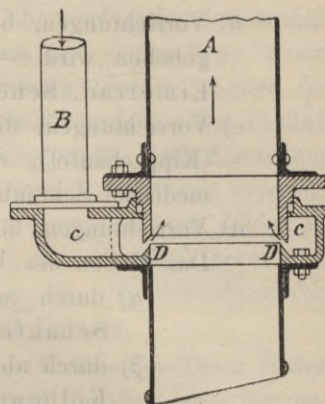
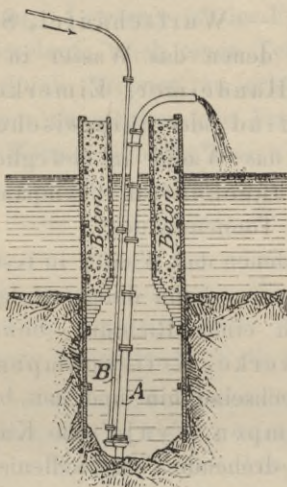
¹⁹⁴⁾ Vergl. The Engineer 1869, S. 28; auch Deutsche Bauz. 1875, S. 33.

¹⁹⁵⁾ Nähere Beschreibung und Zeichnung finden sich in The Engineer 1877, II. S. 99.

Boden mehrfach geschieht. Die Figuren 74 u. 75 zeigen den Bagger in der Gestalt, in welcher ihn Jaudin mit Erfolg in der Seine, Loire und am Guadalquivir angewandt hat. Der Hauptsache nach besteht diese Vorrichtung aus

Fig. 74.

Fig. 75.



einem größeren eisernen Rohr *A*, in dem das Baggermaterial gefördert wird, und im kleineren Rohre *B*, durch welches geprefste Luft zu dem ringförmigen, das untere Ende des Rohres *A* umschließenden Muff *C* geleitet wird; von hier gelangt sie durch den Schlitz *D* in das Rohr *A*. Wird nun der Bagger auf den Grund des Wassers, wo gebaggert werden soll, gestellt und mittels einer Luftpumpe in das Rohr *B* geprefste Luft eingeführt, so bildet sich am unteren

Ende des Rohres *A* ein Gemenge von Wasser, Luft und Erdmaterial, das bei genügender Luftmenge spezifisch leichter als das umgebende Wasser ist, infolge dessen dieses Gemenge im Rohr *A* bis über den Wasserspiegel hochgedrückt wird. Behufs Regelung der Luftzufuhr ist der Schlitz *D* in seiner Weite regulierbar.

Bei zähen Erdarten bringt Jaudin vor der unteren Öffnung des Baggerrohres noch ein Blasrohr zur Auflockerung des Bodens an; außerdem dienen pflugscharartige Messer zum Zerschneiden des Bodens beim Vorwärtsbewegen der Vorrichtung. In festgelagertem Kies versieht er zu demselben Zweck die untere Öffnung mit kurzen rechenartig gebogenen Spitzen.¹⁹⁶⁾

Über die Anwendung der Prefsluft-Sandpumpe nach dem Verfahren von A. Schmidthauer für die Brunnengründung in Triebssand vergl. § 36 unter e. Über Sandpumpen und Sandgebläse vergl. auch Kap. VII, § 11, b.

2. Wasserhebemaschinen und Pumpen. Für die Anwendbarkeit solcher Maschinen und Pumpen im Grundbau ist zunächst der Umstand von Bedeutung, daß der Raum, in welchem sie aufgestellt werden sollen, meist sehr beschränkt ist. Eine der ersten Anforderungen ist daher die, daß die Maschinen einen nur geringen Platz einnehmen.

Ferner ist es in den meisten Fällen vorteilhaft, die Höhe, auf welche das Wasser gehoben wird, verändern und insbesondere vermindern zu können. Bei der Wahl der Schöpfmaschinen ist daher auch hierauf Rücksicht zu nehmen.

Ein weiteres Erfordernis ist, daß namentlich die Pumpen durch die Verunreinigungen des Wassers, welche trotz der meist angewandten Vorsichtsmaßregeln mit aufgesogen werden, in ihrem Gange nicht gestört werden. Das Vorhängen von Sieben oder Körben vor die Saugrohrmündungen verhindert nicht immer das Eintreten feiner Sandteile oder anderer Beimischungen in die Kolben und Ventile und es sind daher

¹⁹⁶⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1887, S. 78, Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 195 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 33.

für Pumpen zu Gründungszwecken möglichst einfache Ausbildungen der Ventile, leichte Zugänglichkeit derselben und seltene Ausbesserungsbedürftigkeit wichtige Eigenschaften.

Unter den im Grundbau verwendeten Wasserhebevorrichtungen und Maschinen lassen sich folgende Gruppen unterscheiden:

- a) Vorrichtungen und Maschinen, welche das Wasser durch Schöpfen und Stofs in die Höhe werfen — Wurf-schaufel, Schwung-schaufel, Wurfrad,
- b) Vorrichtungen, bei denen das Wasser in Eimer oder Kasten gefüllt und gehoben wird — Handeimer, Eimerketten (Norien und Kastenwerke), Eimerrad, Schöpfrad oder chinesisches Schöpfrad (Kastenrad),
- c) Vorrichtungen, die das Wasser in bewegliche Kanäle heben — Wipptrog (Kippschaufel), Schneckenrad (Tympanon), Wasserschnecke (Archimedische Schraube, Tonnenmühle),
- d) Vorrichtungen, bei denen das Wasser in festen Rinnen oder Röhren aufsteigt.

Das Heben des Wassers kann dabei erfolgen:

- α) durch nach einer Richtung bewegte Scheiben oder Ketten — Schaufelwerke, Kettenpumpen oder Paternosterwerke,
- β) durch abwechselnd hin und her bewegte Kolben oder Cylinder — Kolbenpumpen, Fynje'sche Kastenpumpen, Sackpumpen,
- γ) durch sich drehende Flügelwellen — Centrifugal-, Kreisel- oder Rotationspumpen,
- δ) durch Dampf- oder Wasserstrahlen — Dampfstrahlpumpen, Wasserstrahlpumpen, Pulsometer, Injektoren,
- ε) durch Aufsaugen mittels Herstellung luftverdünnter Räume — Vakuumapparate.

Bezüglich der Einzelheiten ist auf das Kap. I des IV. Bandes (Baumaschinen, 2. Aufl.) zu verweisen.

§ 16. Beton- und Mörtelbestandteile. Beton (Grobmörtel, Gufsmauerwerk, Stampfmauerwerk, Konkret) ist ein unter Wasser erhärtendes Gemenge von hydraulischem Mörtel und Steinbrocken.

Wir besprechen hier zunächst den Hauptbestandteil des Betons, den Mörtel und die Materialien, aus welchen er hergestellt wird, um dann auf den Beton selbst näher einzugehen.

1. Mörtel-eigenschaften, Kalksteinarten. Hydraulisch nennt man den Mörtel, wenn er die Eigenschaft hat, unter Wasser abzubinden, im Gegensatz zum Luftmörtel, der zu seiner Erhärtung den Hinzutritt von Luft erfordert. Beide Mörtelarten sind vorzugsweise Kalkmörtel, Gypsmörtel findet bei Ingenieurbauten seltener Anwendung. Bei beiden ist der Kalk der aus kohlensaurem Kalk gebrannte, dadurch von Kohlensäure befreite und dann gelöschte Ätzkalk (Kalkhydrat). Seine natürlichen oder künstlichen Beimischungen von Kiesel-, Thon- und Bittererde sind entscheidend für den Grad seiner hydraulischen Eigenschaften. Je geringer diese Beimischungen im natürlichen Zustande sind, desto fetter ist der Kalk, je stärker, desto magerer (hydraulischer).

Der Luftmörtel ist eine Mischung von fettem Kalk mit einem Zuschlage, der meist aus Sand besteht. Mit diesem geht der Kalk nur eine mechanische, keine chemische Verbindung ein, nimmt aber, indem er die Sandkörner umhüllt und einen Teil des Wassers durch Verdunstung verliert, aus der Luft Kohlensäure auf und wird dadurch wieder fest, d. h. zu kohlensaurem Kalk, zu Kalkstein.

Beim hydraulischen Mörtel dagegen vollzieht sich ein rein chemischer Prozeß, bei welchem unbedingt Kieselerde vorhanden sein muß. Dieselbe wird durch Glühen chemisch aufgeschlossen und verbindet sich dann auf nassem Wege mit dem Kalk zu dem im Wasser unlöslichen kieselsauren Kalk, Kalkerde-Silikat. Der Prozeß wird erleichtert, wenn die Kieselerde nicht in reinem Zustande, sondern in Verbindung mit weniger festen Materialien vorkommt. Letzteres ist der Fall bei Thon, der neben einer mechanischen Beimengung von Kieselerde auch einen Teil chemisch gebunden enthält und dessen weitere Eigenschaft, durch Brennen zu erhärten und dadurch zu einem hygroskopischen bindefähigen Körper zu werden, die Verbindung fördert. Neben der Kieselerde finden sich noch andere Körper mit dem Thon vereinigt, welche einen Einfluß auf die Bildung des Wassermörtels ausüben; am häufigsten Bittererde, Kali, Eisen- und Manganoxyd. Wo die erwähnten Stoffe in der Natur in solchem Verhältnisse vereinigt vorkommen, daß sie gebrannt und gelöscht als Wassermörtel dienen können, bilden sie den natürlichen hydraulischen Kalk; wird infolge von Mangel oder Überfluß eines oder des anderen Körpers vor dem Brennen eine künstliche Mischung oder Scheidung vorgenommen, so entsteht der künstliche hydraulische Kalk oder Cement.

Kalksteine, in denen die erwähnten Nebenbestandteile (Kieselerde, Thon, Bittererde, Eisen- und Manganoxyd) nicht mehr als bis 8% ausmachen, ergeben beim Brennen fetten Kalk; derselbe vermehrt sein Volumen beim Löschen erheblich (gedeiht viel), bleibt lange weich und verträgt bei der Mörtelbereitung einen starken Sandzusatz. Um zum Wassermörtel benutzt zu werden, ist die Beimischung cementierender Stoffe erforderlich.

Kalksteine mit größeren Mengen von Nebenbestandteilen ergeben mageren Kalk. Dieser wird nicht wie der fette in Gruben eingelöscht, sondern durch Anfeuchten, Besprengen mit Wasser gelöscht, infolge dessen er zu Pulver zerfällt. Er muß bald nach dem Löschen verwendet werden, weil er sonst seine Bindekraft verliert. Seine hydraulischen Eigenschaften erhält er vorzugsweise durch das Vorherrschen der Thonerde in den Beimengungen. 8 bis 12% machen ihn schon etwas hydraulisch, bei 20 bis 30% Thon mit gebundener Kieselerde, Eisen- und Manganoxyd löscht er sich noch bequem und ist als Wasserkalk meist gut zu gebrauchen. Enthält der Kalk etwa 30 bis 40% Thon mit gebundener Kieselerde, so löscht er sich meist nicht mehr, sondern muß künstlich zu Pulver zerkleinert werden, giebt aber einen vorzüglich hydraulischen Kalk. Steigt der Gehalt an Thonerde über 50%, so bedarf der Kalk zur Bildung von Mörtel einer Beimischung von fettem Kalk.

Unter den natürlichen Kalksteinen finden sich, vorzugsweise bei den der Liasformation angehörigen, verschiedene Arten mit einem Thongehalte, welcher sie zur Bereitung hydraulischen Kalkes besonders geeignet macht.

Die von dem Engländer Parker in dem London Clay (1796) entdeckten und zu dem sogenannten Romancement verarbeiteten Kalksteinnieren gehören ebenfalls zu den natürlichen hydraulischen Kalken. Der Parker'sche Prozeß bestand in einem starken Brennen des vorher zerkleinerten Kalksteines und nachherigem Zerreiben in geeigneten Vorrichtungen, sodafs ein feines graues Pulver entstand. Das Parker'sche Verfahren hat bekanntlich eine weit verbreitete Nachahmung gefunden, da hierfür geeignete Kalksteine auch anderswo nicht selten vorkommen.¹⁹⁷⁾

¹⁹⁷⁾ Über den Wert in Deutschland hergestellten Romancements und das nicht seltene Vorkommen dazu geeigneter Materialien vergl. Die hydraulischen Bindemittel Deutschlands. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 509.

2. Unter den **künstlichen Beimengungen** des fetten Kalkes, welche diesem einen Gehalt an Kiesel- und Thonerde zuführen sollen, der ihm die Eigenschaften des hydraulischen Mörtels verleiht, sind hervorzuheben: die Puzzolane, die Santorinerde, der Trafts und die Schlacke.

a) Puzzolane ist ein vulkanischer Tuff, der in Italien an dem Abhange der Apenninenkette von Rom bis Neapel, vorzugsweise in der Gegend von Neapel (bei Puzzuolo), sich findet. Behufs Verwendung zum Mörtel wird die Puzzolane, wie alle übrigen Beimengungen pulverisiert. Ihre vortrefflichen Eigenschaften sind schon im Altertum bekannt gewesen und verwertet worden. Die italienische Puzzolane besteht nach Berthier aus 44,5 Kieselerde, 15 Thonerde, 8,8 Kalk, 4,7 Magnesia, 1,4 Kali, 4,1 Natron, 12,0 Eisen- und Titanoxyd, 9,2 Wasser.

b) Die Santorinerde (von der Insel Santorin), ein ebenfalls vulkanisches Produkt, wird am mittelländischen Meere gegraben und ohne weiteres zur Mörtelbereitung benutzt. Eine ausgedehnte Anwendung hat sie bei den Hafenbauten in Venedig und Triest gefunden. Versuche, welche mit ihr und im Vergleich zum Trafts in Deutschland angestellt sind, lassen sie als dem Trafts nachstehend erscheinen.

c) Der Trafts, ein vulkanisches, durch Wasser aufgeschwemmtes Konglomerat, wird in der Umgegend von Andernach im Brohlthale und neuerdings auch im Moselthale bei Winnigen gewonnen. Er besteht aus 57,0 Kieselerde, 16,0 Thonerde, 2,6 Kalk, 1,0 Magnesia, 7,0 Kali, 1,0 Natron, 5,0 Eisen- und Titanoxyd, 9,6 Wasser. Trafts wird mitunter wohl als Baustein, vorzugsweise aber zur Mörtelbereitung verwandt, namentlich in Deutschland und Holland. Zu diesem Zwecke werden die gebrochenen Steine zer- schlagen und durch Stampfen oder besser zwischen Mühlsteinen zu Pulver zerkleinert. Die nicht genügend kleinen Teile werden durch Siebe entfernt, welche etwa 10 bis 12 Maschen auf die Länge eines Centimeters haben.

Der Trafts muß möglichst fest und hart sein, sich scharf anfühlen und frei von fremden Beimischungen an Thonschiefer und Bimsstein sein. Am festesten und für die Mörtelbereitung am besten geeignet sind die unteren Lagen. Der aus ihnen gewonnene Trafts heißt „ächter Trafts“ im engeren Sinne, im Gegensatz zu den weicheren, oft mit Sand vermischten, Sorten aus den oberen Lagen, dem sogenannten „wilden“ oder „Bergtrafts“.

Die Härte des Trasses ist äußerlich besser an den Stein- stücken, als an dem Trassmehl zu erkennen, weshalb häufig die Anlieferung in Stücken und die Zerkleinerung in der Nähe der Baustelle vorgeschrieben wird wie z. B. beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals.¹⁹⁸⁾ Hinsichtlich der Farbe wird in der Regel dem grauen Trafts der Vorzug gegeben vor dem braunen und am meisten der lichtblaue geschätzt. Bei gemahlenem Trafts pflegt man die Güte wohl nach dem Niederschlage zu beurteilen, welchen er im Wasser bildet. Mit einer reichlichen Wassermenge vermischt und umgerührt, soll der Niederschlag schnell erfolgen und nicht verschiedene Schichten erkennen lassen.¹⁹⁹⁾ Auch das Gewicht des Trassmehles steht nicht außer Zusammenhang mit seiner Güte. Für Trassmehl von Andernach wird in einzelnen Bedingungen vorgeschrieben, daß das Hektoliter 101 bis 102 kg wiegen soll.

Alle diese Proben sind indessen unsicher, ebenso wie die Untersuchungen auf die chemische Zusammensetzung des Trassmehles, sodafs man dazu gelangte, den Trafts

¹⁹⁸⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 434.

¹⁹⁹⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 293.

nach seinem Verhalten im Mörtel selbst zu beurteilen. Dazu bereitete man kleine Mörtelmengen, liefs ihnen eine gewisse Zeit zur Erhärtung und untersuchte dann, welchen Widerstand sie dem Druck des Fingernagels oder dem Eindringen eines belasteten spitzen Gegenstandes entgegenstellten.

Die Lieferungsbedingungen der Köln-Mindener Eisenbahngesellschaft schrieben beispielsweise vor, dafs bei einer Mörtelmischung von 1 Teil Fettkalk und 2 Teilen Trafs der Mörtel binnen 48 Stunden unter Wasser so erhärtet sein solle, dafs ein zugespitzter Draht, mit einem Pfundgewicht (= $\frac{1}{2}$ kg) beschwert, nicht in den erhärteten Mörtel eindringe, sondern höchstens die obere Kruste zerbreche.

Bei dem im Jahre 1877 für die Harburger Hafenschleuse gelieferten Trafs wurde die Bedingung gestellt, dafs Druckproben mit Würfeln von 10 cm Seite aus der Mischung von 2 Raumteilen Trafs und 1 Raumteil Fettkalk (von Elze) nach vierzigtägiger Erhärtungsdauer (1 Tag in der Luft und 39 Tage im Wasser) die Festigkeit von 1700 kg (17 kg f. d. qcm) bei 15° R. Wasserwärme aufweisen sollten.²⁰⁰⁾

Eine andere, namentlich in Holland übliche, Probe besteht darin, dafs man mit dem zu untersuchenden Trafsmörtel Kästen von 0,3 m Seitenlänge und Höhe aus hart gebrannten flachen Klinkern mauert, die dann nach 24 Stunden wasserdicht sein sollen.

Da der Trafsmörtel etwas billiger als Cementmörtel im üblichen Mischungsverhältnis von 1:3 ist und bei Betonschüttungen unter Wasser seines langsameren Abbindens wegen den Vorzug verdient²⁰¹⁾, auch weniger Schlamm absetzt, so ist eine untrügliche und einfache Prüfungsweise von grofser Wichtigkeit. Eine solche soll nun, nach den Mitteilungen des Vorstehers Gary der Abteilung für Baumaterialien an den Königl. Techn. Versuchsanstalten in Berlin²⁰²⁾ in der Ermittlung des Gehaltes an hygroskopischem (mechanisch gebundenem) und Hydratwasser bestehen. Nach vielen Versuchen wird von Gary das nachstehend wiedergegebene, in Übereinkunft mit den bedeutendsten Trafs erzeugenden Firmen ausgebildete, Verfahren empfohlen, das zwar nicht volle wissenschaftliche Schärfe besitzt, aber genügend genau ist und sich leicht in jedem Baubureau ausführen läfst, wenn einmal die erforderlichen Vorrichtungen angeschafft sind.

Prüfungsverfahren für Trafs auf Trocken- und Glühverlust.

Als guter Trafs ist derjenige anzusehen, der aus hydraulischen Tuffsteinen gemahlen wird. Ein kurzes Prüfungsverfahren, welches in den meisten Fällen Anhalt dafür giebt, ob Trafs aus guten hydraulischen Tuffsteinen hergestellt wurde, ist die Untersuchung auf Glühverlust. Guter Trafs soll mindestens 7 v. H. Glühverlust (Hydratwasser, chemisch gebundenes Wasser) ergeben.

a. Vorbereitung der Proben. Von dem zu untersuchenden Trafs wird eine Durchschnittsprobe von etwa 20 g entnommen und in einer Reibschale so weit zerkleinert, dafs alles durch ein Sieb von 5000 Maschen auf 1 qcm geht. Wird der zu untersuchende Trafs aus angelieferten ungemahlene Tuffsteinen hergestellt, so ist darauf zu achten, dafs die aus den letzteren entnommene Probe eine möglichst richtige Durchschnittsprobe der Lieferung darstellt und dafs die entnommenen Stücke genügend durcheinander gemischt werden.

β. Ermittlung des Trockenverlustes. Um die Menge des hygroskopischen (mechanisch gebundenen) Wassers zu bestimmen, werden von der nach Vorschrift unter *a.* vorbereiteten Trafsmenge 10 g in einem Wiegegläschen mit eingeschlifftem Stopfen und einer Bodenfläche von mindestens 4 cm Durchmesser gefüllt. Nach Feststellung des Gesamtgewichtes wird dies Gläschen offen, mit geneigt auf die Öffnung gelegtem Stopfen in einen Trockenschrank mit Wasserumspülung gebracht und während 3 Stunden gleichmäfsig auf annähernd 98° C. erhitzt. Alsdann wird das Gefäfs mit dem warmen Stopfen

²⁰⁰⁾ Vergl. Löhmann. Der rheinische Trafs, seine Gewinnung und seine Fundstätten. Deutsche Bauz. 1878, S. 273.

²⁰¹⁾ Vergl. Fülcher. Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 562.

²⁰²⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 179. — Vergl. auch Gary. Über die Ursachen der Abweichungen in den Festigkeitsergebnissen der Cementprüfungen an verschiedenen Orten. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 610.

verschlossen, herausgenommen und zum Abkühlen in einen Exsikkator gebracht. Die dann festgestellte Gewichtsabnahme wird als der Gehalt des Trasses an hygroskopischem Wasser angesehen. (Für die genaue Ermittlung des chemisch gebundenen Wassers ist es notwendig, die Trocknung bei ungefähr 98°C . bis zu gleichbleibendem Gewicht fortzusetzen; für die Praxis werden aber meist 3 Stunden Trockenzeit genügen, da nach dieser Zeit die Gewichtsabnahme nur noch Zehntel v. H. zu betragen pflegt.)

γ. Ermittlung des Glühverlustes. Um den Glühverlust zu bestimmen, werden von der nach der Vorschrift unter α. vorbereiteten Trafsprobe wiederum 10 g, die zweite Hälfte der vorbereiteten Menge in einem Platin- oder Porzellantiegel, entweder 30 Minuten über dem Gebläse, oder mindestens 40 Minuten im Hempel'schen Glühofen bis zur Rotglut erhitzt. Hierbei ist zu beachten, daß die Anfängerwärmung des Trasses, der außer Wasser auch Luft enthält, nur langsam gesteigert wird, sodafs erst in 5 bis 10 Minuten Rotglut eintritt, weil bei zu schneller Erhitzung das heftig austretende Wasser, sowie die eingeschlossene Luft, feine Trafssteile mit sich reifen, wodurch ein Stoffverlust entstehen würde, der fälschlich als Glühverlust angesehen werden könnte. Nach Ablauf der Glühzeit ist der Tiegel mit einer angewärmten Zange sofort zum Erkalten in einen Exsikkator zu bringen. Nach dem Erkalten wird die Gewichtsabnahme festgestellt. Zur Berechnung des Glühverlustes (Hydratwasser) muss von dem Gewichtsverlust des geglühten Trasses der Gewichtsverlust des gleichzeitig getrockneten Trasses (hygroskopisches Wasser) in Abzug gebracht und der dann noch verbleibende Gewichtsverlust des geglühten Trasses auf die Gewichtsmenge des vorher getrockneten Trasses, also des Trasses ohne hygroskopisches Wasser, in Prozenten berechnet werden.

Neuerdings sollen L. Bienfait und H. Baucke auf Grund eingehender Versuche zu folgenden Schlufsfolgerungen gelangt sein.²⁰³⁾

α. Der Nadelprobe ist nur ein geringer Wert zuzuerkennen.

β. Ein Trafs mit einem Glühverlust von $7\frac{1}{2}\%$ und darüber, der höchstens 30% Rückstand auf dem 900 Maschen-Siebe zurückkläfst, kann als guter Trafs für den Gebrauch angesehen werden, jedoch sind, wenn möglich, Festigkeitsversuche für 28 Tage alte Proben anzustellen.

γ. Trasse mit $5\frac{1}{2}$ bis $7\frac{1}{2}\%$ Glühverlust können nur dann für den Gebrauch empfohlen werden, wenn die Festigkeitsversuche zufriedenstellend ausfallen; wenn irgend möglich, sind für diese Trasse auch Festigkeitsversuche mit Probekörpern von längerer Erhärtungsdauer (2 bis 3 Monate) anzustellen.

d) Die Schlacke wird als Nebenerzeugnis beim Eisenhüttenverfahren als Hochofenschlacke gewonnen. Die Hochofenschlacken sind Kalk-Thonerde-Silikate, die je nach Beschaffenheit der Erze, der Flufsmittel und des Ofenganges in ihrer chemischen Zusammensetzung und ihrer physikalischen Beschaffenheit verschieden sind. Die Verwertbarkeit der Schlacken verschiedener Hütten zur Cementherstellung ist daher sehr ungleich. Als unumgängliches Erfordernis wird aber anerkannt, daß die zu verarbeitende Schlacke nicht langsam an der Luft erkalten darf, sondern durch plötzliches Abschrecken in kaltem Wasser granuliert wird, da nur bei dieser die Kiesel- und Thonerde chemisch aufgeschlossen sind und mit dem zuzuschlagenden Kalke sich chemisch verbinden, worauf die hydraulischen Eigenschaften beruhen. Durch die plötzliche Abkühlung erfährt die Schlacke eine Neubildung, wie sie ähnlich in der Natur bei Entstehung des Trasses, der Puzzolan- und der Santorinerde vorgegangen zu sein scheint. Die chemische Zusammensetzung der Schlacken entspricht in ihren wesentlichen Bestandteilen derjenigen der genannten Naturerzeugnisse; meist aber erfordern die Schlacken noch Zuschläge, um ihr fehlende Prozentsätze der für die hydraulischen Eigenschaften notwendigen Bestandteile zuzuführen. Die Beschaffenheit und Menge dieser Zuschläge sind von großer Wichtigkeit für die Erzielung einer guten Schlacke. Da außerdem auch der Güte und dem Mafse des der Schlacke nebst Zuschlägen beizumischenden Kalkes eine besondere Bedeutung zugeschrieben wird, so ist es nicht üblich, die Mischung auf der Baustelle vorzunehmen, wie es beim Trafs geschieht, sondern die Schlacke wird zu Schlackencement verarbeitet, in fertiger Mischung mit dem gelöschten Kalk, wie der

²⁰³⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1898, S. 535 und die dort angeführte einschlägige Litteratur.

Portlandcement, in den Handel gebracht und wie der letztere auf der Baustelle unmittelbar zur Mörtelbildung verwendet (s. unter 3b).

3. Die Cemente. Ausser dem schon erwähnten natürlichen oder Romancement unterscheidet man den künstlichen oder Portlandcement und den, seiner schätzenswerten Eigenschaften und verhältnismässig billigen Herstellung wegen immer mehr Anerkennung findenden Schlackencement, der auch Puzzolancement genannt wird.

a) Portlandcement.²⁰⁴⁾ Mischt man die Stoffe, welche die zu einem hydraulischen Mörtel erforderlichen Bestandteile enthalten, vor dem Brennen, brennt sie dann gemeinschaftlich und zerkleinert sie zu Pulver, so erhält man die künstlichen Cemente. Die Herstellung dieser meist unter dem Namen Portlandcement²⁰⁵⁾ in den Handel kommenden Erzeugnisse hat in neuerer Zeit eine solche Verbreitung und Vervollkommnung erreicht, daß sie die Anwendung des Trasses gegen früher wesentlich eingeschränkt und zugleich ein äußerst schätzbares Material für Wassermörtel geliefert hat.

Die zur Cementbearbeitung verwandten Rohstoffe sind einerseits kohlenaurer Kalk, andererseits kieselreicher Thon oder Thonschiefer. Die Cemente enthalten etwa 60% Kalkerde und 30% Thonerdesilikat, daneben verschiedene Beimischungen an Alkalien und Metalloxyden. Je nach der Beschaffenheit der Rohstoffe geschieht die Mischung entweder auf trockenem oder auf nassem Wege. Erstere Art der Zubereitung wird meist bei harten Kalksteinen und Thonschiefer angewandt, letztere bei weichen Kreiden, Kalkmergeln und Wiesenkalcken, unter Zusatz von im Wasser leicht trennbaren Thonen.

Bei der trockenen Aufbereitung werden die Rohstoffe unter genauer Beachtung der durch Versuche als zweckmässig festgestellten Mischungsverhältnisse durch Brechmaschinen, Mühlen u. s. w. in feinstes Pulver zerkleinert, durch Zusatz von Wasser knotbar gemacht, in Ziegelform gebracht und ausgetrocknet.

Bei der nassen Aufbereitung werden die Rohstoffe geschlemmt und nach Verdunstung des freien Wassers ebenfalls in Ziegelform gebracht und ausgetrocknet.

Die auf eine oder die andere Weise hergestellten Gemenge werden dann in Öfen gebrannt und später zu feinem Pulver gemahlen.

Das fertige Erzeugnis ist ein scharfes krystallinisches Pulver von grünlich-grauer Farbe. Das schnellere oder langsamere Binden hängt von der Zusammensetzung und dem Grade des Brennens ab. Im allgemeinen gelten die zu rasch bindenden Cemente für nicht so geeignet zur Herstellung eines festen Mörtels, als die langsamer bindenden.²⁰⁶⁾

Die große Bedeutung, welche der Portlandcement in seiner Anwendung zu Bauzwecken neuerdings gewonnen hat, hatte schon im Jahre 1878 auf Betreiben des Vereins deutscher Portlandcement-Fabrikanten zur Aufstellung und Einführung von Normen geführt, an deren Stelle durch Erlaß des preussischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 28. Juli 1887 die nachstehenden neuen getreten sind.²⁰⁷⁾

Bezüglich verschiedener ausgeführter Versuche mit Portlandcement muß auf das Litteraturverzeichnis verwiesen werden.

²⁰⁴⁾ Ausführliches in: F. W. Büsing und Dr. C. Schumann. Der Portlandcement und seine Anwendung im Bauwesen. 2. Aufl. Berlin 1899.

²⁰⁵⁾ Von dem Erfinder Aspdin so genannt, weil das Fabrikat Ähnlichkeit mit den auf der Insel Portland an der Südküste Englands gewonnenen und in London vielfach verwandten Bausteinen hatte.

²⁰⁶⁾ Über einen Versuch, das Binden des Cementmörtels langsamer zu machen, vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 8.

²⁰⁷⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 309.

Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portland-Cement.

I. Verpackung und Gewicht. In der Regel soll Portland-Cement in Normalfässern von 180 kg brutto und ca. 170 kg netto und in halben Normalfässern von 90 kg brutto und ca. 83 kg netto verpackt werden. Das Brutto-Gewicht soll auf den Fässern verzeichnet sein.

Wird der Cement in Fässern von anderem Gewicht oder in Säcken verlangt, so muß das Brutto-Gewicht auf diesen Verpackungen ebenfalls durch deutliche Aufschrift kenntlich gemacht werden.

Streuverlust, sowie etwaige Schwankungen im Einzelgewicht können bis zu 2% nicht beanstandet werden.

Die Fässer und Säcke sollen außer der Gewichtsangabe auch die Firma oder die Fabrikmarke der betreffenden Fabrik mit deutlicher Schrift tragen.

II. Bindezeit. Je nach Art der Verwendung kann Portland-Cement langsam oder rasch bindend verlangt werden. Als langsam bindend sind solche Cemente zu bezeichnen, welche erst in zwei Stunden oder in längerer Zeit abbinden.

III. Volumbeständigkeit. Portland-Cement soll volumbeständig sein. Als entscheidende Probe soll gelten, daß ein auf einer Glasplatte hergestellter und vor Austrocknung geschützter Kuchen aus reinem Cement, nach 24 Stunden unter Wasser gelegt, auch nach längerer Beobachtung durchaus keine Verkrümmungen oder Kantenrisse zeigen darf.

IV. Feinheit der Mahlung. Portland-Cement soll so fein gemahlen sein, daß eine Probe desselben auf einem Sieb von 900 Maschen pro Quadratcentimeter höchstens 10% Rückstand hinterläßt. Die Drahtstärke der Siebe soll die Hälfte der Maschenweite betragen.

V. Festigkeitsproben. Die Bindekraft von Portland-Cement soll durch Prüfung einer Mischung von Cement und Sand ermittelt werden. Die Prüfung soll auf Zug- und Druckfestigkeit nach einheitlicher Methode geschehen, und zwar mittels Probekörpern von gleicher Gestalt und gleichem Querschnitt und mit gleichen Apparaten.

Daneben empfiehlt es sich, auch die Festigkeit des reinen Cements festzustellen.

Die Zerreißungsproben sind an Probekörpern von 5 qcm Fläche vorzunehmen.

VI. Zug- und Druckfestigkeit. Langsam bindender Portland-Cement soll bei der Probe mit 3 Gewichtsteilen Normalsand auf einen Gewichtsteil Cement nach 28 Tagen Erhärtung — 1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser — eine Minimal-Zugfestigkeit von 16 kg f. d. Quadratcentimeter haben. Die Druckfestigkeit soll mindestens 160 kg f. d. Quadratcentimeter betragen.

Bei schnell bindenden Portland-Cementen ist die Festigkeit nach 28 Tagen im allgemeinen eine geringere, als die oben angegebene. Es soll deshalb bei Nennung von Festigkeitszahlen stets auch die Bindezeit angegeben werden.

b) Schlackencement oder Puzzolancement. Die fabrikmäßige Herstellung des Schlackencements wird von verschiedenen Hütten verschieden betrieben; im wesentlichen aber dürfte der Gang der Arbeiten folgender sein: Die granulirte Hochofenschlacke wird zunächst getrocknet bzw. auf stark erhitzten wagerechten Eisenplatten oder auf sich drehenden Darren gedarrt und dann fein gemahlen. Darauf werden die Zuschläge, meist Silikate, sowie zu Pulver gelöschter Kalk, in den erprobten Verhältnissen zugesetzt und das Gemenge in eine Kugelmühle gebracht, um die einzelnen Bestandteile innig zu mischen, die beim ersten Mahlen abgerundeten Schlackenkörner in scharfkantige Teilchen zu zerschlagen und dadurch ein gleichmäßiges scharfes Pulver zu erhalten. Letzteres wird auf einem engmaschigen Siebe (5000 Maschen f. d. qcm) von nicht genügend zerkleinerten Stücken gereinigt, in Säcke oder Fässer gefüllt und so in den Handel gebracht.²⁰⁸⁾

²⁰⁸⁾ Vergl. „Zur Fabrikation von Schlackencement“. Stahl und Eisen 1890, S. 523 u. 625. Granulirte Schlacke scheint zu praktischen Zwecken und zwar zur Herstellung von Mauersteinen zuerst von dem Hütten-Ingenieur F. W. Lürmann verwendet zu sein, der damit bereits im Jahre 1859 auf Georgs-Marien-Hütte begonnen hat. Nach den genannten Quellen beansprucht der englische Ingenieur Charles Wood zu Unrecht die Priorität für sich. Die Einführung des Schlackencements fällt in den Anfang der 80er Jahre.

Wie schon oben bemerkt, eignet sich nicht jede Hochofenschlacke zur Cement-erzeugung; infolge dessen sind mitunter Erzeugnisse auf den Markt gebracht worden, die den Erwartungen nicht entsprochen und zu Vorurteilen gegen Schlackencement überhaupt geführt haben.

Eine ausführliche Abhandlung über Hochofenschlacken und Schlackencement mit günstigen Ergebnissen findet sich in der unten angegebenen Arbeit von Prof. Tetmajer.²⁰⁹⁾

Der Schlackencement, welcher den eingehenden Untersuchungen des genannten Verfassers unterzogen wurde, ist der für schweizerische Verhältnisse wichtige Cement des von Roll'schen Eisenwerks Choindez bei Delsberg im Berner Jura. Der Verfasser verwahrt sich gegen die Annahme, die Eigenschaften des untersuchten Materials auf Produkte ähnlicher Art wörtlich übertragen zu wollen, obwohl zweifellos Stoffe gleicher chemisch-physikalischer Beschaffenheit unter gleichen Umständen Gleiches oder doch annähernd Gleiches leisten würden. Er citiert dann folgenden von ihm früher gemachten zutreffenden Ausspruch: „Die Erfolge einiger, auf geeigneten Hochofenschlacken gegründeten und betriebenen, Fabriken bringen der Industrie der Schlackencemente selbst, sowie dem Baugewerbe insofern nicht zu unterschätzende Gefahren, als sie leicht Quelle einer Überflutung des Baumarcktes mit minderwertigen Erzeugnissen werden können. An die Vertreter des Baugewerbes, die ohne Zweifel die Entwicklung einer Industrie, welche aus Abfallstoffen ein für viele Bauzwecke völlig ausreichendes, für andere sogar ein vorzüglich verwendbares und dabei wohlfeiles Bindemittel erzeugt, mit Interesse verfolgten, tritt die ernste Mahnung zur Vorsicht, sachgemäßen Auswahl und Verarbeitung dieses Materials heran. Andererseits ist auch bei Anlage neuer Schlackencement-Fabriken gründliche Prüfung aller einschlägigen Verhältnisse dringend zu empfehlen, wenn nachträglichen Enttäuschungen vorgebeugt werden soll. Vor allem ist dabei vor Augen zu behalten, dafs minderwertige Schlackencemente keine Aussicht auf Prosperität haben; sie werden im besten Falle nur dazu beitragen, den guten Namen anderer Fabrikate ähnlicher Art zu untergraben.“

Wie unberechtigt aber im Ganzen solche Vorurteile sind, ergibt sich aus den vielen Zeugnissen, welche über die aus geeigneten Stoffen bei sachgemäßer Verarbeitung hergestellten Erzeugnisse vorliegen. So ist z. B. über den zu zahlreichen Bauten mit bestem Erfolge benutzten Schlackencement der Georgs-Marien-Hütte von der Königlichen Prüfungsstation für Baumaterialien in Berlin folgende Ausfertigung ausgestellt, die namentlich wegen der Angaben über die Volumenbeständigkeit, über das Verhalten bei Frost, sowie über die Zug- und Druckfestigkeit des Cementes Beachtung verdient.²¹⁰⁾

Königliche Prüfungs-Station für Baumaterialien in Berlin.

Der Georgs-Marien-Bergwerks- und Hütten-Verein zu Osnabrück beantragte am 16. Dezember 1891 die Untersuchung eines Cementes, welcher am 19. Dezember 1891 unter der Bezeichnung „Puzzolan-Cement eigener Fabrikation“ in der Original-Sackverpackung der Fabrik mit amtlichem Siegel und Ursprungszeugnis an die Prüfungs-Station eingereicht wurde.

Die Untersuchungen sind am 19. Dezember 1891 unter dem Aktenzeichen „Spec. XXI No. 10075“ eingeleitet worden.

Es wog im Mittel aus je drei Versuchen:

1 Liter des Cementes eingelaufen	0,925 kg
1 Liter des Cementes eingerüttelt	1,467 kg
1 Liter des Normalsandes eingelaufen	1,410 kg
1 Liter des Normalsandes eingerüttelt	1,640 kg

Das spezifische Gewicht des geglähten Cementpulvers ergab sich auf 2,874.

Der Normalsand wird dadurch gewonnen, dafs man einen möglichst reinen Quarzsand wäscht, trocknet, durch ein Sieb von sechzig Maschen a. d. Quadratcentimeter siebt, dadurch die gröbsten Teile ausscheidet und aus dem so erhaltenen Sande mittels eines Siebes von hundertundzwanzig Maschen a. d. Quadratcentimeter noch die feinsten Teile entfernt.

²⁰⁹⁾ „Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am eidgenössischen Polytechnikum in Zürich. 7. Heft. Resultate spezieller Untersuchungen auf dem Gebiete hydraulischer Bindemittel“. Zusammen- gestellt von Prof. L. Tetmajer. Zürich 1894.

²¹⁰⁾ Siehe Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 18.

Zur Hergabe eines Mörtels von angemessener syrupartiger Konsistenz beanspruchte reiner Cement 50% Wasser und ergab für 500 g — etwas steifer — mit 39% Wasser von gleicher Temperatur wie der trockene, auf die Temperatur der Luft im Laboratorium gebrachte Cement sie hatte, angemacht, eine Temperatur-Erhöhung von 2,6° C. Die Abbindezeit des Cementes für diese etwas steifere Konsistenz ergab sich — bei einer Temperatur von 18,4° C. mit Hilfe der Normalnadel ermittelt — auf 4½ Stunden bei einem Erhärtungsanfang von 1⁵/₁₂ Stunden.

Bei den angestellten Siebversuchen ergab der Cement im Mittel aus je drei Versuchen:

auf 5000 Maschen f. d. qcm 7,0% Rückstand
 „ 900 „ „ „ „ 0,0% „

Die zu den Proben auf Volumenbeständigkeit hergestellten fünf Stück Kuchen aus reinem Cement, mit 39% Wasser angemacht, auf Glasplatten und Dachziegeln ausgebreitet, nach dem Aufsenrande hin dünn auslaufend gehalten, welche die ersten 24 Stunden an der Luft, die übrige Zeit unter Wasser erhärteten, blieben vollkommen eben, scharfkantig, rifsrei und haftend.

Die Versuche auf Volumenbeständigkeit wurden also bestanden. Die Cementplatten zeigten im Bruch ein gleichförmiges und feinkörniges Gefüge.

Es wurden ferner Mörtelplatten aus 1 Gewichtsteil Cement und 3 Gewichtsteilen Normalsand auf Dachziegeln, sowie Platten aus reinem Cement auf Glasplatten und Dachziegeln angemacht und dem Frost in der weiter unten angegebenen Art ausgesetzt.

Auch diese Proben blieben vollkommen eben, scharfkantig, rifsrei und haftend, ließen also einen Einfluß des Frostes nicht erkennen.

Mit der Herstellung der Probekörper zu den Prüfungen auf Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Abnutzbarkeit wurde am 21. Dezember 1891 begonnen.

Hierbei wurden:

- Reiner Cement mit 45% Wasser angemacht und in die auf Gipsunterlagen gelegten Formen eingegossen, ferner
- reiner Cement mit 25% Wasser,
- die Mörtel aus 1 Gewichtsteil Cement und 3 Gewichtsteilen Normalsand mit 10% Wasser angemacht und in die auf Metallplatten gelegten Formen eingeschlagen.

Es betrug: die Temperatur der Luft 18,4° C.
 „ „ des Wassers 17,0° C.
 „ Feuchtigkeit der Luft 71%.

Die Proben erhärteten die ersten vierundzwanzig Stunden — behufs Vermeidung zu schneller Verdunstung mit Schreibpapier zugedeckt — an der Luft und hierauf

- für die in der Tabelle A. des Originals zusammengestellten Versuche die übrige Zeit unter Wasser;
 - für die Versuche mit Proben, welche mehrfach dem Frost ausgesetzt wurden, in der durch die Tabellen B. des Originals angegebenen Weise;
- sie ergaben, unmittelbar nach der Entnahme aus dem Wasser geprüft, die im Original in den Tabellen A. und B. angegebenen Resultate, aus welchen folgende Mittelwerte hervorgehen.

Tabelle IX. Mittelwerte der Zug- und Druckproben der Versuchskörper.

Mischung	Zugproben			Druckproben (Würfel)			Verhältnis Zug : Druck für	
	Dichte nach dem Einschlagen	Zugfestigkeit nach 7 Tagen 28 Tagen kg f. d. qcm		Dichte nach dem Einschlagen	Druckfestigkeit nach 7 Tagen 28 Tagen kg f. d. qcm		7 Tage	28 Tage
Ohne Frost nach Tabelle A. des Originals.								
1 : 0	1,972	29,13	41,45	1,966	228,1	329,5	$\frac{1}{7,830}$	$\frac{1}{7,949}$
1 : 3	2,268	16,48	26,88	2,265	120,2	189,0	$\frac{1}{7,294}$	$\frac{1}{7,031}$
Mit Frost nach Tabelle B. des Originals.								
1 : 0	1,972	19,23	33,95	1,966	207,7	313,6	$\frac{1}{10,801}$	$\frac{1}{9,237}$
1 : 3	2,268	13,98	20,38	2,265	90,9	166,8	$\frac{1}{6,502}$	$\frac{1}{8,184}$

Die Tabellen A. und B. des Originals enthalten die Ergebnisse der mit je 10 Proben angestellten Prüfungen, deren Mittelwerte vorstehend angegeben sind.

Die Proben nach Tabelle B. erhärteten die ersten 24 Stunden — gegen Verdunstung geschützt — an der Luft, kamen dann: 1) 20 Stunden in den Frost von -12°C . bis 15°C ., 2) hierauf 4 Stunden zur Auftauung unter Wasser von 16°C ., 3) nochmals 20 Stunden in den Frost, 4) vier Stunden zur Auftauung und die übrige Zeit unter Wasser.

Berlin, den 10. Januar 1892.

Königliche Prüfungs-Station für Baumaterialien.

(gez.) Prof. Dr. Böhme.

Nach den Vorschriften des Tiefbauamtes zu Frankfurt a. M. für die Bearbeitung und Behandlung des Puzzolancementes soll zur Mörtelbereitung möglichst wenig Wasser, nur so viel, als durchaus notwendig, verwandt werden. Nur durch wiederholtes kräftiges Durcharbeiten mache man den Mörtel geschmeidig, nie aber durch reichlichen Wasserzusatz. Jeder Wasserüberfluß verringert die Festigkeit ganz bedeutend. Ein zu starkes Nässen, besonders durch Eimerguß, hat ein Entmischen der Masse zur Folge, indem die feineren Cementteilchen von den Zusatzmaterialien abgespült werden und durch die Hohlräume mit dem Wasser zu Boden sinken. Die nachstehenden Mischungen nach Raumteilen sollen sich besonders gut bewährt haben:

1 Teil Cement und 1 Teil Sand für Überzüge auf Trottoirs und Böden, wasserdichten Verputz für Bassins,

1 Teil Cement und 3 Teile Sand für gewöhnliche Verputzarbeiten,

1 Teil Cement und 4 Teile Sand für gewöhnliche Maurerarbeiten²¹¹⁾,

1 Teil Cement, 3 Teile Sand und 6 Teile Steinschlag oder Kiesel für alle Arten Betonarbeiten. Die Masse ist so lange einzustofsen, bis sie beweglich wird und das Wasser schweißartig an die Oberfläche tritt.

Während des Abbindens muß Beton und Mauerwerk vollständig Ruhe haben und darf weder begangen noch begossen werden. Nach dem Abbinden kann man dem Puzzolancement gar nicht zu viel Wasser geben. Am günstigsten wirkt das vollständige Unterwassersetzen der fertigen Cementarbeit.²¹²⁾

4. Vergleichende Untersuchungen von Puzzolan-, Portland- und Romancementen.²¹³⁾

Das preussische Ministerium der öffentlichen Arbeiten hatte infolge eines Antrages des Vereins deutscher Portlandcement-Fabrikanten die Königl. Prüfungs-Station für Baumaterialien in Berlin beauftragt, eine Reihe vergleichender Untersuchungen von Puzzolan-, Portland- und Romancementen in einer solchen Anordnung und zu dem Zwecke auszuführen, daß ersichtlich werde, ob die Untersuchung nach den preussischen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandcement vom 28. Juli 1887 auch zur Vergleichung von Portlandcement mit anderen Cementen geeignet sei oder nicht. Die Untersuchungen sind von Professor Dr. Böhme, dem Vorsteher der Prüfungs-Station, am 22. August 1889 begonnen und Ende 1890 vollendet worden. Hierzu wurden je drei Puzzolan- (I—III) und Portlandcemente (IV—VI) und ein Romancement (VII), teils von Königlichen Baustellen, teils aus dem Handel entnommen und auf allgemeine Eigenschaften, Siebfeinheit, Abnutzbarkeit und Zug- und Druckfestigkeit bei verschiedener Erhärtungsart an verschiedenen Mischungen mit 7 und 28 Tagen Erhärtungszeit geprüft.

²¹¹⁾ Zu sogenanntem „verlängertem Cementmörtel“ für gewöhnliche Maurerarbeiten empfiehlt die Georgsmarienhütte 1 Raumteil Schlackencement, 1 Teil Kalk, 6 Teile Sand.

²¹²⁾ Siehe Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 20.

²¹³⁾ Siehe Centrallbl. d. Bauverw. 1890, S. 539 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 20 ff.

Es ergab sich im Durchschnitt das Gewicht eines Liters

	eingerüttelt	eingelaufen
Puzzolancement zu	1,429 kg	0,963 kg
Portlandcement	1,947 "	1,307 "
Romancement	1,269 "	0,823 "

Aus dieser Verschiedenheit der Litergewichte geht hervor, daß die Zusammensetzungen von Mörteln aus Cement und Sand nach Gewichtsteilen, wie dies nach der Vorschrift der Normen üblich ist, in demselben Grade zu Abweichungen führen müssen, wie die Unterschiede der Raum-(Liter-)Gewichte dies bedingen, was erhellt, wenn man zwei Cemente, zur Herstellung je einer Mörtelmischung im Verhältnis von 1 Teil Cement zu 3 Teilen Normalsand nach Raumteilen zusammengesetzt, und hierbei — der Praxis entsprechend — die Gewichte für den Liter in eingelaufenem Zustande zu Grunde legt. Man erhält dann aus den oben angeführten Durchschnittswerten für die Puzzolamente:

1 Raumteil Cement	= 1.0,963 kg	0,963 kg	Puzzolancement,	
3 Raumteile Normalsand	= 3.1,410 "	4,230 "	Sand,	
		zusammen .	5,193 kg	Masse,

welche, auf Gewichtsteile umgerechnet, das Mischungsverhältnis 0,963 : 4,230 = 1 : 4,392 ergibt, während für die Portlandemente im Durchschnitt:

1 Raumteil Cement	= 1.1,307 kg	1,307 kg	Portlandcement,	
3 Raumteile Normalsand	= 3.1,410 "	4,230 "	Sand,	
		zusammen .	5,537 kg	Masse.

In Gewichtsteilen ergibt dies das Verhältnis 1 : 3,236. Zu ähnlichen Ergebnissen führt auch die umgekehrte Rechnung, wenn man die nach Gewichtsteilen festgesetzten Mischungen 1 : 3 unter Berücksichtigung der oben angegebenen Litergewichte in Raumteile umsetzt.

Um den Einfluß der verschiedenen Litergewichte verschiedener Cementarten zu zeigen, sind die weiter unten aufgeführten Festigkeitsversuche auch auf Mörtelmischungen aus 1 : 3 Raumteilen ausgedehnt worden und zwar unter Zugrundelegung der Litergewichte im eingelaufenen Zustande als derjenigen Masse, welche dem Gebrauch in der Praxis am nächsten kommen.

Die Siebrückstände betragen nach den Versuchen im Durchschnitt

		für ein Sieb von Maschen auf 1 qcm				
	5000	900	600	324	180	
für Puzzolamente	13,33%	0,73%	0,17%	0,03%	0%	
„ Portland- „	24,67 "	2,83 "	0,57 "	0,07 "	0 "	
„ Roman- „	14,0 "	5,0 "	2,0 "	1,5 "	1,0 "	

Die spezifischen Gewichte der geblühten Cementpulver ergeben sich für

	Puzzolamente			Portlandemente			Romancement
	I	II	III	IV	V	VI	VII
zu	2,836	2,841	2,830	3,130	3,164	3,128	2,907

Der Wasseranspruch ist für die Puzzolamente durchschnittlich 35% höher als für die Portlandemente, die Abbindezeit beträgt bei den Puzzolamenten bzw. 17, 5¹/₂, 11 Stunden, bei den Portlandementen 5, 4³/₄, 6¹/₆ Stunden, bei dem Romancement 6 Stunden. Die Prüfung auf Abnutzbarkeit von Würfeln mit 50 qcm Fläche, welche alle gleichmäßig bei 25 kg Belastung 30 Umgänge der Schleifmühle erlitten und bei einem Schleifhalmmesser von 22 cm und einer Scheibengeschwindigkeit von 22 Umgängen in der Minute auf je 15 Scheibenumgänge 20 g Naxos-Schmirgel erhielten, ergab für die Puzzolamente und den Romancement eine unverhältnismäßig große Abnutzung der nach Raumteilen hergestellten Mörtel, während bei den Portlandementen sich nur geringe Unterschiede zwischen den Mörteln beider Zusammensetzungsarten zeigten.

Betrachtet man noch die absoluten Zahlen für die Festigkeitswerte der untersuchten Cemente (in Tabelle X, S. 101) in Bezug auf deren Stellung zu den durch die Normen festgelegten Werten von 16 kg Zugfestigkeit und 160 kg Druckfestigkeit f. d. qcm für Mörtelproben aus 1 Gewichtsteil Cement und 3 Gewichtsteilen Normalsand, welche den ersten Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser erhärteten, so ergibt sich, daß mit Ausnahme des Puzzolamentes I und des Romamentes VII sämtliche Cemente in ihren nach Gewichtsteilen hergestellten Proben die Normen erfüllen, die Puzzolamente II und III und die drei Portlandemente sogar noch einen erheblichen Überschufs aufweisen. Dagegen erreichen für die nach Raumteilen hergestellten Proben die Festigkeitswerte der Puzzolamente die

Normenwerte nur in einem Falle, nämlich bei dem Puzzolancement II in der Druckfestigkeit, während die Portlandemente die Normen noch vollständig erfüllen bis auf Portlandement V, welcher nur in seiner Druckfestigkeit hinter ihnen etwas zurückbleibt.²¹⁴⁾

Tabelle X.

Vergleichende Aufstellung der Festigkeiten in Kilogrammen f. d. Quadratcentimeter Fläche.

Cementmarke	Mischung in 1 : 3 nach	Zugfestigkeit (Querschnitt 5 qcm) Erhärtung				Druckfestigkeit (Fläche 50 qcm) Erhärtung			
		unter Wasser		an der Luft		unter Wasser		an der Luft	
		7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage
Puzzolancement I . . .	Gewichtsteilen	9,65	18,65	6,30	8,35	58,2	131,0	63,8	95,0
	Raumteilen	4,61	11,25	4,16	4,55	28,9	66,1	32,7	41,4
" II . . .	Gewichtsteilen	16,65	22,90	12,95	14,30	165,7	257,4	155,2	178,1
	Raumteilen	12,30	15,65	9,05	9,50	100,4	161,7	90,9	104,4
" III . . .	Gewichtsteilen	14,15	21,00	12,25	18,05	110,2	184,8	99,4	156,4
	Raumteilen	7,00	12,90	4,10	5,05	47,0	82,2	38,7	59,8
Portlandement IV . . .	Gewichtsteilen	18,50	20,90	18,15	23,65	132,6	200,3	142,7	210,3
	Raumteilen	15,20	19,20	15,90	20,05	122,3	183,0	135,1	198,0
" V . . .	Gewichtsteilen	15,40	19,90	16,15	20,80	120,3	188,8	128,4	198,0
	Raumteilen	12,15	17,05	13,20	19,95	92,3	151,6	99,0	157,5
" VI . . .	Gewichtsteilen	14,80	19,30	16,65	21,35	122,5	189,0	131,3	197,8
	Raumteilen	14,30	18,65	16,10	19,65	108,6	174,9	120,7	188,8
Romancement VII . . .	Gewichtsteilen	2,85	8,55	7,80	14,25	21,1	62,5	37,2	80,2
	Raumteilen	1,30	3,80	4,10	6,60	8,7	22,6	12,5	34,3

Die große Verschiedenheit in dem Verhalten der den obigen Versuchen unterworfenen Puzzolancemente bestätigt, was bereits hervorgehoben wurde, daß nicht jede Hochofenschlacke zur Cementfabrikation sich eignet, daher Vorsicht in der Auswahl der Materialien geboten ist. Die noch oft auf den Markt gebrachte minderwertige Ware schädigt leider im hohen Grade den guten Ruf der Schlackencemente überhaupt.

5. Sand. Der als Zuschlag zu den Kalken und Cementen für die Mörtelbereitung benutzte Sand muß grobkörnig, scharf und rein sein, d. h. frei von Pflanzenstoffen, lehmigen und thonigen Beimischungen.

Ziegelmehl, welches für Mörtel verwandt werden soll, muß aus völlig durchgebrannten Ziegelsteinen hergestellt sein. Hochofenschlacken, hartgebrannte Kohlenaschen und andere erdige Rückstände aus dem Verbrennungsvorgange können als Zuschläge geeignet sein. Alle diese Erzeugnisse stehen aber im allgemeinen einem guten, scharfen Sande, namentlich reinem Quarzsande, an Wert nach.

Die Korngröße und der Grad der Gleichmäßigkeit des Kornes, welche der Sand haben muß, um zur Mörtelbereitung tauglich zu sein, richtet sich nach der Art des Bindemittels und nach dem Verwendungszweck des Mörtels. Zu Cementmörtel soll der Sand möglichst gleichmäßig und nicht grob sein. Für Kalkmörtel zu Mauerwerk aus Bruchsteinen und gewöhnlichen Ziegeln ist eine Korngröße von etwa 3 mm vorteilhaft. Sand von noch gröberem und ungleichem Korn findet in der Regel nur bei rohem Fundamentmauerwerk und Beton Verwendung.

Die zu einer bestimmten Mörtelmenge erforderlichen Mengen der einzelnen Bestandteile hängen so sehr von ihrer Beschaffenheit ab, daß zur genauen Ermittlung

²¹⁴⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 539 und Mitteilungen aus den Königl. Techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1890, Heft V. Verlag von Jul. Springer, Berlin.

in jedem besonderen Falle unmittelbar Versuche nötig werden. Zur überschläglichen Berechnung kann man annehmen, daß der Sand zur Ausfüllung der zwischen den Körnern vorhandenen Zwischenräume im Mittel bis zur Hälfte seines Rauminhaltes an Bindemittel aufnimmt. 2 Raumteile Sand und 1 Teil Kalk oder Cement würden demnach im Mittel 2 Teile Mörtel ergeben. Werden die Bindemittel in einer größeren als der Hälfte des Sand-Rauminhaltes entsprechenden Menge zugesetzt, so ist angenähert um diesen Mehrbetrag die Mörtelmenge größer als der Rauminhalt des Sandes, sodafs z. B. 1 Teil Sand und 1 Teil Cement oder Kalk etwa $1\frac{1}{2}$ Teile Mörtel ergeben. Nicht selten wird der Rauminhalt des Mörtels geringer als der Rauminhalt des zugesetzten Sandes, was sich dadurch erklärt, daß der Sand, namentlich wenn er trocken gewesen ist, bei der Mengung sich dichter lagert.

6. Steinzuschlag. Hinsichtlich der zur Betonbereitung zu verwendenden Steine wird häufig die Bedingung gestellt, daß sie zur besseren Anhaftung des Mörtels von rauher Oberfläche, scharfkantig und womöglich porös sein sollen; daneben auch rein von Staub und erdigen Bestandteilen, harten Steingattungen entnommen und von solcher Größe, daß sie in eine kreisrunde Öffnung von etwa 4 bis 5 cm Durchmesser gerade hineinpassen. Die erstgenannten Eigenschaften werden indessen keineswegs allgemein als notwendig zur Erhaltung eines guten Betons erachtet; vielmehr werden sehr häufig die Flufskiesel ohne weiteres zur Betonbereitung benutzt. Oft vereinigt man beide Herstellungsweisen, indem man zerschlagene Steine und groben Kies mit den Mörtelmaterialien mischt. In London benutzt man zur Betonbereitung den aus der Themse gebaggerten Ballast, aus kleinen und größeren Stücken bestehenden Kies, unter Zusatz von hydraulischem Kalk.²¹⁵⁾

Bei dem aus zerschlagenen Steinen (von festen Bruchsteinen oder hartgebrannten Ziegeln) und Mörtel gemischten Beton soll der Mörtel in solcher Menge vorhanden sein, daß er die Zwischenräume zwischen den Steinstücken ausfüllt. Der dazu erforderliche Rauminhalt kann angenähert ermittelt werden, wenn man einen Kasten mit den angefeuchteten Steinen anfüllt und Wasser bis zum Rande zugießt. Die dazu gebrauchte Wassermenge entspricht dem Rauminhalt der Zwischenräume. In der Regel rechnet man auf zwei Raumteile Steinbrocken einen Teil Mörtel. Die daraus sich ergebende Betonmasse wird, weil der Mörtel die dichte Lagerung der Steine verhindert, um etwa 8 bis 10% größer, als der ursprüngliche Rauminhalt der Steinbrocken. Ein Raummeter Beton erfordert also etwa 0,9 cbm Steinbrocken und 0,45 cbm Mörtel.

7. Die zum **Erhärten** des Betons erforderliche Zeit hängt wesentlich von den verwendeten Mörtelbestandteilen ab. Meist ist die Erhärtung schon nach wenigen Wochen soweit vorgeschritten, daß mit den der Betonierung folgenden Bauarbeiten vorgegangen werden kann.²¹⁶⁾ Um sich hierüber zu vergewissern, versenkt man am besten bei Vollendung der Betonierung einige mit derselben Betonmasse gefüllte Kasten und untersucht, indem man sie später heraushebt, an ihrem Inhalt den Fortgang der Erhärtung. Seewasser schadet dem Beton nicht, verlangsamt aber das Abbinden.²¹⁷⁾

²¹⁵⁾ Ein häufig dort vorkommendes Mischungsverhältnis ist das von 5 Teilen Themsekies auf 1 Teil hydraulischen Kalk.

²¹⁶⁾ Beim Bau der ersten Jumna-Brücke in Indien hat sich eine Zeit von 18 Tagen zur Erhärtung des Betons in den bis 13 m unter Niedrigwasser gesenkten Brunnen erforderlich gezeigt, ehe mit dem Auspumpen des Wassers begonnen werden konnte. Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 588.

²¹⁷⁾ Vergl. Centrabl. d. Bauverw. 1896, S. 564 und 1897, S. 110.

In Preßluft erfolgt die Erhärtung nach neueren Erfahrungen schneller als unter atmosphärischem Druck. Eine Raumänderung tritt dabei überhaupt nicht oder nur in ganz unerheblichem Maße ein. Die Festigkeit des Betons wird häufig der des Mörtels, welche auch die des Mauerwerkes bestimmt, gleich gesetzt, in der Regel nimmt man sie indessen etwas geringer an; bei Gründungen zu etwa 5 kg f. d. qcm.

Um für den Bau der Strafsenbrücke über den Neckar zwischen Kirchheim und Gemmrigheim sichere Anhaltspunkte für die Druckfestigkeit und Elasticität des aus Neckarkies und Portlandcement (s. unten) hergestellten Betons zu erhalten, wurden, im Anschluß an frühere im Jahre 1894 ausgeführte Versuche, von der Materialprüfungsanstalt an der Königl. Techn. Hochschule zu Stuttgart eingehende Druckversuche an cylinderförmigen Betonkörpern von 1 m Länge und 25 cm Durchmesser vorgenommen, nach denen eine Druckbeanspruchung bis zu 35 kg f. d. qcm sich als zulässig ergab. Bei diesen Versuchen ist insbesondere Wert darauf gelegt worden, daß die Belastung der Probekörper öfter wiederholt wurde.²¹⁸⁾

Das spezifische Gewicht des Betons ändert sich hauptsächlich nach dem Gewichte der verwendeten Steine und ist bei Benutzung zerschlagener Ziegelsteine etwa zwischen 1,5 bis 1,8, bei natürlichen Steinen zwischen 2,0 bis 2,5 und mehr anzunehmen.

8. An **Beispielen für Betonmischungen** bei Bauten in Deutschland und angrenzenden Ländern mögen nachstehende angeführt werden.

a) Cementbeton.

1. Für Betonblöcke beim Nordseekanal bei Amsterdam²¹⁹⁾: 1 Teil Portlandcement, 4 Teile Sand, 5 Teile groben Kies oder zerschlagene Ziegelstücke, daraus 7,7 Teile Beton.
2. Beim Neisse-Viadukt zu Görlitz: 22^o/_o Cement, 22^o/_o Sand, 56^o/_o Steinstücke.
3. Brunnengründung der Berlin-Potsdamer Bahn: 1 Teil Cement, 2¹/₂ bis 3 Teile Sand, 5¹/₂ bis 6 Teile Steinschlag.
4. Bei den Hellingsbauten in Kiel: Auf 100 Teile Schotter 43,6 Teile Mörtel aus 1 Teil Cement auf 1,4 Teile Sand. — Aus der bei diesem Beton (Kiel) bemerkten sehr starken Schlamm- und Entschlammung wird geschlossen, daß der Mörtel an sich zu fett und andererseits der Zusatz von Mörtel zum Schotter zu gering gewesen sei.²²⁰⁾
5. Bei der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn (auch zu Brunnen): 1 Raumteil (Stettiner) Portlandcement, 3 Raumteile scharfer Mauer- und 5 Raumteile Steinschlag.²²¹⁾
6. Bei der Donaubrücke bei Pest 1876 (Druckluftgründung): 1 Teil Cement, 1¹/₂ Teil Sand, 4 Teile Schotter.²²²⁾
7. Beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz hat man gefunden, daß Mischungen aus 12 Teilen Granitsteinschlag, 6 Teilen Sand, 1,5 Teilen Cement und 0,75 Teilen Kalk weniger Schlamm- und Entschlammung verursachten, als solche ohne Zusatz von Kalk, aber auch längere Zeit zur Erhärtung bedurften, als die mit reinem Cementmörtel.²²³⁾
8. Beim Bau des Weichselhafens nach Garbe: Auf 1 Teil Cement 3 Teile Sand und 6 Teile Steinschlag; ausnahmsweise auf 1 Teil Cement 2,5 Teile Sand und 5 Teile Steinschlag.²²⁴⁾
9. Für die Strafsburger Hafenmauern bestand der Kiescementbeton unter Wasser: aus 100 kg Wasserkalk auf 4 Hektoliter Sand und 4 Hektoliter Kies; über Wasser: aus 180 kg Cement auf 4 Hektoliter Sand und 9 Hektoliter Kies.²²⁵⁾

²¹⁸⁾ Vergl. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenbau 1899, S. 328.

²¹⁹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 407 und Deutsche Bauz. 1877, S. 274.

²²⁰⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 61.

²²¹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 45.

²²²⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 43.

²²³⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 266.

²²⁴⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 233.

²²⁵⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252.

10. Bei der Kaiser Wilhelm-Brücke über die Spree in Berlin: 1 Teil Cement und 3 Teile Sand auf 6 Teile Steinschlag.²²⁶⁾
11. Bei der Donaubrücke bei Munderkingen wurde für das Gewölbe ein Beton verwendet, der aus 1 Teil Cement, 2,5 Teilen Sand und 5 Teilen Schotter gemischt war.²²⁷⁾
12. Bei dem Schleusenbau am Mühlendamm in Berlin betrug die Mischung 1 Teil Cement auf 3 Teile Sand und 4 Teile Steinschlag für die untere Lage; für die obere Lage dagegen 1 Teil Cement auf 3 Teile Sand auf 4,5 Teile Steinschlag.²²⁸⁾
13. Bei der Johannesbrücke über den Ischlflufs in Ischl wurde für den Beton der Widerlager 1 Teil Portlandcement auf 2 Teile Sand auf 5 Teile Schotter verwendet.²²⁹⁾
14. Beim Bau der Neckarbrücke zwischen Kirchheim und Gemmrigheim²³⁰⁾ kam für den Grundbau ein Beton aus 1 Teil Cement und 4 $\frac{1}{2}$ Teilen sandigem Kies zur Verwendung, für die Gewölbe aus 1 Teil Cement, 2,5 Teilen Sand und 5 Teilen Kies.

b) Trafsbeton.

1. Nach den Angaben von Rechtern über die Trockendocksbauten bei Kiel²³¹⁾ hat sich beim Beton aus Trafsmörtel weniger Schlamm abgesetzt, als bei dem aus Cementmörtel, obwohl der erstere viel langsamer bindet. Bestätigt wurde diese Beobachtung noch dadurch, daß sich beim trockengelegten Cementbeton über der fest gewordenen Masse viele lose Steine, die vollständig des Mörtels beraubt waren, vorfanden, während beim Trafsbeton selbst die obersten Steine angebonden hatten. Der zum Beton benutzte Trafsmörtel ist hier aus 1 $\frac{1}{2}$ Teilen Trafs, 1 Teil Kalk und $\frac{1}{2}$ Teil Sand gemengt; später aus 1 Teil Trafs, 1 Teil Kalk, 1 Teil Sand und zur Betonbereitung sind dann auf 100 Teile Schotter 50 Teile Mörtel gerechnet worden.
2. Bei dem Schleusenbau in Geestemünde zu 100 Teilen Beton: 90 Teile Steinschlag, 44 Teile Mörtel aus Trafs, Kalk und Sand zu gleichen Teilen
3. Bei der Ruhrbrücke bei Düssern zu 1 cbm Beton: 0,45 cbm Steinschlag, 0,405 cbm Kies, 0,54 cbm Mörtel (aus Kalkpulver, Trafs und Sand zu gleichen Teilen).²³²⁾
4. Bei der Rheinbrücke bei Wesel zu 1 cbm Beton: 0,75 cbm Steinschlag, 0,19 cbm Kies, 0,456 cbm Mörtel aus 1 Teil Kalkmehl, 1 Teil Trafs, 1 $\frac{1}{2}$ Teilen Sand.
5. Bei der Kinzigbrücke bei Offenburg: 3 Teile Kalk, 1 Teil Trafs, 5 Teile Sand, 16 Teile Schotter, daraus 18 Teile Beton.
6. Bei der neuen Kaimauer zu Antwerpen: 3 Teile Kalk von Tournai, 1 Teil Sand, 2 Teile Trafs, 3 Teile Steinschlag, 3 Teile Ziegelbrocken.²³³⁾
7. Bei den Bremer neuen Hafenanlagen wurden 2 Teile Schotter auf 1 Teil Mörtel genommen, dabei hatte der Mörtel die Mischung: 1 Teil Trafsmehl, 1 Teil hydraulischen Staukalk und 1 Teil Sand.²³⁴⁾
8. Bei der Hamburger Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bestand der Trafsbeton aus 1 Raumteil Trafs, 1 Teil Wasserkalk, 1 Teil Sand und 4 Teilen Schotter. Der thatsächliche Verbrauch für 1 cbm fertigen Betons betrug: 1,95 Hektoliter Trafs, 1,05 Hektoliter ungelöschten Kalk, 0,21 cbm Sand und 0,9 cbm Steinschotter.²³⁵⁾
9. Beim Bau einer Ufermauer bei Holtenau (Kaiser Wilhelm-Kanal) bestand der Trafsbeton aus 9 Raumteilen Grand auf 5 Teile Trafsmörtel, der im Verhältnis von 1 Teil Trafs auf $\frac{2}{3}$ Teil Kalk auf 1 Teil Sand gemischt war.²³⁶⁾ An anderen Stellen des Kanalbaues wurden 9 Teile Grand auf 6 Teile Trafsmörtel gewählt.
10. Für die Grundbauten der Johannesbrücke über den Ischlflufs bei Ischl wurde außer für die Widerlager (s. oben u. Fußnote 229) ein Beton aus 2 Teilen Kufsteiner hydraulischem Kalk und 5 Teilen Schotter verwendet.

²²⁶⁾ Centrabl. d. Bauverw. 1890, S. 97 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1897, S. 659.

²²⁷⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 547.

²²⁸⁾ Centrabl. d. Bauverw. 1895, S. 314.

²²⁹⁾ Allg. Bauz. 1899, S. 23.

²³⁰⁾ Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 328 u. 345.

²³¹⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 504.

²³²⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 592.

²³³⁾ Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 247.

²³⁴⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 440.

²³⁵⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 348.

²³⁶⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 578.

c) Schlackencementbeton.

Aus einer Reihe von gegen 40 von Prof. Tetmajer beschriebenen Bauausführungen in Schlackencement des Eisenwerkes Choindex seien die nachstehenden herausgegriffen:²³⁷⁾

1. Uferstützmauer längs der Dünnern bei Balsthal (1884): Schlackencementbeton aus 1 Raumteil Cement, 5 bis 6 Raumteilen Sand und Geschiebe des Flußbettes. Beton in die Fundamentgruben eingestampft, für die aufgehende Mauer in 0,6 m hohe Schichten als Ramm- beton verwandt.
2. Fundamente der Strafsenbrücke über die Aare bei Büren (1884): Schlackencement- beton aus 1 Teil Cement, 6 Teilen Sand und Kies, mit Senkkasten versenkt.
3. Fundamente des Schleusenwehres am Zihlkanal bei Nidau (1886): Schlackencement- beton aus 1 Teil Cement, 2 Teilen Sand und 3,5 Teilen Geschiebekies, mit Trichter versenkt.
4. Fundamente eines Fußgängerdurchlasses in Winterthur (1886): Schlackencement- beton aus 1 Teil Cement, 3 Teilen Sand und 6 Teilen Flußkies, eingestampft.
5. Fundamente des Theaterbaues in Zürich (1891/92): Schlackencementbeton aus 1 Teil Cement und 10 Teilen Seeschotter mit einem Verhältnis von Sand zu Kies = 1:4.
6. Wehrbau am oberen Limmat-Mühlsteg in Zürich (1891): Schlackencementbeton aus 1 Teil Cement, 2 Teilen Sand und 5 Teilen Kies.

d) Die Herstellung ganzer Bauwerke aus Beton, in England schon seit langer Zeit geübt, ist gegenwärtig dort sehr verbreitet, insbesondere für Wellenbrecher, Hafendämme und Kaimauern. Sie wird begünstigt durch die Güte und Billigkeit der englischen Cemente, durch die leichte Beschaffung der Zuschlagmaterialien, namentlich da, wo statt geschlagener Steine Fluß- und Meerkies, der ohne weiteres zur Betonbereitung benutzt werden kann, zur Verfügung steht, endlich durch die Höhe des Arbeitslohnes. Auch auf dem Kontinente gewinnt die Herstellung ganzer Betonbauwerke immer mehr Ausdehnung. Das Material wird dabei meist als Stampfbeton in dünnen Lagen eingebracht (vergl. § 17 und 28, sowie das Litteraturverzeichnis unter m).

Bei Ausführung sichtbar bleibender Wandteile hatte sich häufig der Übelstand gezeigt, daß die in den Außenflächen befindlichen Kiesel, an deren glatten Flächen der Mörtel nicht genügend haftet, leicht herausfallen, sodaß die Wandfläche bald einen unschönen Anblick bietet. Um dem vorzubeugen, werden die Betonwände in neuerer Zeit vielfach mit einem widerstandsfähigeren Material, namentlich mit hart gebrannten Ziegelsteinen verkleidet, oder es wird für die Ansichtsflächen ein wenig grober, oft sogar ein gefärbter Cement verwendet, wobei das Verkleiden sowohl, wie die Anbringung der feinkörnigeren Betonmischung stetig in Zusammenhange mit der Betonhinterfüllung ausgeführt wird.

So wurden beispielsweise bei der Kanalisierung der Oder²³⁸⁾ im Jahre 1895 Versuche gemacht, ganze Bauwerke in Stampfbeton ohne Mauersteinverblendung herzustellen und zwar bei zwei Bauwerken des Vogtsdorf-Halbendorfer Entwässerungsgrabens. Für die Hinterfüllung bestand der Stampfbeton aus 1 Teil Cement, 1 Teil Kies und 7 Teilen Sand, für die Außenflächen dagegen aus 1 Teil Cement und 8 Teilen Mauerand; diese letztere Mischung wurde in etwa 25 cm Stärke an die Verschalung angestampft und dahinter sogleich der Beton für die Hinterfüllung eingebracht.

§ 17. Bereitung und Versenkung des Betons. Kosten.

1. Die **Betonbereitung** geschieht entweder, indem man zunächst den Mörtel für sich fertig stellt und dann mit den Steinstückchen mengt, oder indem man sämtliche Betonbestandteile gleichzeitig und gemeinschaftlich verarbeitet. Erstere Herstellungsweise bietet mehr Gewähr für die Güte des Betons, als letztere, weil mit ihr eine gleichmäßige Mischung der Mörtelbestandteile leichter zu erreichen ist. Die Mischung des Mörtels wird dabei entweder durch Handarbeit bewirkt²³⁹⁾ oder in sogenannten Mörtelmaschinen.

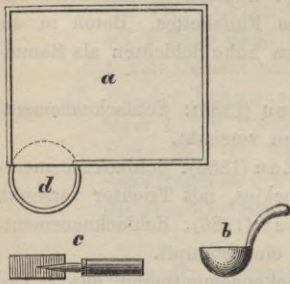
²³⁷⁾ Vergl. Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am eidgenössischen Polytechnikum in Zürich. 7. Heft. Resultate spezieller Untersuchungen auf dem Gebiete hydraulischer Bindemittel von Prof. L. Tetmajer. Zürich 1894.

²³⁸⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 492.

²³⁹⁾ Bei dem Schleusenbau in Geestemünde haben 6 Arbeiter in 12 Stunden mit der Hand durchschnittlich 11 cbm Mörtel bereitet. Bei 3 M. Tagelohn berechnet sich danach die Zubereitung f. d. cbm zu 1,64 M.

Eine ganz besondere Aufmerksamkeit, mehr als sie gewöhnlich aufgewandt wird, erheischt die Bereitung der Cementmörtel. Es ist wichtig, daß die Mengung der Teile

Fig. 76.



eine möglichst innige werde und in nicht größeren Mengen geschehe, als in kurzer Zeit, ehe das Binden des Cementes eintritt, verwendet werden können. In Frankreich wird bei geringen Verbrauchsmassen der Cement wohl an kleinen Tischen *a* (s. nebenstehende Fig. 76) von etwa 1 m Länge und 0,80 m Breite von je einem Arbeiter angemengt, der mit einem Hohlmaß *b* den Cement und Sand in kleinen Mengen nach vorgeschriebenem Verhältnisse ausbreitet, das erforderliche Wasser zusetzt und die Teile mit einem der Mauerkelle ähnlichen Werkzeug *c* energisch durcheinander

arbeitet. Der so gemischte Mörtel wird dann an die eine Ecke des Tisches geschoben, von wo er in einen untergestellten Eimer *d* fällt und mit diesem von einem Burschen fortgetragen wird.

Mörtelmaschinen können, ähnlich den bei der Thonbereitung angewandten Mühlen, aus einer lotrecht stehenden Trommel bestehen, in welcher sich eine Welle mit daran befestigten Messern bewegt²⁴⁰); ferner aus schwach gegen die Horizontale geneigten Mengtrommeln; dann als Rechenmaschinen, welche mit Rechen, die, um eine lotrechte Achse bewegt, den Mörtel in einer wagerechten Pfanne verarbeiten²⁴¹), und endlich als Mahlgänge sogenannte Kollergänge, bei denen statt der Rechen um wagerechte Achsen bewegliche Mühlsteine oder Räder angewandt werden, welche gleichzeitig durch Druck wirken und, indem sie die weichen Kalkteile in die Zwischenräume zwischen die Sandkörner quetschen, eine innige Vermengung der Teile bewirken.²⁴²)

Die nach dieser Anordnung beim Bau der Weseler Rheinbrücke angewandten Maschinen haben jede bei 14stündiger Arbeitszeit in 9 Gängen zu je 1,8 cbm = 16 cbm Mörtel geliefert.

Die Handarbeit zum Herbeischaffen der Materialien, Bestandteile zum Kalklöschchen u. s. w. hat f. d. cbm Mörtel gekostet	M. Pr.	— 94
Die täglichen Betriebskosten der Maschinen (ohne Ausbesserungen und ohne Verzinsung und Abtragung des Anlagekapitals) f d. cbm Mörtel		— 66
	zusammen	1 60

Nach Mitteilungen von Sympher über Erfahrungen der Bauverwaltung am Kaiser Wilhelmkanal (Nord-Ostsee-Kanal) hatte sich die Herstellung des Trafmörtels, ohne vorheriges Mahlen der Tuffsteine, bei Anwendung eines Kollerganges so bewährt, daß man auch für den Cementkalkmörtel 1:1:6 und 1:1/2:4 und später auch für den Cementmörtel den Kollergang benutzte. Die Mörtel wurden viel geschmeidiger und die Zugfestigkeitsproben ergaben größere Festigkeit, als bei dem in gewöhnlicher Weise gemischten Mörtel.²⁴³) Diese Beobachtungen wurden durch das Verfahren zur Bearbeitung des Cementmörtels von O. Böklen (D. R. P. No. 66415), der ebenfalls den Kollergang benutzt, bestätigt.²⁴⁴)

Zur Bereitung des Betons aus dem vorher gemischten Mörtel und den Steinbrocken wird vielfach Handarbeit angewendet und dieser von vielen Ingenieuren der

²⁴⁰) Über eine bei der Fuldabrücke zu Kragenhof angewandte Mörtelmühle und deren Leistung vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 190. Kosten der Bereitung f. d. cbm Mörtel 1,63 M.
²⁴¹) Beim Bau der Schleuse des Berlin-Spandauer Schifffahrtskanales ist mit einer durch 1 Pferd getriebenen Maschine der Mörtel für 80 bis 100 Maurer geliefert worden. Ihr Preis hat sich auf etwa 300 M. gestellt. Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 192.
²⁴²) Über die bei der Ruhrbrücke bei Düssern angewandte Mörtelmaschine siehe Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 592. Vergl. auch den Aufsatz: „Einiges über Mörtelmaschinen“ im Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 299.
²⁴³) Mörtelbereitung im Kollergang. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 237.
²⁴⁴) Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 76.

Vorzug vor der Mischung in Betonmaschinen gegeben. Der Vorgang ist dabei meist der, daß auf einem Dielenboden die vorher angefeuchteten Steine und der Mörtel in dem vorgeschriebenen Verhältnisse in nicht zu großen Mengen (etwa für $\frac{1}{2}$ cbm Beton) aufgeschichtet und mit Schaufeln mehrfach umgewendet werden, bis die einzelnen Steine mit Mörtel vollständig umhüllt sind.

Von den statt dieser einfachen Handarbeit angewandten Vorrichtungen und Maschinen sind die sogenannten Fallwerke und Betonmühlen zu erwähnen.

Die Fallwerke bestehen aus hölzernen Gerüsten, welche schräg gestellte, abwechselnd nach links und rechts geneigte, Brettwände in verschiedenen Abteilungen übereinander und in solcher Anordnung tragen, daß die Betonbestandteile oben eingebracht, von der höchst gelegenen Bretterwand auf die nächstfolgende, von hier auf die dritte u. s. f. fallen bzw. rollen, und fertig gemischt unten ankommen.²⁴⁵⁾ Wie sofort zu ersehen, erfordern diese Vorrichtungen eine nicht unbedeutende Höhe und sind dadurch in ihrer Anwendung beschränkt.

Die oberste Abteilung des Fallwerkes ist durch eine Klappe verschließbar, die erst geöffnet wird, nachdem eine bestimmte Menge von Bestandteilen in richtigem Mischungsverhältnis eingefüllt ist.

Die Betonmühlen bestehen, wie Mörteltrommeln, meist aus schwach geneigten hohlen Cylindern, die langsam gedreht werden und dabei die an dem einen Ende eingeschütteten Materialien derartig vermengen, daß sie am anderen Ende als fertiger Beton erscheinen und von hier aus gleich in die zur Weiterführung dienenden Gefäße fallen.

Beim Bau der Theifsbrücke in Szegedin sind mit einer Trommel von 3,8 m Länge, 1,25 m Durchmesser und $\frac{1}{13}$ Neigung gegen die Wagerechte, welche 15 bis 20 Umdrehungen in der Minute machte, in 10 Stunden 80 bis 100 cbm Beton bereitet worden.²⁴⁶⁾

Bei der Straßenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg betrug die tägliche Leistung der Betonmühle, welcher gleichzeitig die Materialien im richtigen Mischungsverhältnis zugeführt wurden, 102 cbm.²⁴⁷⁾

Beim Bau der Schleuse in Brunsbüttel wurde der fertige Mörtel und der gewaschene Schotter im vorgeschriebenen Mischungsverhältnis in Trichter von einer Bühne aus eingeschauft, gelangte in die von einer 25pferdigen Dampfmaschine gemeinschaftlich bewegten Trommeln, von denen 8 nebeneinander lagen und fiel dann als Beton in die Muldenkipper.²⁴⁸⁾

Mitunter ordnet man zwei Mengtrommeln an, eine höher gelegene zur Bereitung des Mörtels und eine tiefer liegende zur Mischung des Mörtels mit den Steinen, wie dies z. B. bei den Hellingsbauten in Kiel der Fall war.²⁴⁹⁾

Beim Bau der Mole am Aufsenhafen in Holtenau wurde das Mörtel- und Betonwerk von einer Lokomobile getrieben. Die Mörtelmulde und die Betontrommel lagen zwar annähernd in derselben Höhe, jedoch wurde der fertig gestellte Mörtel durch ein Becherwerk gehoben und in den Zuführungstrichter der Betontrommel gestürzt. Unterdessen wurde abwechselnd aus zwei, durch Schieber nach dem Trichter zu sich öffnenden Behältern, zu beiden Seiten des Trichters, der Schotter eingeschüttet, sodafs während der eine Schotterbehälter geleert, der andere wieder gefüllt wurde und die Bestandteile stets im richtigen Mischungsverhältnis in die Trommel gelangten.²⁵⁰⁾

Auch kommen Trommeln vor, die nicht, wie die erwähnten, fortlaufend arbeiten, sondern, mit einer bestimmten Materialienmenge angefüllt, geschlossen und erst nach

²⁴⁵⁾ In Geestemünde wurden mit solchen Fallwerken in der Stunde etwa 9 bis 10 cbm Beton bereitet.

²⁴⁶⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 664.

²⁴⁷⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 351.

²⁴⁸⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 435.

²⁴⁹⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 59.

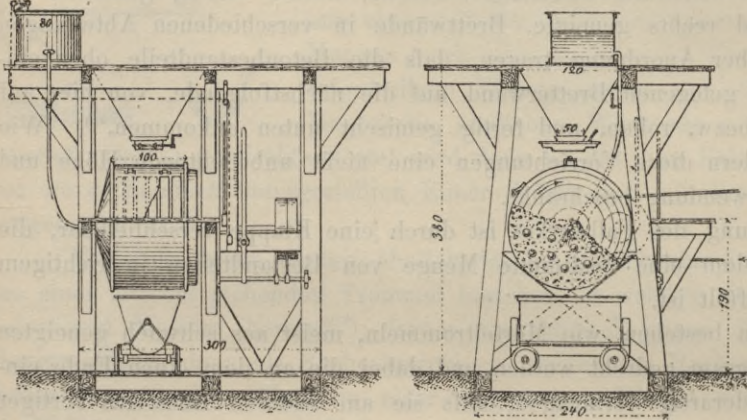
²⁵⁰⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 579.

Fertigstellung des Betons durch Öffnen von Klappen, durch Kippen oder in ähnlicher Weise geleert werden.

Beim Bau des Nordseekanals bei Amsterdam kamen Betontrömmeln mit diagonaler Achse zur Anwendung, deren jede 1 cbm Betonbestandteile faßte.²⁵¹⁾

Die zur Betonbereitung für die Donaubrücke bei Munderkingen benutzte, von der Maschinenfabrik Geislingen in Geislingen gebaute und von einer Lokomobile betriebene Mischtrömmel (D. R. G. M. No. 21257), besteht (s. Fig. 77 u. 78) aus einem um eine wagerechte Achse drehbaren Eisenblechcylinder von 1,5 m Durchmesser und 1 m Länge. In dem Cylinder befinden sich 40 Stahlkugeln von 12 cm Durchmesser und etwa 300 kg Gewicht. An dem Umfang der Mischtrömmel ist auf etwa 50 cm Länge ein dem Blechmantel entsprechend gebogener Rost angebracht, dessen Stäbe nur 11 cm lichten Abstand haben, sodafs zwar die Betonbestandteile mittels eines Fülltrichters durch den Rost in die Trömmel zu fallen vermögen, die

Fig. 77 u. 78. Mischtrömmel zur Betonbereitung.



Stahlkugeln jedoch nicht durchfallen können. Der Rost wird nach Füllung der Trömmel mittels einer Blechkappe verschlossen und die Trömmel durch eine mindestens sechspferdige Maschine in Bewegung gesetzt. Die trockene Mischung dauert etwa 2 Minuten. Darauf wird durch die hohle Drehachse auf der einen Seite der Trömmel von einem oberhalb derselben befindlichen Gefäß aus Wasser in die Trömmel gespritzt. Die Menge des zuzuführenden Wassers kann durch einen Schwimmer mit Wasserstandszeiger geregelt werden. Nach 3 Minuten weiterer Drehung der Trömmel ist die Betonmischung fertig. Die Bewegung wird gebremst, und sobald der Rost nach unten gerichtet ist, fällt der fertige Beton nach Öffnung der Klappe in das untenstehende Fördergefäß. In 10stündiger Arbeit können 36 cbm fertigen Betons angefertigt werden. Die Wirkung der Maschine besteht darin, daß der Cement kräftig an die Flächen der übrigen Materialien angedrückt und fein und gleichmäßig verteilt wird, ohne daß Schotter, Kies und Sand weiter zerkleinert werden.²⁵²⁾

Wie sehr es, namentlich bei beschränktem Raum, auf eine geschickte Anordnung und Aufstellung der maschinellen Einrichtungen ankommt, zeigt die Gründung des rechtsuferigen Hauptpfeilers der Kornhaus-Brücke zu Bern, die in Beton auf einem vorher geschlagenen Pfahlrost erfolgte.

Wie Ingenieur P. Siemons mitteilt²⁵³⁾, waren in der Nähe der Baustelle nur unzureichende Lagerplätze für Kies und Sand, die gesondert gelagert und gewaschen werden mußten, vorhanden. Infolge dessen entschloß man sich, das fast vollendete Hochgerüst der großen Öffnung, auf welchem man fast wagerecht über die Aare gelangen konnte, zu benutzen, die Sandvorräte auf dem Kornhausplatz zu lagern und auch den Mörtel gleich dort anzufertigen, während der Kies auf dem Vorlande zwischen Aare und dem Pfeiler angehäuft wurde. Nun wurde über dem Bauplatz eine Senk- und Aufzugsvorrichtung angelegt mit einer oberen, einer unteren und einer mittleren Station. Erstere befand sich über der Fahrbahn des Hochgerüsts. Hier waren an der gleichen auf einem Bockgestell gelagerten Welle vier Trömmeln angebracht, zwei große für den in Wagen ankommenden und zu senkenden Mörtel, zwei kleinere für den zu hebenden Kies. An jeder Trömmel war ein Drahtseil befestigt, an welchem

²⁵¹⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1870, S. 273 und Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 407.

²⁵²⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 547 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 1536. Über die Prüfungsergebnisse über Beton- und Sandsteinwürfel vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 543; vergl. auch: Die Betonmischanlage für den Schleusenbau in Brunsbüttel. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 435.

²⁵³⁾ Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 101.

ein entsprechendes Fördergefäß hing. Die mittlere Station lag auf etwa ein Drittel der Höhe zwischen der unteren und oberen, und dieser Höhe entsprach das Übersetzungsverhältnis der Trommeln. Im Zustande der Ruhe war die Stellung der 4 Fördergefäße folgende: ein Kiesgefäß an der unteren, ein Kies- und ein Mörtelgefäß an der mittleren, ein Mörtelgefäß an der oberen Station. Nachdem nun oben und unten die Füllung der Gefäße erfolgt war, hob man oben die Bremsen, welche die Trommelle feststellten, und das niedergehende Mörtelgefäß zog das untere Kiesgefäß bis zur mittleren Station in die Höhe. Hier stellten sich beide Gefäße über einem Rollwagen ein, in welchen man ihren Inhalt, der die richtige Mischung für den Beton ergab, entleerte. Während dieser Zeit wurden die gleichzeitig nach oben bezw. nach unten zurückgekehrten zwei anderen Gefäße gefüllt u. s. w.

Die Mittelstation lag 12,5 m über der Fundamentsohle und hatte Gleise, auf welchen die Rollwagen bis über den Schütttrichter fahren und sich in diesen entleerten, der den Beton dann an 4 Stellen der Baugrube leitete. Die vollständige Vermischung von Kies und Mörtel erfolgte durch das Hinunterstürzen der Masse in den Schütttrichter, sowie durch das Verschaufeln auf der Schüttfläche. Da der Mörtel sehr sorgfältig angefertigt war, genügte dieses Vermischen mit dem Kies vollkommen. Jede Mischung enthielt 75 kg Cement, 135 l Sand, 337 l Kies und ergab $\frac{3}{8}$ cbm fertigen Beton. In der Stunde wurden 40 bis 45 Mischungen gemacht, also 15 bis 16 cbm Beton angefertigt. Die größte Leistung betrug in 9stündiger Arbeitszeit 148 cbm Beton, die durchschnittliche Leistung in dieser Zeit mag etwa 130 cbm betragen haben.

Im Ganzen waren bei der Betonierung etwa 100 Mann beschäftigt, welche sich folgendermaßen verteilten: Bedienung der Mörtelmaschine 12, Mörtelbeförderung 10, obere Station 8, mittlere Station 9, untere Station 22, Baugrube 25, zu Hilfeleistungen 10 bis 20 Mann. Durch den stetigen Fortgang der Arbeit beaufsichtigte sich diese große Mannschaft selbst. Es war kein anderes Kommando notwendig, als die Signalpfeife der mittleren Station.

Näheres über Mörtel- und Betonbereitungsmaschinen findet sich im IV. Bande „Baumaschinen“, 1. Aufl., Kap. XV.

2. Die Versenkung des Betons unter Wasser bedingt, daß der Beton nicht mit bewegtem Wasser in Berührung komme, oder nicht frei durchs Wasser falle, weil dadurch ein Auswaschen des Betons herbeigeführt würde. Die Baugrube muß daher gegen fließendes Wasser abgeschlossen sein und jedes Wasserpumpen muß während der Betonierung unterbleiben, weil dieses eine Auflockerung des Untergrundes und eine Bewegung des Wassers von unten nach oben zur Folge haben würde. Um vollständig gegen eine solche gesichert zu sein, hält man wohl den Wasserstand im Innern der Baugrube höher als den äußeren und bewirkt dadurch das Bestreben zu einer geringen, unschädlichen Bewegung des Wassers von oben nach unten.

Die zum Versenken des Betons meist gebräuchlichen Geräte und Vorrichtungen sind die Trichter, Kasten und Säcke.

a) Die Trichter werden aus Holz (s. Fig. 42, Taf. II), bei größeren Abmessungen auch wohl aus Eisen (s. Fig. 40 u. 41, Taf. II) angefertigt und je nach der Beschaffenheit der Baustelle zwischen Kähnen, auf Schlitten, Laufkranen oder Wagen so angeordnet, daß stets zwei senkrecht zu einander stehende Richtungen bestrichen werden können. Während der Betonierung bleibt der Trichter stets bis über Wasser mit Beton gefüllt und, indem er bis in die Nähe der Baugrubensohle hinabreicht und gleichmäßig vorgerückt wird, quillt die Betonmasse, welche oben stets durch Nachschütten zu ersetzen ist, unten aus. Um ein Festsetzen der Betonmasse im Trichter zu vermeiden, ist es geraten, ihn nach unten zu nicht enger werden zu lassen, sondern mit parallelen Wandungen (siehe Fig. 79, S. 111), oder sogar mit einer geringen Erweiterung herzustellen (s. Fig. 40 bis 42, Taf. II). Das erste Füllen des Trichters muß mittels Kasten oder sonst in einer Weise geschehen, welche das freie Durchfallen des Betons durch das Wasser vermeidet. Um nicht oft anfüllen zu müssen, pflegt man wohl die einmal angefangene Arbeit ohne

Unterbrechung fortzusetzen, wenn auch bei Nacht nur in dem Maße, daß die Erhärtung des Betons im Trichter verhindert wird.

An dem Trichter befestigte Walzen dienen zur Ebnung des frisch geschütteten Betons (s. Fig. 42, Taf. II). Hierbei wird die Betonschicht aus einzelnen nebeneinander liegenden Streifen gebildet und mehrere solcher etwa $\frac{2}{3}$ bis 1 m starken Schichten bilden übereinander angeordnet die Fundamentplatte. Bei größerer Flächenausdehnung des Betonbettes ist es zweckmäßig, mit der Richtung der Streifen in den verschiedenen Schichten abzuwechseln, sie also kreuzweise anzuordnen.

Bei dem üblichen Verfahren legt sich, mit dem stetigen Fortrücken des Trichters, der ausquellende Beton jedesmal in dünnen Lagen auf die Böschung der eben frisch geschütteten Betonmasse. Dabei kommt die Oberfläche der einzelnen Lagen stets mit dem Wasser in Berührung und es entsteht ein starkes Auswaschen des Mörtels und ein Absetzen von Mörtelschlamm, der die innige Verbindung mit den nächsten Streifen der Schüttung verhindern würde und deshalb durch Ausbaggern mit Sackbaggern oder durch vorsichtiges Aufsaugen mittels Schlammumpen entfernt werden muß. Ein weiterer Nachteil besteht darin, daß die schwereren Steine der Betonmasse längs der Böschung schneller sinken, als der leichtere Mörtel und daß dadurch die Gleichmäßigkeit des Mischungsverhältnisses verloren geht.

Diese Nachteile scheinen aber nur bei geringen Druckhöhen und zumal bei Trichtern von kleinem und eckigem Querschnitt, der ein Anhängen des Betons begünstigt, zu bestehen. Beim Bau der neuen Stadtschleuse in Bromberg²⁵⁴), wo ein Trichter von 11 m Höhe benutzt wurde, aus dem der Beton unter einem Druck von etwa 2 kg f. d. qcm austrat, hat man gefunden, daß der frisch geschüttete Beton, weil er diesem Drucke nicht zu widerstehen vermag, seitwärts ausweicht, sodaß ein allmähliches Vorschieben der Böschung stattfindet und ein Auswaschen des Betons nicht zu befürchten ist. Dieser Vorgang hat auch dadurch seine Bestätigung gefunden, daß der bei jeder Betonierung auftretende Cementschlamm nicht überdeckt, sondern weiter geschoben wurde, was deutlich daran zu erkennen war, daß die Höhe der Schlammlage mit fortschreitender Betonierung stets zunahm und am Ende der Baugrube über 0,50 m betrug, sodaß der Schlamm mit Schleppbaggern entfernt werden konnte. Bei diesem Bau wurden in 24 Stunden ununterbrochener Arbeit 100 bis 160 cbm Beton mittels Trichter versenkt und dazu waren beschäftigt 50 Arbeiter mit 4 Maurern an den Mischbänken (das Mischen des Betons geschah ohne Maschinen, mit der Hand), 10 Arbeiter mit 3 Zimmergesellen beim Herankarren des Betons und beim Bewegen des Trichters mit der Laufbrücke.

Allerdings ist auch zu beachten, daß bei großen Trichterlängen, also bei großen Wassertiefen, die Fortbewegung des Trichters auch größere Schwierigkeiten verursacht.

Zum Bau einer Ufermauer bei Holtenua (Kaiser Wilhelm-Kanal) hat man die Betonschüttung in drei Lagen, die unterste 1,3 m, die beiden anderen je 1 m stark, mittels dreier nebeneinander angeordneter Trichter bewirkt, die an einem zwischen Jochgerüsten laufenden Wagen befestigt waren (s. Fig. 40 u. 41, Taf. II). Die Betontrichter hatten beim Beginn der Schüttung eine Länge von 12 m und waren aus einzelnen kegelförmigen, aus Eisenblech hergestellten, Ringen zusammengesetzt, von denen die beiden unteren je 1 m, die folgenden je 0,7 m hoch waren, während der oberste etwa 3,5 m hohe Teil aus einem Stück bestand. Die obere Öffnung der Trichter hatte einen lichten Durchmesser von 0,8 m, die Wandungen besaßen einen Anlauf von $\frac{1}{30}$, sodaß sich für die untere Öffnung ein Durchmesser von etwa 2 m ergibt.

Die Trichter wurden mittels eines schwimmenden Dampfkranes eingesetzt, an den Wagen befestigt und konnten mittels Flaschenzügen gehoben und gesenkt werden.

Die Füllung der Trichter erfolgte mittels kleiner, etwa $\frac{2}{3}$ cbm fassenden, auf Schienen laufenden Wagen, die auf einem Gleise zum Trichterwagen gefahren, mittels Drehscheiben auf denselben aufgebracht, nach ihrer Entleerung auf der anderen Seite des Trichterwagens in gleicher Weise wieder heruntergeschafft und auf einem zweiten Gleise nach dem Betonbearbeitungswerk zurückgefahren wurden.

²⁵⁴) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 516.

Die einzelnen Betonschichten wurden in der vollen Ausdehnung der Mauer hintereinander fertig gestellt. War der Trichterwagen dabei an dem nördlichen Ende der Mauer angekommen, so wurde der bisherige unterste Ring durch Taucher entfernt, der Trichterwagen zum Südende der Mauer zurückgefahren und die Schüttung der neuen Schicht begann.

Die nach unten sich erweiternde Kegelform der Trichter zeigte sich für die Schüttung des zum unteren Teil des Betonkörpers verwendeten Trafsbetons aus 9 Raumteilen Grand und 5 Raumteilen Trafmörtel (1 Teil Trafs auf $\frac{2}{3}$ Teil Kalk auf 1 Teil Sand) recht vorteilhaft, da ein sehr gleichmäßiges Abfließen der Betonmasse erfolgte, selbst wenn die Trichterfüllung während der Nachtstunden gestanden hatte. Dagegen zeigte sich bei der Verwendung von Beton aus Cementmörtel (1:3), wie er für die oberen Teile der Mauer vorgesehen war, der Nachteil, daß, infolge der Erweiterung der Trichter nach unten, die absinkende Betonmasse, wohl wegen des schnelleren Abbindens des Cementmörtels, sich von der Innenwand des Trichters löste, worauf dann durch die so entstandene Fuge von unten Wasser in den Trichter aufstieg, den Beton aufweichte und ausspülte und dadurch zum plötzlichen Auslaufen brachte. Dieser Übelstand war beseitigt, sobald der Mörtel weniger schnell abbindend gemacht wurde, indem man ihm hydraulischen Kalk zusetzte und ihn in der Mischung 1 Teil Cement auf $\frac{1}{2}$ Teil Kalk und 4 Teile Sand herstellte. Über Nacht durfte er jedoch auch in dieser Mischung nicht stehen bleiben.²⁵⁵⁾

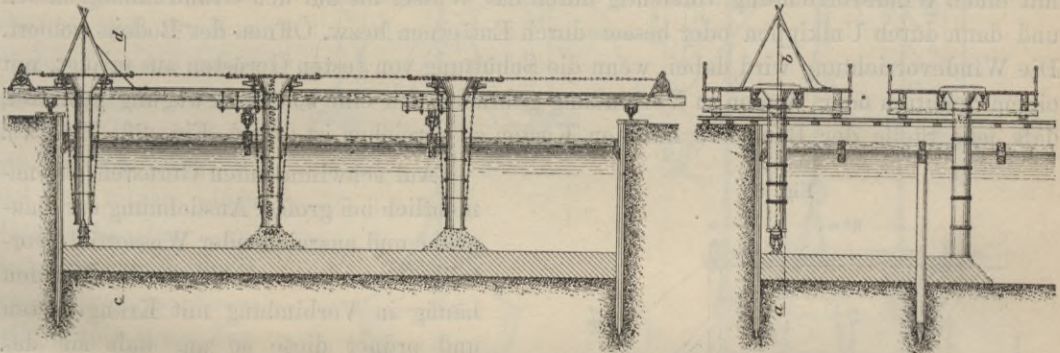
Bei der Betonierung der Fundamente zu den Kaimauern des neuen Hafens bei Straßburg folgten sich auf drei Wagen in 4 m Abstand 3 Holztrichter von abnehmender Länge und 0,9 auf 1,3 cm Querschnitt, sodafs die Betonierung in 3 Stufen gleichmäßig fortschritt. Beim Schluß der Arbeit wurden die Trichter vollständig geleert und beim Wiederbeginn vorsichtig mittels eines eisernen Rohres von unten auf wieder aufgefüllt.²⁵⁶⁾

Fig. 79 u. 80.

Trichterwagen zur Betongründung der Schleusen von der Oder-Kanalisation.

Fig. 79. Querschnitt nach a b.

Fig. 80. Längsschnitt nach c d.



Bei der Kanalisation der Oder²⁵⁷⁾ von Cosel bis zur Neissemündung erfolgte die Gründung der Schleusen auf Beton und zwar, nur mit Ausnahme derjenigen bei Groß-Döbern, wo in geringer Tiefe unter der Schleusensole Kalksteinfelsen anstand, durchweg zwischen Spundwänden, die entsprechend versteift waren, mit 6 Trichtern gleichzeitig, von denen je 3 auf einer gemeinschaftlichen Bühne aufgestellt wurden. Diese Bühne (s. Fig. 79 u. 80) bewegte sich auf 4 Schienen, von denen zwei neben den Spundwänden, zwei auf den Aussteifungsholmen angebracht waren, in der Richtung der Schleusenachse. Die Trichter selbst ruhten mit dem Kopfende auf kleinen Wagen, die senkrecht zur Schleusenachse verschiebbar waren, sodafs jeder Trichter in den ihm angewiesenen Raum zwischen Spundwand und Holm, bzw. zwischen den beiden Mittelholmen jeden Punkt erreichen konnte. Die 3 Trichter der vorderen Reihe schütteten die untere Schicht des Betons, die unmittelbar folgende zweite Reihe die obere Schicht. Um ein Ausspülen des Betons zu vermeiden, wurde bei Beginn der Arbeit durch einen kleinen, an einem Dreibock hängenden Kasten von 0,3 cbm Inhalt soviel Beton in die Trichter eingebracht, daß ein Kegel (s. Fig. 79) entstand, worauf die weitere Füllung durch einfaches Verstürzen des Betons aus den Karren in die Trichter erfolgte. Die Bewegung der Trichter quer zur Schleusen-

²⁵⁵⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 582, vergl. auch daselbst S. 437.

²⁵⁶⁾ Ott. Der neue Hafen bei Straßburg. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252.

²⁵⁷⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 490.

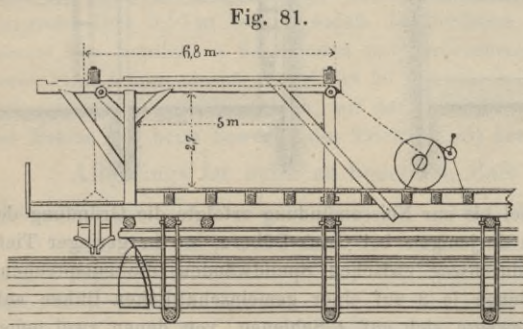
achse geschah durch die in Fig. 79 dargestellte Windevorrichtung, das Vorwärtsbewegen der Bühnen durch Hebel. Die Mischung des Betons erfolgte von Hand. Der Betrieb des Betonierens geschah ununterbrochen Tag und Nacht, wobei die Baustelle für letztere elektrisch beleuchtet wurde. Das Einbringen der 2500 cbm Beton wurde in 12 Tagen bewirkt. Die beschriebene Anordnung ist durch die Unternehmerfirma R. Schneider in Berlin getroffen worden.

Bei den Wehren erfolgte das Betonieren in gleicher Weise mit den durch die Grundrissgestaltung gebotenen Änderungen. 1 cbm Beton einschließlich aller Materialien kostete 20,5 M. Die Mischung bestand aus 1 Teil Cement, 3 Teilen Sand und 5 Teilen Kalksteinkleinschlag.

Abweichend von der gewöhnlichen Form der Schüttungstrichter hat man sie am unteren Ende nicht wagerecht abgegrenzt, sondern schräg entsprechend der Böschung der zu schüttenden Betonlage, sodass der Ausfluss des Betons nicht in der Höhe der Oberfläche, sondern längs der Böschungsfäche der bereits geschütteten Masse erfolgt. In dieser Weise wurde beim Bau der Charlottenburger Porzellan-Fabrik verfahren.²⁵⁸⁾

Für sehr tiefe Brunnengründungen hat der Franzose Jaudin einen Betontrichter angegeben, der, behufs leichter Handhabung, durch Prefsluft, welche das Wasser aus dem Innern verdrängt, trocken und schwimmend erhalten wird. Zu dem Zwecke trägt der Trichter oben eine kleine Luftschleuse, die aber nicht von Menschen bestiegen wird, sondern nur zum Einschleusen von Beton dient. Das bis 100 m lang gedachte Rohr hat am unteren Ende eine trichterförmige Erweiterung und kann, da es schwimmt, im Brunnen leicht verschoben werden.²⁵⁹⁾

b) Die Kasten oder Trommeln werden, nachdem sie mit Beton gefüllt sind, mit einer Windevorrichtung vorsichtig durch das Wasser bis auf den Grund hinabgelassen und dann durch Umkippen oder besser durch Entfernen bezw. Öffnen des Bodens geleert. Die Windevorrichtung wird dabei, wenn die Schüttung von festen Gerüsten aus erfolgt, mit einem Schlitten oder Wagen in Verbindung gebracht, der eine solche Bewegung gestattet, dass jede Stelle der Baugrube mit den Kasten zu erreichen ist (vergl. Fig. 23, Taf. V).



Auf schwimmenden Gerüsten, die namentlich bei großer Ausdehnung der Baugrube und ausreichender Wassertiefe vorteilhaft werden, setzt man die Winden häufig in Verbindung mit Krangerüsten und ordnet diese so an, dass sie das gleichzeitige Versenken mehrerer Kasten möglich machen (s. Fig. 81). Mitunter legt man auch von einem Schiff zum anderen Laufschienen, auf welchen die Winden hin und her bewegt werden können.

Bei den Hellingsbauten in Kiel hat man ein schwimmendes Versenkgerüst benutzt, an welchem zur Zeit 10 Kasten aufgehängt werden konnten, von denen jedesmal die Hälfte gleichzeitig hinabgelassen wurde, sodass ihr Inhalt fast wie eine einzige Masse anzusehen war. Man hoffte dadurch die Schlamm-bildung zu vermindern.

Die tägliche Leistung an diesem Gerüst ist im Mittel 110 cbm, die größte Leistung 156 cbm gewesen.

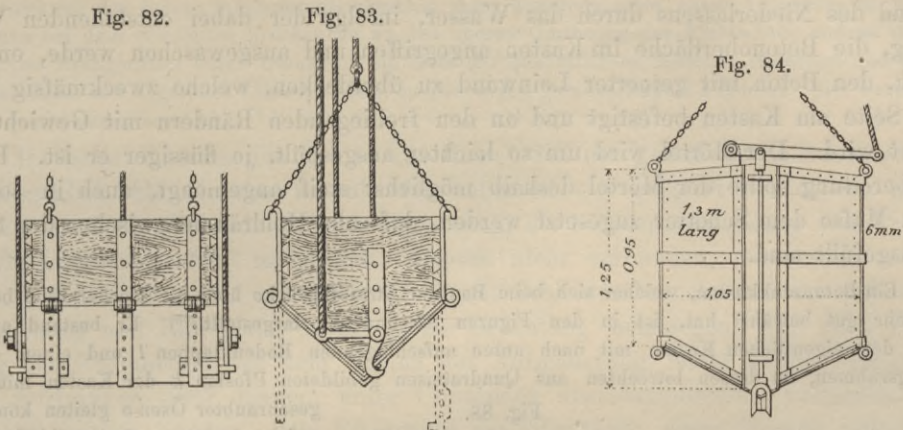
Von einem anderen für 6 Kasten eingerichteten Gerüst sind als größte Leistung bei Anstellung von 100 Arbeitern in 10 Arbeitsstunden 120 cbm Beton versenkt worden.²⁶⁰⁾

²⁵⁸⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1871, S. 12.

²⁵⁹⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 195 und Fortschritte d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 25.

²⁶⁰⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 70.

Fig. 82 bis 84. *Betonkasten von den Kieler Bauten.*



Bei den zum Umkippen eingerichteten Kasten entsteht noch leicht eine schädliche Auswaschung des Betons, wenn die Kasten geleert werden. Mehr zu empfehlen sind daher die Kasten mit beweglichem Boden (vergl. Fig. 82 bis 86), die mitunter auch wohl eine solche Einrichtung erhalten, daß der Kasten durch das Aufstossen seines Bodens auf den Grund der Baugrube geöffnet wird.

Fig. 82 und 83 zeigen einen Betonsenkasten mit Bodenklappen, die durch einen Haken geschlossen und mittels einer Zugleine gelöst werden. Nach der in Fig. 84 dargestellten Anordnung werden die Bodenklappen durch lotrecht geführte, über Ansätze greifende Riegel festgestellt und durch Heben dieses Riegels geöffnet. Bei den Kieler Bauten sind solche Kasten mit $\frac{3}{4}$ cbm, später

Fig. 85 u. 86. *Betonkasten vom Bau der Harburger Elbbrücke.*

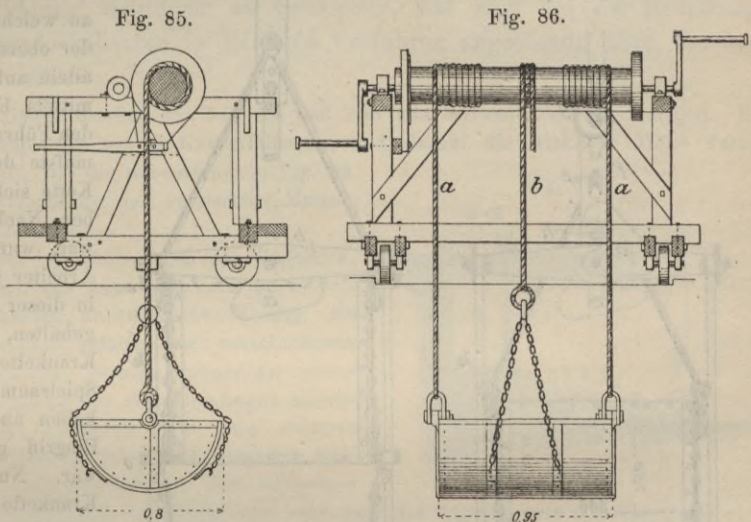
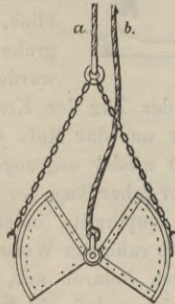


Fig. 85 a.



mit $1\frac{1}{2}$ cbm Fassungsraum benutzt worden.²⁶¹⁾ Fig. 85, 85 a u. 86 zeigen einen halbcylindrischen, aus 5 mm starkem Eisenblech gefertigten Kasten vom Bau der älteren Harburger Elbbrücke, dessen beide Hälften um Bänder drehbar sind. Der Kasten wird an dem Tau *b* hinabgelassen und, unten angekommen, durch Anziehen der Ketten mittels des Seiles *a* geöffnet (s. Fig. 85 a). Der Inhalt beträgt 0,23 cbm.²⁶²⁾

²⁶¹⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 505.

²⁶²⁾ Kleine, beim Bau der Linkstraßen-Brücke in Berlin angewandte Klappkasten von 0,04 cbm Fassungsraum sind dargestellt in der Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 303. — Vergl. auch die Mitteilung über den Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251.

Um beim Versenken von Beton in Kasten oder Trommeln zu vermeiden, daß während des Niederlassens durch das Wasser, infolge der dabei entstehenden Wirbelbildung, die Betonoberfläche im Kasten angegriffen und ausgewaschen werde, empfiehlt es sich, den Beton mit geteerter Leinwand zu überdecken, welche zweckmäßig an der einen Seite am Kasten befestigt und an den freiliegenden Rändern mit Gewichten beschwert wird. Der Mörtel wird um so leichter ausgespült, je flüssiger er ist. Für die Betonbereitung sollte der Mörtel deshalb möglichst steif angemengt, auch in so reichlichem Maße dem Schotter zugesetzt werden, daß alle Hohlräume zwischen den Steinen gut ausgefüllt sind.

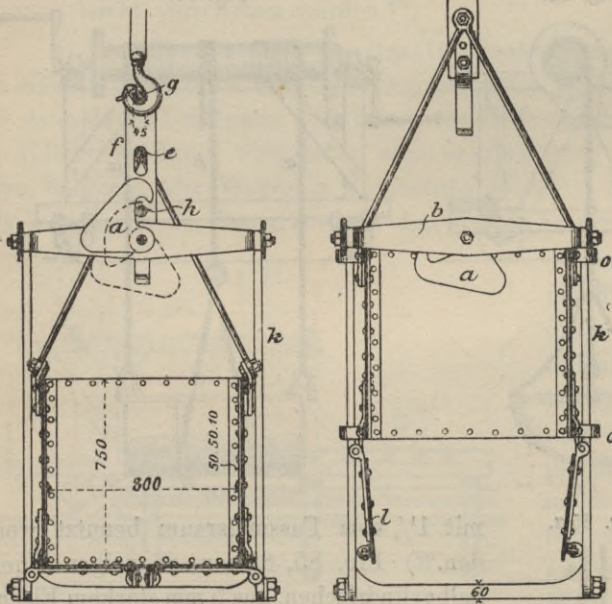
Ein Betonsenkkasten, welcher sich beim Bau der Straßenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg sehr gut bewährt hat, ist in den Figuren 87 und 88 dargestellt.²⁶³⁾ Er bestand aus zwei Teilen: dem eigentlichen Kasten mit nach unten aufschlagenden Bodenklappen *l* und einem eisernen Führungsrahmen, an dessen lotrechten aus Quadrateisen gebildeten Pfosten *k* der Kasten mittels angeschraubter Ösen *o* gleiten konnte und auf dessen unteren Querverbindungen die freien Enden der Bodenklappen im geschlossenen Zustande des Kastens mittels kleiner Rollen ihre Unterstützung fanden. Je nachdem nun der Zug der Krankette, an welche die ganze Vorrichtung mittels der obersten Achse *g* aufgehängt wurde, allein auf den Kasten wirkt oder vermittels Einhängung des Hakens *a* auf den Führungsrahmen übertragen wurde, mußte der Kasten beim Anziehen der Kette sich öffnen oder geschlossen bleiben. Nachdem daher ein Kasten beladen war, wurde der Haken *a* von einem Arbeiter über die Achse *h* gedreht und in dieser Lage so lange von Hand festgehalten, bis durch das Anheben der Krankette der Aufhängebügel *f* um den Spielraum seiner länglichen Öse gehoben und dadurch der Haken *a* zum Eingriff gegen die Achse *h* gebracht war. Nunmehr konnte der Zug der Krankette lediglich auf den Führungsrahmen ausgeübt werden, sodaß der Kasten in geschlossenem Zustande verblieb, während er gehoben über die Baugrube gebracht und dort abgesenkt wurde. Sobald aber der Führungs-

Fig. 88.

Betonsenkkasten.

M. 1:30.

Fig. 87.



rahmen auf den Boden der Baugrube aufstieß und der Zug der Krankette nachließ, senkte sich der obere Bügel *f* vermöge seines Eigengewichtes wieder um das Maß der Ösenlänge und der Haken *a* schnappte selbstthätig aus. Wenn nun die Krankette wieder angezogen wurde, wirkte der Bügel vermittels der Achse *e* lediglich auf den Betonsenkkasten, der daher längs der Führungseisen *k* bis zum Anstoßen an die oberen Flacheisen *b* des Führungsrahmens emporglitt, indem gleichzeitig die Bodenklappen allmählich nach unten sich öffneten, sodaß der Beton in ruhigster Weise zur Ablagerung gelangte. Diese Betonsenkkasten zeichnen sich vor ähnlichen Vorrichtungen dadurch aus, daß die Mannschaft den Kasten nicht eher öffnen kann, als bis er unten aufgestoßen ist, sodaß ein freies Fallen des Betons durch das Wasser ausgeschlossen ist. Der Inhalt der Kasten betrug 0,75 cbm, sie wogen mit Rahmen 600 kg und sind zum Preise von 288 M. von der Maschinenfabrik G. Koeber in Harburg geliefert worden.

Sobald aber der Führungs-

²⁶³⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 353 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 24.

Die Schlamm-Bildung während der Betonierung soll außerordentlich gering gewesen sein. Um die Versenkung des Betons möglichst gleichmäßig unter Erzielung eines guten Verbandes zu bewirken, hatte man bei dem erwähnten Brückenbau an den oberen Gurtungen der Pfahlwände und an den Querholmen des Krangerüsts durch Ölanstrich ein Netz mit quadratischen Maschen festgelegt und zuerst in den Querreihen mit ungeraden Zahlen, sodann in denen mit geraden Zahlen betonierte. Der beabsichtigte Zweck wurde damit erreicht.

Da beim Schütten des Betons aus Kasten bei der gewöhnlichen Schüttweise auf der Baugrubensohle einzelne Betonhaufen nebeneinander gelagert werden, so gestaltet sich die Oberfläche der Schüttung weniger eben, als bei der Anwendung von Trichtern. Ein wesentlicher Nachteil ist hiermit indessen nicht verbunden, namentlich nicht für die unteren Schichten und selbst für die oberen Schichten braucht man der vollständigen Ausgleichung und Einebnung keine große Bedeutung beizulegen, weil nach Trockenlegung des Betonbettes, vor dem Beginn der Aufmauerung, leicht kleine Unebenheiten durch Aufbringen einer dünnen, unter Umständen abzustampfenden, Betonschicht ausgeglichen werden können. Die Einebnung der Oberfläche unter Wasser mittels gußeiserner, an hölzernen Stangen befestigten Scheiben ist kaum anzuraten und jedenfalls mit großer Vorsicht vorzunehmen, da das Wasser dabei leicht zu stark bewegt und dadurch der Mörtel ausgewaschen wird.

Um die Schlamm-Bildung thunlichst zu vermeiden, hat man bei der Schüttung aus Kasten für die Trockendocksbauten in Kiel ein Verfahren angewandt, über welches Rechter²⁶⁴⁾ Folgendes anführt:

Die Betonierungen erhielten Stärken von 1,6, 1,8 und 2 m und bestanden aus je 2 Lagen. Es wurde zunächst die erste Schüttlage aus 3 Kastenfüllungen und darauf die wirkliche Höhe durch weitere 2 Füllungen hergestellt, wie die nebenstehende Fig. 89 zeigt. Es ist in dieser die Reihenfolge der versenkten Massen durch laufende Nummern bezeichnet.

Dieses Verfahren verdient jedenfalls gegen das Verfahren, die erste Lage zunächst durch das ganze Bauwerk zu treiben und darauf die zweite nachzuholen, unbedingt den Vorzug. Es wird durch die rasche Aufeinanderfolge der verschiedenen Schüttungen, die für eine gewisse Strecke immer an einem Tage erfolgte, eine gute Verbindung der einzelnen Lagen sichergestellt, was bei dem anderen Verfahren nicht ohne weiteres angenommen werden kann; außerdem stehen der gänzlichen Entfernung des Betonschlammes, welcher sich vor dem äußersten Schüttungsfuß zusammenschiebt, keinerlei Schwierigkeiten entgegen. Ist dagegen erst ein festes, aus einzelnen Hügeln bestehendes Betonbett durch die erste Lage gebildet, so wird sich bei der zweiten Lage entstehende Schlamm in den Vertiefungen festsetzen und sehr schwer durch Baggerung zu entfernen sein, wobei außerdem eine Beschädigung des abbindenden Betons eintreten kann.

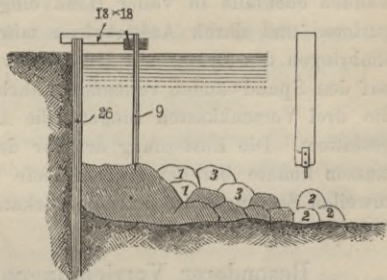
Die ganze Betonstärke auf einmal herzustellen, ist hierbei auch nicht ratsam, weil sich in diesem Falle eine zu hohe Böschung bildet und durch das Herabrollen der einzelnen Steine auf ihr eine bedeutende Schlamm-Bildung eintreten würde. Diese erfolgt nämlich hauptsächlich bei der Entleerung der Kasten, daher wurde hierauf ganz besondere Sorgfalt verwandt.

Es durfte die Entleerung nicht eher erfolgen, als bis durch das Loswerden der Ketten das Aufstehen der Kasten mit den Spitzen auf der bereits erfolgten Schüttung unzweifelhaft angezeigt war.

Während der Versenkung der Kasten durch die über der Sohle befindliche Wassermasse wird bei sorgsamer Behandlung nur eine sehr unbedeutende Mörtelmasse ausgespült, was durch das Wiederaufziehen verschiedener Füllungen festgestellt wurde.

Es wurde aber darauf geachtet, daß jeder Kasten einen ordentlich abgerundeten Haufen enthielt und außerdem die erste Senkung ins Wasser nicht zu hastig erfolgte, wodurch die Entfernung der im Beton eingeschlossenen Luft ganz allmählich stattfand.

Fig. 89.



²⁶⁴⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 507.

Wird dagegen die erstgenannte Vorsicht unterlassen oder ein Kasten nur teilweise gefüllt, so ist durch das plötzliche Eintreten des Wassers über den oberen Kastenrand ein bedeutendes Auswaschen des Mörtels die unausbleibliche Folge.

Die Schüttung in voller Höhe hat ihre Berechtigung für schmale langgestreckte Betonkörper, wie sie bei Kaimauerfundamenten zwischen Spundwänden oder bei der Herstellung von Fangdämmen vorkommen. Man verfährt dabei in der Weise, daß man an dem einen Ende des zu schüttenden Betonkörpers beginnend, diesen an dem unfertigen Ende zu einer flachen Böschung auslaufen läßt, deren obere Kante bis über Wasser reicht und dann durch vorsichtiges Aufbringen des Betons auf den Kopf der Böschung die Schüttung allmählich weiter treibt. Der dabei sich bildende Mörtelschlamm sammelt sich am Fuß der Böschung und muß fortlaufend entfernt werden. Als Beispiele dieser Ausführungsweise können die beiden nachstehenden angeführt werden.

1. Die Betonierung des 0,9 m breiten und 2 m hohen Fangdammes für die Kaimauer zu Gaarden bei Kiel²⁶⁵, die gleichzeitig als Unterstützung des hinteren Teiles der Kaimauer diente und auf der 3 m starken, zwischen den Spundwänden mittels Kasten eingebrachten, Betonsohle aufsaß, begann an dem einen Ende der Baugrube, wo der Beton bis zur Oberfläche des Wassers geschüttet wurde und dabei am vorderen Ende unter einem Böschungswinkel von etwa 30° abfiel. Sobald der Beton aus dem Wasser herausragte, wurden die mit Beton gefüllten Karren einfach auf den vorderen Teil des aus dem Wasser hervorragenden Betonkörpers ausgeschüttet und das Eigengewicht des Betons sowohl, als auch eine geringe Nachhilfe durch zwei Arbeiter, welche die Haufen langsam bis an das Wasser mit Schaufeln herandrückten, genügten zur sanften Abrutschung unter das Wasser, sodaß ein folgender Haufen den vorhergehenden sehr langsam zwischen den Wänden vorwärts schob. Die Schlamm-Bildung war eine geringe.

2. Bei der auf Beton gegründeten Kaimauer der neuen Hafenanlagen in Bremen²⁶⁶ wurde die 7 m hohe Betonschicht zwischen zwei in einem Abstände von 6,3 m voneinander geschlagenen Spundwänden ebenfalls in voller Höhe eingebracht. Sobald eine Strecke von 50 m der Baugrube von vergüteten und durch Ankerbolzen miteinander verbundenen Spundwänden eingefast war, begann das Einbringen des Betons mit Hilfe eines Versenkgerüsts (s. Fig. 3 u. 4, Taf. III), welches sich auf einer, auf den Spundwänden ruhenden Fahrbahn bewegte und mit Hilfe der drehbaren Ausleger, an welchen die drei Versenkkasten hingen, die Ausführung einer mit 1:3 nach vorn geneigten Lagenschüttung gestattete. Die Entfernung der vor der 7 m hohen Böschung sich ablagernden bedeutenden Schlamm-massen konnte bei der großen Tiefe nur mit Sackbaggern und nicht mit Pumpen erfolgen, wodurch zuweilen Störungen im Betriebe vorkamen. In 10 Arbeitsstunden wurden etwa 80 cbm Beton auf diese Weise versenkt.

Besonderer Vorrichtungen zur Bereitung, Versenkung und Erhärtung des Betons bedarf es, wenn eine Betonierung bei Frostwetter zur Ausführung kommen muß, wie dies bei der Gründung eines Brückenpfeilers und eines in das Wasser hineingebauten Güterschuppens im Hafen von Helsingfors der Fall war, wo diese Arbeiten im Monat Februar bei -20° C. erfolgten.

Über der Baugrube wurde ein auf sechs Rollwagen ruhender und auf ihnen beweglicher Schuppen von 6 m Breite und 8 m Länge errichtet, der mittels zweier Coaksöfen geheizt werden konnte. Der hier bereitete Beton wurde durch Klappen in die Baugrube versenkt, welche durch an den Schuppenwänden bewegliche Schützen vor Frost geschützt wurde. Außerdem dichtete man während der Betonversenkung die Seitenwände in der jeweiligen Stellung gegen den Erdboden mittels Holzwohle und Bastmatten ab. Auch das Betonbett selbst wurde während des Erhärtens abgedeckt und geschützt und der Raum in der Baugrube durch ein hindurch geleitetes Dampfrohr erwärmt.²⁶⁷

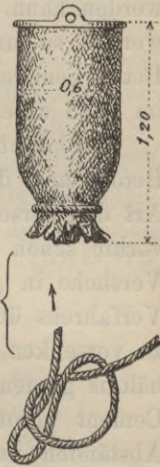
²⁶⁵) Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 17.

²⁶⁶) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 440.

²⁶⁷) Eine ausführliche Beschreibung der Ausführung in: Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 517 nach Tekniska föreningens i Finland förhandlingar 1895.

c) Betonversenkung in Säcken. Bei der Versenkung des Betons in Säcken sind zwei Ausführungsweisen zu unterscheiden. Bei der einen, der älteren, werden die mit Beton gefüllten Säcke am Boden der Baugrube geöffnet und nach ihrer Entleerung wieder hochgezogen, um von neuem benutzt zu werden. Im allgemeinen scheint diese Art der Betonversenkung nur für kleinere Bauausführungen geeignet. In größerem Umfange hat man sie beim Bau der Futtermauern für die Hafenerweiterungen bei Oberlahnstein angewandt.²⁶⁸⁾ Die Handhabung des in Fig. 90 dargestellten Sackes an einem Seile mit Flaschenzug und mit dünner Zugleine an einer Schleife (s. die Figur) zum Öffnen unter Wasser soll recht bequem und die Schlamm- bildung gering gewesen sein. Der Sack bestand aus doppeltem Segelleinen, der obere Bügel aus Rundenisen.

Fig. 90.



Bei der zweiten Ausführungsweise werden die mit Beton gefüllten Säcke fest geschlossen und in diesem Zustande auf dem Baugrunde abgelagert. Die Säcke werden aus durchlässigem Stoff hergestellt, so- dafs der durch den Stoff dringende Mörtel die Betonsäcke zu einem einzigen festen Block verbindet. Hier hat man offenbar den Vorteil, dafs eine Auswaschung des Betons so gut wie ausgeschlossen ist und dafs bei seiner festen Umhüllung durch die Säcke eine weitere Umschließung des Betonbettes durch Spundwände oder dergl. nicht erforderlich wird. Beispiele von Bauten, bei denen diese Art der Betonversenkung in grossem Umfange angewendet wurde, sind die Molen im Vorhafen von Sunderland in England²⁶⁹⁾, die auch in anderer Beziehung manches Bemerkenswerte darbieten, ferner einige Molen im Hafen von Bilbao²⁷⁰⁾ (vergl. § 28 unter 2. a.)

In eigenartiger Weise ist die Versenkung des Betons in Säcken beim Bau des ganz aus Beton hergestellten Wellenbrechers bei Newhaven in England ausgeführt.²⁷¹⁾ Wir entnehmen der genannten Quelle über dieses Bauwerk das Folgende:

Da der Meeresstrand mit grobkörnigem, zum Ersatz von Steinschotter geeigneten, Kies bedeckt ist, so entschlofs man sich, den Pier gänzlich aus Beton aufzuführen. Zu den Fundamenten wurde der Beton in einer Mühle bereitet, aus deren Mischtrommeln er unmittelbar in die Schiffe fiel, welche ihn bei eingetretener Flut zur Verwendungsstelle brachten. Dasselbst geschah das Versenken in einer sehr eigenartigen Weise. Jedes Schiff war ähnlich einem Baggergut-Förderschiff mit beweglichen Bodenklappen versehen und wurde vor Verladung des Betons im Innern völlig mit einem Tuch von Sackleinwand ausgekleidet. Nach erfolgter Anfüllung des Schiffsraumes mit Beton schlägt und näht man über der Oberfläche desselben die überhängenden Teile des Tuches zusammen, so dafs die ganze Masse (etwa 30 cbm) sich nunmehr in einem groszen geschlossenen Sacke befindet. So an der Verwendungsstelle angekommen, werden die Bodenklappen gelöst und die Ladung gleitet, in Leinwand eingehüllt, im Zusammenhange in die Tiefe. Es wurden nun soviele Säcke versenkt, bis die Masse den Höhestand der Ebbe erreichte. Die Abgleichung des Fundamentes erfolgte alsdann durch Auftragen von Beton, welcher aus herangefahrenen Schiffen ohne Bodenklappen ausgekarrt wurde. — Auf dem fertigen Fundament wurde der Pier nun weiter mittels eines Holzgerüstes hergestellt, welches das Lichtprofil des Piers umrahmte und mit dem einen Ende sich an den bereits vollendeten Teil des Piers anschlofs. Dieses Gerüst, welches nach und nach von unten nach oben mit gehobelten Bohlen bekleidet ward, diente als Lehre für den einzubringenden Beton, welcher an der Wurzel des Piers mit der Hand bereitet und auf vier Hundesträngen auf das Gerüst gefahren und dann ausgekippt wurde. In Schichten von etwa 0,5 m Höhe wurde die Masse ausgeglichen, dann setzte man neue Bohlen auf und fuhr so fort, bis die Pierkrone erreicht war.

²⁶⁸⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 509 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 26.

²⁶⁹⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 254; 1885, S. 70 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 26.

²⁷⁰⁾ Ann. des ponts et chaussées 1898, I. S. 448.

²⁷¹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 308 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 27.

d) Versenkung halbabgebundenen Betons. Der englische Ingenieur Kinipple²⁷²⁾ umgeht die kostspieligen und zeitraubenden Einrichtungen, welche den Beton beim Versenken gegen Auswaschung schützen sollen, dadurch, daß er den mit möglichst wenig Wasser angemengten Beton nicht sofort nach seiner Zubereitung versenkt, sondern damit so lange wartet, bis der Beton angefangen hat abzubinden, sodafs er ohne Gefahr des Ausspülens, in vielen Fällen sogar frei durchs Wasser geschüttet werden kann. Die dem Wasserangriff ausgesetzten Stellen des so geschütteten Betons werden so lange durch starkes Segeltuch oder andere Umhüllungen geschützt, bis der Beton genügend erhärtet ist, um blofsgelegt werden zu können. Beispiele hierfür siehe in § 28 unter 2. b.

e) Betonbereitung unter Wasser. Zur Vermeidung der Auswaschung des Betons und der damit verbundenen Schlamm- und Sandbildung, wie sie bei der meist üblichen Art der Versenkung durch Trichter oder Kasten mehr oder weniger stattfindet, hat der vorhin schon erwähnte englische Ingenieur Kinipple, nachdem er sich vorher durch Versuche in gröfserem Mafsstabe von der Ausführbarkeit seines beabsichtigten neuen Verfahrens überzeugt hatte, den Weg eingeschlagen, statt den fertig gemischten Beton zu versenken, nur den Schotter, Kies und Sand in einfachster Weise, im richtigen Verhältnis gemengt, in die Baugrube zu bringen und diesen Betonbestandteilen den reinen Cement gesondert durch Standröhren zuzuführen. Werden die Röhren in passenden Abständen und Tiefen eingesetzt und wird der Cement dann in möglichst ununterbrochenem Strome eingebracht, so dringt er unter dem Druck der auf ihm ruhenden Cementsäule in alle Hohlräume der Kies- und Sandschüttung ein und stellt mit dieser einen festen Beton her. Näheres über dieses Verfahren siehe § 28 unter 2. c. Über seine Anwendung zur künstlichen Verbesserung von Kies- und Sandboden vergl. § 3, S. 23 u. 24.

3. Beim Einbringen des Betons im Trockenem ist eine Dichtung durch Stampfen oder Walzen erforderlich. Walzen können vielfach des beschränkten Raumes wegen nicht benutzt werden und mit Handrammen ist auch bei der peinlichsten Aufsicht nur schwer eine gleichmäfsige Bearbeitung der einzelnen aufzubringenden Schichten möglich, deshalb wurde z. B. beim Bau der neuen Hafenanlagen zu Bremen zum Dichten des aus 1 Teil Portlandcement und 10 Teilen grobkörnigem Sande hergestellten Sandbetons, welcher zur Ausfüllung der in dem Ziegelmauerwerk der Kaimauern ausgesparten kastenförmigen Hohlräume diente, eine vom Unternehmer Vering zu diesem Zweck eigens zusammengestellte Betonstampfmaschine²⁷³⁾ benutzt, die sich durchaus bewährt hat.

Die Betonstampfmaschine (s. Fig. 1 u. 2, Taf. III) besteht aus einem auf einem Gleise laufenden Gerüst, in welchem drei Stampfen mit wellenförmigen unteren Flächen nebeneinander hängen, die mittels eines durch 4 Mann zu bedienenden Windwerkes, versehen mit Hebelverbindungen, Mitnahmescheiben und Ausrückvorrichtungen, 0,3 m von der Betonoberfläche abgehoben werden und dann kurz hintereinander frei herabfallen. Das Fallgewicht dieser Stampfen betrug 60 bis 120 kg bei 0,2 bis 0,4 qm Grundfläche. Gleichzeitig wurde, nach jedesmaligem Anheben und Fallen der drei Stampfen, durch eine Verbindung des Windwerkes mit einer Laufachse des Gerüsts, eine Vorwärtsbewegung der ganzen Vorrichtung bewirkt.

Der Beton wurde in Lagen von 30 cm Stärke ausgebreitet und die Stampfmaschine ging fünfmal in beiden Richtungen, im Ganzen also zehnmal über die Schichten hinweg, wodurch ihre Stärke

²⁷²⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 196 (nach den Nouv. ann. de la constr. 1887, Dez. S. 187) und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 29.

²⁷³⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 441.

auf etwa 25 cm zusammengedrückt wurde. Die Täler der wellenförmigen Oberfläche wurden dann bei der obersten Schicht mit dem gleichen Beton gefüllt und nochmals mit kleinen Handstampfen bearbeitet und abgeglichen. Der gefüllte Kasten blieb 24 Stunden stehen und erst dann wurde Wasser auf den Beton gepumpt und etwa 8 Tage dauernd auf ihm erhalten.

Die wellenförmig hergestellte Unterfläche der Stampfen war das Ergebnis langer Versuche, die darauf ausgingen, den zuerst bei Anwendung von Stampfen mit ebenen Unterflächen auftretenden, Übelstand, daß der Beton beim Herabfallen der Stampfen seitwärts auswich und nur wenig verdichtet wurde, zu beseitigen, was denn auch mit der wellenförmigen Unterfläche und bei nur geringem Wasserzusatz während der Mischung des Betons vollständig erreicht wurde.

4. Die Kosten des Betons, welche in Deutschland früher wesentlich höher waren als die des Mauerwerks, haben mit den Vervollkommnungen in der Bereitung und besonders durch die weniger ängstliche Auswahl der Zuschlagbestandteile sich mit der Zeit sehr vermindert. Als Anhaltspunkte für die nach den Zeit- und Ortsverhältnissen sehr verschiedenen Preise geben wir nachstehend (vergl. auch § 28 unter 5.) einige Beispiele:

Die Kosten des Betonfundamentes für die Elbbrücke bei Wittenberg auf der Wittenberg-Haller Eisenbahn (erbaut 1857/58) werden f. d. Schachtrute Betonfundament zu 240,50 M. (f. d. cbm 54,30 M.) angegeben.²⁷⁴⁾ Die Einzelpreise, auf 1 cbm bezogen, sind folgende:

Bereiten, Befördern, Versenken des Betons, Ausgleichung der Fundamentoberfläche, Herstellung der Rüstungen	M. Pf.	9 50
Bruchsteine	6 70	
Zerschlagen der Steine, ihre sowie des Sandes, welcher aus dem Elbbett gewonnen wurde, Beförderung nach dem Maschinenhause	2 20	
Cement frei Berlin	M. 21,20	
Beförderung, Auf- und Abladen „ 1,00	}	22 60
Ausbesserung schadhafter Fässer „ 0,40		
Werkzeuge und Geräte (Senkkasten, Förderwagen u. s. w.) . . .	1 50	
Maschinenhaus, Dampf-, Mörtel- u. Betonmaschinen, Versuche u. s. w.	12 40	
f. d. cbm fertiges Betonbett	54 90	

Für die im Jahre 1875/76 erbaute Ruhrbrücke bei Düssern stellten sich die Kosten folgendermaßen:²⁷⁵⁾

0,45 cbm Steinschlag, einschließlich des Transports aus dem Schiffe nach dem Lagerplatz	M. Pf.	2 82
0,405 „ Kies	1 03	
0,3 „ Trafs	5 51	
0,3 „ Kalkpulver	3 12	
0,3 „ Sand	1 27	
Mörtelbereitung	— 95	
Betonbereitung und Versenkung	3 —	
1 cbm Beton kostet also	17 70	

Die Miete für den Betontrichter u. s. w. berechnet sich zu etwa 30 Pf. f. d. cbm. Die Laufbahneinrichtung ist nicht mit berechnet, weil sie auch zu anderen Arbeiten gedient hatte und deshalb hier keine besonderen Kosten veranlaßt.

Bei der Donaubrücke der Ofen-Pester Verbindungsbahn²⁷⁶⁾, welche mittels Druckluft gegründet ist, haben die Kosten für Beton aus Schotter und Cementmörtel f. d. cbm betragen:

An Arbeitskraft im Mittel	M. Pf.	4 03
an Material „ „	16 —	
an Werkzeugen „ „	— 95	
zusammen	21 25	

und die des Fundamentmauerwerkes etwa 17 M. f. d. cbm.

²⁷⁴⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 339.

²⁷⁵⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 594.

²⁷⁶⁾ Dasselbst 1877, S. 46.

Bei den Wümmebriicken auf dem nördlichen Teil der Venlo-Hamburger Bahn zwischen Bremen und Harburg haben die Kosten der Brunnenbetonierung f. d. cbm Beton etwa wie folgt sich gestellt:

	M.	Pf.
1 cbm Steinbrocken	7	—
¹ / ₈ „ gelöschter Kalk zu 25 M.	3	10
¹ / ₈ „ Cement zu 100 M.	12	50
¹ / ₂ „ Sand zu 6,75 M.	3	40
an Material	26	—
Arbeitslohn für Betonbereitung und Versenkung ausschließlich Geräte	3	75
Rüstungen und Geräte rd.	1	25
zusammen	31	—

Aus der Preistabelle über die Hellingsbauten bei Kiel²⁷⁷⁾ entnehmen wir folgende Angaben:

- (1871) Granit und Ziegelschotter f. d. cbm von 9,50 bis 11 M.
- (1871/72) Cement f. d. Tonne von 187,5 kg netto von 8,80 bis 10,30 M.
- (1873) desgl. 14,10 M.
- (1872/73) Anfertigen und Versenken des Betons einschliesslich Schlammabgarn, jedoch ohne die Unterhaltung der Maschinenanlage 3,37 bis 5,70 M.
- (1872/75) Abbrechen von festem Beton 8 bis 10,50 M.
- (1875) Tuffstein f. d. Last (= 2000 kg) 50,76 M.
- „ Trafsmehl f. d. cbm (= ¹/₂ Fafs) 30,63 M.
- „ Gelöschter Kalk f. d. cbm 23,80 M.
- „ Cementbeton mit Mörtel von 1:2,5 bis 1:1,4 ohne Bereitung und Versenkung f. d. cbm 20,60 bis 31,56 M.
- „ Trafsbeton mit Mörtel von 1:1:1 desgl. 22,61 M.

Beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg²⁷⁸⁾ betrug die Herstellung und Versenkung des Betons, ausschliesslich der Materialien, Gebäude und Maschinen, aber einschliesslich der Miete und Bedienung der Fahrzeuge:

Bei den Stropfteilern	6,08 M. f. d. cbm
„ „ Landpfeilern	8,57 „ „ „ „

§ 18. Herstellung und Ausheben der Baugrube. 1. Wird die Tiefe der Baugrube durch die Sohlenlage des Fundamentes oder dessen Schutzwerke bestimmt, so ergibt sich ihr Umfang aus der Ausdehnung des Grundmauerwerks und aus der gewählten Gründungsart, ist daneben aber von den Boden-, Wasser- und anderen örtlichen Verhältnissen abhängig.

Bei manchen Gründungsverfahren wird die Baugrube auf den zum Tragen des Grundmauerwerks erforderlichen Raum eingeschränkt, z. B. bei Gründungen mittels Brunnen, auf Beton und bei Druckluftgründungen; bei anderen Verfahren, namentlich bei solchen Gründungen im Wasser, bei welchen man die Baugrube nach vorheriger vorläufiger Umschließung trocken legt, um die weiteren Arbeiten zu Tage ausführen zu können (z. B. bei Rostgründungen), wird die Baugrube in der Regel gröfser als das eigentliche Fundament gemacht, um innerhalb der Umschließungen noch Raum zur Aufstellung von Arbeitsmaschinen, zur Herbeischaffung von Baustoffen und zu ähnlichen Zwecken zu gewinnen (Fig. 1 u. 2, Taf. V).

Wie weit man hierin zu gehen hat, hängt von den besonderen Verhältnissen ab. Kommen gröfsere Rammarbeiten innerhalb der freigelegten Baugrube vor, so pflegt man wohl in der Sohle einen Raum von 1,5 m rings um das eigentliche Fundament bis zu den Umschließungswänden frei zu lassen. Häufig geht man hierin aber auch weiter und vereinigt selbst die zu mehreren Fundamenten nötigen Ausgrabungen zu einer

²⁷⁷⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 71.

²⁷⁸⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 354.

Baugrube. So hat Perronet die Baustellen für mehrere Brückenpfeiler gemeinschaftlich mit Fangdämmen umschlossen. Solche über das unbedingte Erfordernis hinausgehende Erweiterung bietet zwar manche Erleichterungen in der Anordnung und dem Fortgang der Arbeiten, hat aber auch den großen Nachteil, den Wasserzudrang und damit die Kosten des Wasserschöpfens zu vermehren. Deshalb ist man andererseits bei großen Baugruben, z. B. für Schleusenkammern, für lange Brückenpfeiler, Futtermauern u. s. w. darauf bedacht, sie in mehrere Abteilungen zu zerlegen und diese nacheinander in Angriff zu nehmen. Die Wasserschöpfung dauert dann kürzere Zeit und der Boden wird weniger aufgelockert. Die Verbindung der einzelnen Grundbauteile wird dabei indessen schwierig, weshalb ein solches Verfahren nicht immer zulässig ist.

Je tiefer man bei Vorhandensein von Grundwasser die Grube von vornherein aushebt, desto stärker wird der Wasserdruck und Andrang. Bei losem Boden pflegt man daher die Sohle anfangs höher stehen zu lassen und erst mit dem Fortgang der Arbeiten nach Bedürfnis tiefer zu gehen.

Die Neigung der Böschungen, welche die Baugrube umschließen, richtet sich nach der Beschaffenheit des Erdreiches (vergl. Abt. 2 dieses Bandes, Kap. III). Häufig ist man in der Ausdehnung der Baugrube durch die

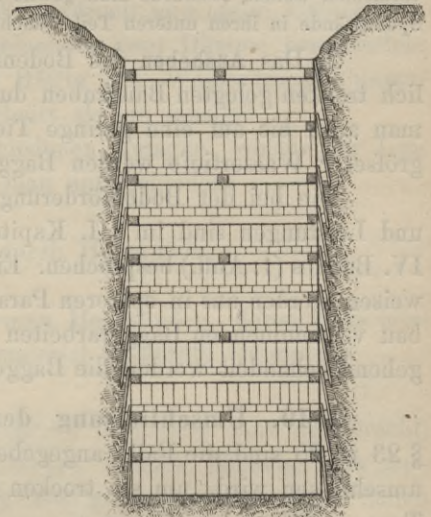
Örtlichkeit beschränkt, oder es empfiehlt sich, der Kostenersparung wegen, die Seitenwände steiler herzustellen, als die unbedeckte Erdart es zuläßt, oder der Boden wird an den Böschungen infolge des Wasserzudranges weniger standfähig und bedarf eines besonderen Schutzes. In solchen und ähnlichen Fällen ist es gebräuchlich, die Seitenwände der Baugrube ganz oder teilweise mit Brettern und Bohlen zu verschalen und durch Pfähle und Verstrebungen oder Verankerungen und Spreizen oder Schraubensteifen zu stützen.²⁷⁹⁾ Die

Schalbretter werden dabei wagerecht (wagerechte Zimmerung) oder lotrecht (lotrechte Zimmerung) gestellt; letzteres geschieht vorzugsweise bei beweglichem Boden, wie Tribsand und dergl., und führt nicht selten zur Anwendung von gespundeten Bohlen, die dann häufig in ihren unteren Teilen noch durch Gurtungen und Zangen verstärkt werden. Bei größeren Tiefen kann eine regelrechte Schachtzimmerung erforderlich werden (s. Fig. 91). Die hierbei, sowie beim Stollenbau vorkommenden Arbeiten, welche ausnahmsweise auch bei Gründungen Anwendung finden, sind ausführlich in dem IX. Kapitel (über Tunnelbau) behandelt.

Über die Anwendung von Schächten in Moorgrund, der einen festen Fels- oder Kiesboden überlagerte, entnehmen wir den Angaben über den Bau der Eisenbahn von Nantes nach Lorient und Brest der unten angeführten Quelle²⁸⁰⁾ das Folgende:

An Punkten, wo an oder in den Flüssen selbst gegründet werden mußte oder der Moorboden sehr tief war, bediente man sich häufig mit Erfolg der Gründung in Schächten, welche bis zum festen

Fig. 91.



²⁷⁹⁾ Vergl. Schmitt. Fundamente. Handbuch der Architektur III. Teil, 1. Band. Darmstadt, 2. Aufl. 1891, S. 299 ff.; ferner Manck. Ausschaltungsmethode für lang gestreckte Baugruben. Deutsche Bauz. 1871, S. 227 und G. Haupt. Absteifen und Entsteifen tiefer Baugruben durch Schrauben. Deutsche Bauz. 1886, S. 153.

²⁸⁰⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 352, Auszug aus Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273.

Boden abgeteuft und dann ausgemauert wurden. Für einen Stirnpfeiler waren gewöhnlich sechs solcher ausgemauerten und dann durch Gewölbe miteinander verbundenen Schachtpfeiler erforderlich.

Folgendes Verfahren führte in einem Falle ohne Schwierigkeiten zum Ziele: Bis auf 3 m Tiefe wurde der natürliche Boden in der ganzen Ausdehnung des anzulegenden Stirnpfeilers mit den für eine Baugrube nötigen Böschungen ausgehoben. Auf der Wasserseite war zu dem Zweck ein Fangdamm geschlagen. Um die Tiefe dieser Ausgrabung waren die Schächte weniger tief anzulegen, um zu der 15 bis 16 m unter der Oberfläche liegenden festen Schicht zu gelangen. Dann schlug man für jeden Schacht einige Leitpfähle, an welche man die Rahmen der Schächte befestigte, sie sorgfältig verstrebe und dann behutsam ausschachtete, indem man die Wände durch lotrecht hinter den Rahmen eingetriebene und gegen ihn verkeilte Bohlen bildete und in je $1\frac{1}{2}$ bis 2 m Abstand von neuem einen wagerechten Rahmen einlegte. So gelangte man bis zu 8 m unter der Thalsole. Ein weiteres Vordringen in dieser Weise wurde durch den von unten und von den Seiten in das Innere der Schächte eindringenden Schlamm verhindert. Man brachte deshalb nunmehr eine kleine Ramme in die Schächte, schlug mit dieser, thunlichst an die Schachtwände anschließend, rings herum eine Spundwand, verstrebe diese und schachtete nun bis zur festen Schicht weiter aus. Der Zudrang des Wassers war unbedeutend, dagegen der Druck gegen die Umschließung der Schächte sehr groß. Der untere Teil der Schächte wurde bis auf 4,6 und sogar 7 m mit Beton, der übrige Teil mit gutem regelmäßigen Mauerwerk, unter Zusatz von Portlandcement zu dem ohnehin guten hydraulischen Mörtel, ausgefüllt.

Hätte man die Spundwand, so meint der Verfasser des genannten Aufsatzes, schon von oben herunter eintreiben und den ersten Abschnitt der Arbeit, welcher die Abteufung des Schachtes umfaßte, vermeiden wollen, so würde man gewiß nicht so leicht und sicher zum Ziele gelangt sein, da so lange Spundwände in ihren unteren Teilen nicht anders, als sehr unregelmäßig hätten ausfallen können.

2. Das **Ausheben** des Bodens geschieht in wasserfreiem Gelände und in künstlich trocken gelegten Baugruben durch Ausgraben und damit verwandte Arbeiten, welche man auch bis auf eine geringe Tiefe, etwa $\frac{1}{3}$ m, unter Wasser fortsetzen kann. Bei größerer Wassertiefe werden Baggervorrichtungen erforderlich.

Die bei der Bodenförderung im Trockenem vorkommenden Anordnungen, Geräte und Leistungen sind im III. Kapitel dieses Bandes, zum Teil auch im VI. Kapitel des IV. Bandes (1. Aufl.) besprochen. Einzelne Gründungsarten und eigentümliche Förderungsweisen werden uns in späteren Paragraphen beschäftigen. Eine Übersicht der im Grundbau vorkommenden Baggararbeiten und Geräte ist im § 15, S. 82 bis 89 gegeben. Eingehend behandelt werden die Baggermaschinen im II. Kapitel des IV. Bandes (2. Aufl.).

§ 19. Umschließung der Baugrube. Fangdämme. In den Übersichten § 23 u. 25 sind die Fälle angegeben, in welchen die Baugrube mit vorläufigen Anlagen umschlossen wird, um sie trocken legen und dann die weiteren Gründungsarbeiten zu Tage ausführen zu können.

Wir besprechen hier die dabei erforderlich werdenden Umschließungskörper, gemeinlich Fangdämme genannt.

Was zunächst deren allgemeine Anordnung betrifft, so müssen sie im Stande sein, dem Druck des äußeren Wassers zu widerstehen, sie müssen ferner gegen die Angriffe des Wassers an ihrer Außenfläche gesichert und endlich genügend dicht sein, um einerseits die Bildung von Wasseradern, welche sich leicht erweitern und dann gefahrbringend für den Damm selbst werden, zu verhüten, andernteils um nicht mehr Wasser in die Baugrube treten zu lassen, als durch Schöpfvorrichtungen leicht wieder beseitigt werden kann. Das Durchsickern des Wassers kann sowohl durch den Damm selbst, wie auch unter dessen Sohle und durch das Erdreich, auf welchem er steht, erfolgen. Bei der zu wählenden Ausführungsweise ist daher darauf, sowie auf die dem Fangdamm zu gebende Standsicherheit gegen seitliche Kräfte besondere Rücksicht zu nehmen.

Der Wasserdruck, welchen der Fangdamm abhalten soll, ist von wesentlichstem Einfluß auf die Herstellungs- und Unterhaltungskosten und man muß daher bestrebt

sein, die Gründungsarbeiten möglichst in die Zeit des niedrigsten Wasserstandes zu verlegen. Ein solches Vorgehen kann zur Notwendigkeit werden, wenn die Beschaffenheit des Baugrundes eine gefährliche Auflockerung desselben infolge zu starken Wasserdruckes und Wasserandranges befürchten läßt. Ist aber der Umfang der Arbeiten so groß, daß ihre Vollendung einen längeren Zeitraum in Anspruch nimmt, oder tritt auch zu der günstigsten Bauzeit ein häufiger Wechsel zwischen Hoch- und Niedrigwasser ein, so ist es geraten, die Baugrube unter Wasser zu setzen und bei Eintritt des niedrigen Wasserstandes wieder leer zu pumpen. Das Einlassen des Wassers in die Baugrube muß dabei mit Vorsicht geschehen, um Beschädigungen zu verhüten. Man versieht den Damm zu solchem Zwecke mit einem Einlaßsiel.

Nicht immer werden die Fangdämme bis zur Höhe der größten Fluten ausgeführt. Im Gebiet der Ebbe und Flut läßt man sie sogar häufig nicht einmal bis zur regelmäßigen Fluthöhe reichen, wenn der Wasserspiegel erheblich ist. Bei solchen Fangdämmen, welche also bei jeder Flut wieder unter Wasser gesetzt werden, ist die Arbeitszeit auf die wenigen Stunden nach dem Leerlaufen der Baugrube, durch die zu diesem Zwecke angebrachten Schützen, bis zu dem Zeitpunkt, wo die Flut die Krone des Dammes erreicht, beschränkt.

In manchen Fällen, namentlich bei hohem Wasserdruck und losem Untergrund, wird es vorteilhaft, in ausreichender Entfernung voneinander zwei Dämme herzustellen. Da hierbei jeder Damm nur einen Teil, bezw. die Hälfte des Wasserdruckes auszuhalten hat, so erfordern sie einen geringeren Querschnitt als ein einziger.

Hinsichtlich der Ausführungsweise der verschiedenen Anlagen, welche zur Umschließung der Baugrube Verwendung finden, kann man unterscheiden:

1. Erddämme,
2. Fangdämme mit einseitiger Begrenzung durch Holzwände,
3. Vereinzelt stehende Spundwände,
4. Kasten-Fangdämme aus zwei oder mehreren Holzwänden, deren Zwischenraum mit Erde oder anderem Dichtungsmaterial ausgefüllt ist und
5. Bewegliche Fangdämme.

1. **Erddämme** sind zur Umschließung der Baugrube besonders dann angebracht, wenn sie als Erdkörper aus gewachsenem Boden stehen bleiben können. Als aufgeschüttete Dämme bieten sie gegen Wasserzudrang nur geringen Schutz und finden daher meist nur bei geringen Höhen und wo kein Angriff durch bewegtes Wasser zu befürchten ist, Anwendung.

2. **Erddämme mit einseitiger Begrenzung durch Holzwände** haben den Vorteil, daß man gegen die stets auf der Innenseite angebrachten Holzwände die Erde, nachdem der lose Boden vorher entfernt worden ist, feststampfen kann und dadurch eine festere Lagerung der Erdteilchen erzielt. Die Holzwand wird dabei aus Spundbohlen (Fig. 5, Taf. II), oder aus zwei Reihen in den Fugen sich überdeckender, in den Boden eingetriebener Bohlen, sogenannten Stülpwänden (Fig. 4, Taf. II), oder endlich aus Bretterwänden (Fig. 3, Taf. II), die sich gegen einen von leichten Pfählen getragenen Holm lehnen, gebildet (s. Fig. 1, Taf. II). Sie können bei Höhen bis zu etwa 1,5 m in Frage kommen.

Mitunter hat man die Wände auch schräg, unter 30° bis 45° geneigt, angeordnet und durch eine oder mehrere verholzte Pfahlreihen oder durch Böcke²⁸¹⁾ gestützt.

²⁸¹⁾ Über Fangdämme auf Böcken vergl. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 132.

Die Dichtung solcher schrägen Umschließungen wird gewöhnlich dadurch erreicht, daß man auf die Bretter erst eine Lage von Mist, Laub oder Stroh und darüber dichte Erde bringt (s. Fig. 2, Taf. II).

3. Spundwände und Pfahlwände, welche alleinstehend hergestellt werden, nehmen wenig Raum ein, sind billig in der Herstellung und leicht zu beseitigen, erfordern aber eine große Steifigkeit, um gegen den Wasserdruck fest genug zu sein, und eine sorgfältige Dichtung.

Gegen die seitliche Einwirkung des Wasserdruckes werden die Wände in der Regel abgesteift, bei geringer Ausdehnung der Baugrube oft gegeneinander und je nach ihrer Höhe in einfacher oder mehrfacher Anordnung übereinander.

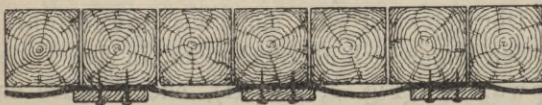
Um dicht zu werden, erfordern die Holzwände einen gleichmäßigen Grund, ein sehr sorgfältiges Einrammen und ein Dichten der mehr oder weniger klaffenden Fugen, was man durch Ausstopfen mit Moos oder Werg oder durch Ausgießen mit Cement versucht hat. Besseren Erfolg hat man durch Anwendung von Sägespänen, namentlich aber in neuerer Zeit durch Verwendung von geteertem Segeltuch erzielt, wie nachstehende Beispiele zeigen.

Bei den Gründungsarbeiten der Fischerbrücke²⁸²⁾ (Mühlendamm-Anlagen in Berlin) wurde beim zweiten Pfeiler in der durch Spundwände umschlossenen Baugrube der Wasserspiegel durch Pumpen zunächst um 1,5 m gegen außen gesenkt. Dann führte man an den Stellen, welche Undichtigkeiten zeigten, kleine, an langen Stielen befestigte, rechteckige, mit trockenem feinen Sägemehl angefüllte Holzkasten mit der offenen Seite längs der Fugen an der Außenseite der Spundwand entlang, wobei die Sägespäne durch den Wasserdruck in die Fugen gesogen wurden, dort aufquollen und dadurch eine vollständige Dichtung bewirkten. Auf diese Weise gelang es, den Wasserspiegel mit einer Pumpe, schrittweise dem Fortschritt der Dichtung folgend, in wenigen Stunden bis zur Sohle zu senken.

Beim Bau der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg (1884/86)²⁸³⁾ wurde geteertes Segeltuch zur Dichtung verwendet, das, um einen wasserdichten Anschluß an das Betonbett zu erzielen, auf der Innenseite der Pfahlwand, also vor der Betonierung, eingehängt werden mußte. Es reichte bis etwa 30 cm über Baugrubensohle und erstreckte sich nach oben bis über gewöhnliche Sturmflut. Die Aufhängung des Segeltuchs an die Pfahlwand geschah derart, daß durch Ösen an seinem oberen Saum ein Tau hindurchgezogen und an Haken, welche in die Pfahlwand eingeschraubt waren, gehängt wurde, worauf man das Tau straff anzog. Am unteren Saume wurden an jeder dritten Naht Messingkauschen eingeschlagen und an diese, zur Beschwerung des Tuches, alte Eisenteile gehängt. Während der Betonierung wurde, um einen dem frischen Beton schädlichen Überdruck zu vermeiden, der Wasserspiegel innerhalb der Pfahlwand auf gleicher Höhe mit dem wechselnden äußeren Wasserstande gehalten und zwar durch Anbringung eines mit einer Segeltuchklappe verschließbaren Ausschnittes im Segeltuch und in der Pfahlwand, welche später geschlossen wurde.

Vor dem Leerpumpen der Baugrube, nach vollendeter Betonierung, mußte das Segeltuch gegen den äußeren Wasserdruck abgestützt werden. Anfangs geschah dies mit horizontalen gegeneinander abgesteiften Gurthölzern. Damit vermied man die Verletzung des Segeltuchs durch Nägel und ermöglichte

Fig. 92.



dessen Wiederverwendung; andererseits aber erschwerte die Auswechslung der Querversteifungen den Fortgang der Maurerarbeiten. Bei dem zweiten Pfeiler hat man deshalb folgendes Verfahren angewandt. In 57 cm Entfernung voneinander wurden nach beistehender Fig. 92: 25 × 5 cm starke, bis zur Betonoberkante reichende lotrechte Bohlen bei niedrigem Wasserstande auf das angehängte Segeltuch mit 15 cm langen, vierkantigen Drahtstiften aufgenagelt und zwar so, daß sie die lotrechten Nähte deckten. Die Zahl der Stifte wurde nach der Größe des Wasserdruckes bestimmt und dabei nach vorher angestellten Versuchen die Inanspruchnahme auf Ausreißen bei 10facher Sicherheit zu 40 kg angenommen. Die

²⁸²⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1892, S. 552.

²⁸³⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 356 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 33.

Baugrube erwies sich, obgleich das Segeltuch bei hohen Wasserständen einem Wasserdrucke von 3,5 m ausgesetzt war, als überraschend dicht. Die Kosten des ganzen Fangdammes, einschliesslich der Absteifungen, haben für das Quadratmeter der dem Wasserdrucke ausgesetzten Fläche der Abdämmung bei dem nördlichen Stropfweiler 18,81 M., bei dem südlichen 15,03 M. betragen.²⁸⁴⁾

Für die Ems-Brücke bei Haren²⁸⁵⁾ wurde, um die Nagelung unter Wasser zu vermeiden, das Segeltuch zu einem Stück von etwa 28 m Länge und 5 m Breite mit senkrechten Nähten hergerichtet, auf beiden Seiten mit Steinkohlenteer getränkt und die Überdeckung in der einen Ecke (s. Fig. 93) vorgenommen. Nach Einbringen des Betons bis 0,5 m unter der endgiltigen Betonoberfläche wurden die Leisten von 20 cm Breite und 4 cm Stärke zur Befestigung des Segeltuches an die Innenseite der Spundwand angebracht, indem sie bis auf den Beton hinabgeführt und über Wasser mit Nägeln festgenagelt wurden.

Anstatt, wie vorbeschrieben, das Segeltuch in einem einzigen, vorher zusammengenähten Stücke anzubringen, was immerhin nicht bequem war, hat man beim Bau der Billhorner Brücke²⁸⁶⁾ vor der Betonierung in etwa 2 m Breite hergestellte Streifen Segeltuch mit 0,30 m breiter Überdeckung der senkrechten Fugen an die Pfahlwand genagelt. Die wagerechten unteren Säume der einzelnen Streifen waren um 2 cm starke Rundeisenstangen genäht, welche die Bahnen gleichmässig straff zogen. Die lotrecht angesetzten Bohlen waren so lang, dass ihr unteres Ende etwa 1 m hoch mit einbetoniert wurde. Infolge dessen brauchte die Nagelung nicht bis unmittelbar zur Betonunterfläche hinuntergeführt zu werden, was die Ausführung sehr erleichterte.

Über das bei der Saalebrücke in Kösen eingeschlagene Verfahren, die inneren Wände der dort angewandten Kastenfangdämme mit grober Sackleinwand zu dichten, vergl. unter 4., S. 127.

4. **Kastenfangdämme** sind die gebräuchlichste Art der Fangdämme, die in ihrer einfachsten Anordnung in der Weise hergestellt werden, dass man zwei Reihen von Pfählen in Abständen von 1,25 bis 1,5 m schlägt, auf jeder Pfahlreihe Holme anbringt und an die Innenseite der Pfähle dichte Bretter- oder Bohlenwände einsetzt (s. Fig. 14, Taf. II). Dann baggert man die losen Erdschichten zwischen den Wänden nach Erfordernis aus, verbindet die oben erwähnten Holme der Quere nach durch Zangen in etwa 1,5 bis 2 m Abstand und füllt den Raum zwischen den Wänden mit dem zur Dichtung dienenden Erd- oder anderen Füllmaterial aus. Auf die Querzangen können Rüstbohlen gelegt und dadurch Laufstege gebildet werden.

Da die innere Wand den ganzen Erddruck auszuhalten hat, ohne einen Gegen- druck durch das Wasser zu erfahren, wie es bei der äusseren Wand der Fall ist, so wird sie häufig aus stärkeren Hölzern als diese letztere hergestellt und verstrebt.

a) Die Breite oder Stärke des Fangdammes zwischen den Wänden macht man nach einer alten Regel bei Höhen bis zu 2,5 m etwa der Höhe gleich, bei gröfseren Höhen gleich der halben Höhe, vermehrt um 1,25 m. In Frankreich giebt man den Wänden bei Höhen bis zu 3 m die volle Höhe zur Breite, bei gröfseren Höhen $\frac{1}{3}$ der Höhe, vermehrt um 2 m.

In neuerer Zeit macht man die Fangdämme indessen häufig schwächer, steift sie ab und erreicht den erforderlichen Grad von Dichtigkeit durch besonders gute Füllmaterialien. — Die Krone des Fangdammes läfst man den höchsten Wasserstand, welchen

²⁸⁴⁾ Angeblich soll das beschriebene Verfahren in ähnlicher Weise bei einem holländischen Brückenbau angewandt worden sein, wie denn überhaupt geteertes Segeltuch zur Dichtung von Spundwänden schon mehrfach, namentlich auch in Frankreich, benutzt worden ist.

²⁸⁵⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 387.

²⁸⁶⁾ Vergl. daselbst.

Fig. 93.



man abhalten will, um etwa 0,30 bis 0,50 m, bei starkem Wellenschlag auch um mehr überragen.

Die zum Zusammenhalten der Wände dienenden Zangen werden über die Holme gekämmt. Letztere verbindet man wohl mit den Pfählen durch Zapfen (vergl. nachstehende Fig. 94); besser ist es indessen, die Holme an den Außenseiten der Pfähle zu befestigen (Fig. 95) und etwa auf Knaggen ruhen zu lassen (Fig. 96). Die Zangen werden dabei häufig durch eiserne Anker ersetzt (Fig. 97). Ausnahmsweise werden die Holme auch fortgelassen und die Pfähle unmittelbar durch die überblatteten und mit ihnen verbolzten Zangen gehalten (Fig. 98 u. 99).

Fig. 94.

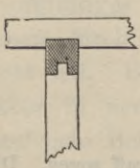


Fig. 95.

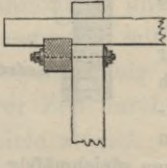


Fig. 96.

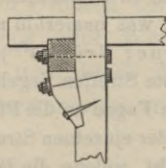
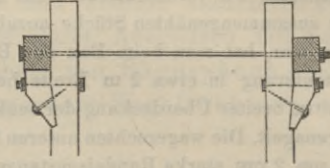


Fig. 97.



Zu den Brett- oder Bohlenwänden werden die Hölzer entweder wagerecht oder lotrecht angeordnet. In ersterem Falle (Fig. 14, Taf. II) kann man bei geringer Wassertiefe die einzelnen Bohlen an den Pfählen hinunterschieben. Bei größerer Tiefe verbindet man sie zu Tafeln von etwa 5 bis 6 m Länge (Fig. 7 bis 9, Taf. II) und sorgt dafür, daß der Stofs zwischen zwei Tafeln jedesmal auf die Mitte eines Pfahles trifft. Zur größeren Dichtigkeit wird der Stofs noch durch eine lotrecht aufgesetzte Bohle überdeckt. Die

Fig. 98.

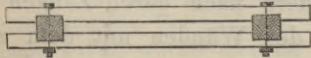
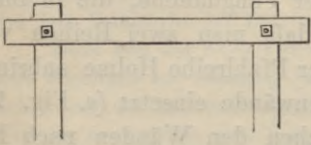


Fig. 99.

wagerechten Bohlen lehnen sich gegen die einzelnen Pfähle des Fangdammes, welche ihnen also unmittelbar als Stützpunkte dienen. Auf der Innenseite angebrachte Leisten verbinden die Bohlen miteinander und verhüten das Ausbauchen einzelner. Bei beträchtlicher Höhe und

bei Stromangriff sind solche Tafeln schwer aufzustellen. Deshalb und weil die unteren wagerechten Bohlen bei unebenem Boden sich diesem nicht genau anschließen, stellt man sie ebenso häufig lotrecht. Das einfachste Verfahren besteht in dem Einstoßen einzelner Bohlen nebeneinander (Fig. 6, Taf. II), welche sich gegen die Holme lehnen, oder in doppelter Reihe als Stülpwand, bei der die Bohlen in den Fugen sich gegenseitig decken.

Ist die Höhe des Fangdammes so groß, daß die Bohlen zwischen dem Holm und dem Grunde zu stark sich ausbauchen würden, so werden an den Pfählen Gurtungen oder Rahmhölzer angebracht, gegen welche die Bohlen sich stützen. Das Befestigen dieser Gurtungen an den Pfählen unter Wasser bietet meist große Schwierigkeiten. Deshalb pflegt man sie mit Stangen oder Pfählen zunächst zu einem Rahmen zu verbinden und diesen so festzustellen, daß die Enden der Gurtungen gegen die Pfähle sich lehnen und die lotrechten Stangen zwischen sie zu stehen kommen (Fig. 12 u. 13, Taf. II). Die gegen die wagerechten Rahmhölzer zu setzenden lotrechten Bohlen werden bei weichem Boden etwa 95 m, nach Umständen mehr oder weniger eingetrieben, bei Felsboden nur bis auf diesen geführt.

b) Spund- und Pfahlwände. In vorhin beschriebener Weise sind die Wände für Fangdämme von etwa 3 bis 3,5 m Höhe herzustellen.²⁸⁷⁾ Bei größeren Höhen empfiehlt es sich, statt der einfachen Bohlen- und Stülpwände Spundwände anzuordnen, die gröfsere Dichtigkeit und Steifigkeit gewähren und besser einzurammen sind. Die oberen Zwingen werden dabei entweder unabhängig von den Holmen angeordnet (Fig. 11, Taf. II) oder man benutzt den Holm als eine der Zwingen (Fig. 10). Werden aufser den oberen Zwingen wegen der Höhe des Fangdammes auch untere nötig, so können diese in ähnlicher Weise, wie oben beschrieben, als Teil eines Rahmens eingesetzt werden, dessen lotrechte Hölzer einzelne Spundbohlen bilden (Fig. 24 bis 26, Taf. II, Neuillybrücke, Perronet).

Die inneren Zwingen veranlassen leicht ein Anhängen des Füllbodens und werden daher häufig nach Herstellung der Wände vor dem Einfüllen des Bodens entfernt oder unten von vornherein fortgelassen.

• Wo endgiltige Umschließungen des Grundbaues durch Spundwände angeordnet werden, kann man letztere als innere Fangdammwände benutzen (Fig. 6, Taf. V, Neisseviadukt bei Görlitz), wenn eine solche Einschränkung der Baugrube zulässig erscheint.

Für Fangdämme, welche einen aufsergewöhnlich grofsen Wasserdruck auszuhalten haben, werden die Wände auch als Pfahlwände ohne Spundung hergestellt, wie das mehrfach bei englischen Bauten vorgekommen ist (s. Fig. 16 bis 19, Taf. II).

Namentlich bei dem für das Rammen ungünstigen Kies- und festen Sandboden zeigen Pfahlwände eine gröfsere Dichtigkeit als Spundwände, bei denen durch Abspringen der Brüstungen und durch Einkeilen von Steinchen zwischen Nut und Feder leicht Unregelmäfsigkeiten eintreten; zudem stellen sich die Pfahlwände, für welche Stärken von 22 bis 24 cm gewählt werden können, billiger als Spundwände.²⁸⁸⁾

Ein aus 5 m langen, 20 cm starken, unten zugespitzten Rundhölzern bestehender Fangdamm (s. Fig. 23, Taf. II) wurde beim Bau der neuen Saalebrücke in Kösen, nach Anordnungen des Regierungs- und Baurates Hoffgen²⁸⁹⁾ in Merseburg, in der Weise errichtet, dafs die Pfähle an den Berührungsstellen 5 bis 10 cm breite angehauene Flächen erhielten. Die beiden Pfahlwände waren 1,5 m voneinander entfernt, der zwischen ihnen befindliche Kies wurde sorgfältig mittels Erdbagger bis auf die über dem Felsen lagernde dünne Thonschicht entfernt, die oft 10 cm und mehr betragenden Zwischenräume mit grober Sackleinwand auf der Innenseite des Fangdammes geschlossen und danach der aus lehmiger Ackererde bestehende Füllstoff eingebracht.

Als Rammlehre sowohl, wie zur Absteifung der Fangdämme im Innern der Baugrube, dienen zwei übereinander liegende, aus starken Rundhölzern bestehende Rahmen, von denen der untere, zunächst schwimmend an die Baustelle gebracht, mit eingeramnten Führungspfählen versehen und vorläufig mittels Klammern an diesen in Wasserspiegelhöhe befestigt wurde. Auf diesem unteren Rahmen wurden sodann Stiele von der Länge des beabsichtigten Abstandes der beiden Rahmen aufgestellt und der obere Rahmen auf die Stiele aufgebracht. An den Führungspfosten wurden dann Knaggen in der für den oberen Rahmen beabsichtigten Höhe befestigt, worauf man die Klammern gleichmäfsig löste und den ganzen Absteifungsbau langsam senkte, bis der obere Rahmen sich auf die Knaggen an den Führungspfählen auflagerte. Mit Hilfe auf Flöfsen stehender Zugrammen konnte nun die innere Pfahlwand schnell geschlagen werden. Auch die Rammlehren der äufseren Pfahlwand konnten leicht in Wasser-

²⁸⁷⁾ Über die Anwendung von 1,25 m breiten und etwa 9 m hohen Tafeln aus lotrechten Bohlen von nur 5 cm Stärke mit wagerechten Gurten vergl. Hellingsbauten bei Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 63.

²⁸⁸⁾ Vergl. Garbe. Der Weichselhafen in Brahemünde. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 228.

²⁸⁹⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 411.

spiegelhöhe schwimmend angebracht, gegen die feststehende innere Wand abgesteift und damit der Fangdamm vollendet werden.

Der Wasserzudrang zur Baugrube war äußerst gering, sodass das Pumpen häufig ganz eingestellt werden konnte.

Sehr hohe Fangdämme teilt man häufig der Breite nach in verschiedene hohe Teile und erreicht damit den Vorteil, dass man die untere Breite der Dämme nicht auf ihre ganze Höhe durchzuführen braucht und dass etwaige undichte Stellen durch die mittleren Wände unterbrochen werden (vergl. Fig. 15 u. 16, Taf. II); letztere zeigt den von Telford beim Bau der Katharinendocks zu London angewandten Fangdamm.²⁹⁰⁾

Als Beispiele von Verstrebungen an der Innenseite der Fangdämme können die in Fig. 16 bis 19, Taf. II dargestellten englischen Anordnungen für Dämme von sehr bedeutenden Abmessungen gelten, wobei das Einbringen der Verstrebungen durch die Ebbe erleichtert worden ist. Fig. 19 zeigt den Fangdamm vom Bau des Parlamentshauses in London; Fig. 17 u. 18 den vom Bau der Grimsby Docks.²⁹¹⁾

c) Füllstoffe. Die zur Ausfüllung des Raumes zwischen den Wänden verwandten Bodenarten sind meist Thon, Lehm und feste Erde, bei deren Verarbeitung man eine so starke Durchweichung mittels Wasser zu vermeiden hat, dass sie dadurch ihren Zusammenhang verlieren. Die Bodenarten müssen sich dicht lagern lassen und deshalb gut zerteilt sein, frei von Klumpen, ohne Wurzeln, Holzstücke und andere fremdartige Körper. Wo besondere Sorgfalt erforderlich ist, müssen sie vor ihrer Verwendung tüchtig durchgearbeitet werden, dann schnell in dünnen Lagen eingebracht und gehörig gestampft oder geknetet werden. Thon muss man besonders vorsichtig behandeln, weil er sich leicht undicht lagert und in zu nassem Zustande seine Dichtigkeit verliert.

Von englischen Ingenieuren wird empfohlen, ihn mit Kies zu vermengen, um ihn weniger leicht bersten, ihn dichter und bindender zu machen. Mergel, fein zerteilt und gut gestampft, wird von Engländern gern verwandt, ebenso Kreide; letztere besonders in Verbindung mit Thon.

Perronet hat beim Bau der Neuillybrücke gewöhnlicher Dammerde, die er in der Nähe der Baustelle graben liefs, den Vorzug vor Thon gegeben. Sehr geeignet als Füllstoffe sind lehmige Erden und mit Sand gemischter Lehmboden.

Sand, der zuweilen zum Ausfüllen des Fangdammes benutzt worden ist, lagert sich nicht ganz wasserdicht, bildet aber auch keine großen Höhlungen, weil diese jedesmal durch den Sand selbst wieder ausgefüllt werden würden. Sandiger Erde hat man wohl $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$ Kalkbrei zugesetzt und sie dadurch als Füllstoff besonders geeignet gemacht. Mit gutem Erfolg hat man mitunter an den Wänden der Kastenfangdämme fetten Boden und in der Mitte Sand verwendet.

Ein ausgezeichnete, aber auch teurer Füllstoff ist der Beton, von dessen Anwendung zu Fangdämmen bei der Betongründung noch die Rede sein wird²⁹²⁾ (s. § 28).

d) Dichtung. Von Wichtigkeit für die Herstellung eines dichten Fangdammes ist es, dass zwischen der eingefüllten Erde und dem gewachsenen Boden die Durch-

²⁹⁰⁾ Über Fangdämme beim Bau von Kaimauern in Dublin, Birkenhead, Hull siehe Minutes of proceedings of the Inst. of Civileng. London, Vol. 51, S. 137 by W. James Doherty; als Übersetzung in der holländischen Zeitschr. d. Ing. 1880/81, S. 234.

²⁹¹⁾ Über Anlage eines Fangdammes für den Bau zweier Sligs zu Göteborg in Schweden siehe Deutsche Bauz. 1880, S. 280.

²⁹²⁾ Beim Bau der Duerobrücke bei Regoa hat man die Fangdämme unten mit einer 0,75 m starken Lage von Beton und darüber mit Lehm gefüllt; vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 61.

sickerung von Wasser thunlichst vermieden werde, weshalb auf ein sorgfältiges Ausbaggern alles losen, weichen und durchlässigen Bodens Bedacht zu nehmen ist. Häufig wird es zweckmäfsig sein, schon vor dem Eintreiben der Pfähle den Baugrund auf eine gewisse Tiefe auszubaggern, indem dadurch das Eintreiben der Pfähle und Wände erleichtert wird, und dann nach Herstellung der letzteren die weitere Vertiefung für den Erdkörper zwischen den Wänden vorzunehmen. Beim Anschluß eines Fangdammes an ein Ufer wird er auf eine kurze Strecke in das Ufer hineingeführt, nachdem dieses vorher von Wurzeln und allen fremdartigen Teilen, welche die dichte Verbindung hindern könnten, befreit ist. Wo ein inniger Anschluß nicht möglich ist, wie bei Mauern, Wänden u. s. w., muß eine Dichtung der Fuge von ausen durch Stroh, Mist, Laub und darüber dicht gelagerte und gestampfte Erde vorgenommen werden, was jedoch nur selten zu einer vollständigen Dichtung führt.

Ist ein Fangdamm undicht geworden, so gelingt nur selten eine Ausbesserung durch Dichten der Fugen an der der Baugrube zugekehrten Seite. In der Regel wird eine Erneuerung der Füllerde an den undichten Stellen des Erdkörpers erforderlich. Ein anderes Mittel besteht darin, dafs man an der Aufsenseite Gegenstände versenkt, die, vom Wasser erfaßt, in die Öffnung hineingetrieben werden und dadurch den Leck stopfen. Man benutzt dazu mageren Mist, vor allem aber Sand, der in der Nähe der undichten Stellen in das Wasser geschüttet, von der Strömung mit fortbewegt wird und die Adern verstopft. Über Dichtung mit Sägespänen s. S. 124. Mitunter hat man auch mit Erfolg eine wasserdichte Leinwand, mit Steinen beschwert, vor dem Fangdamm niedergelassen, die, vom Wasser gegen den Damm geprefst, die Dichtung bewirkt hat; über Dichtung mit geteertem Segeltuch vergl. S. 125 u. 127.

Unterwaschene Stellen schützt man durch Steinschüttungen oder durch Eintreiben tiefstehender Pfahl- und Bohlenwände.

Die Gefahr der Entstehung von undichten Stellen ist am meisten da vorhanden, wo Verbindungsteile quer durch den Fangdamm reichen. Bei Dämmen für die meist vorkommenden Zwecke sind sie in der Regel zu vermeiden; bei Bauarten von aufsergewöhnlicher Höhe wird indessen eine Querverbindung der lotrechten Wände oft erforderlich und dann meist durch eiserne Anker bewirkt (Fig. 16 bis 19, Taf. II). Wenn bei der geringen Querschnittsfläche dieser Teile die Bildung von Wasserkanälchen in nicht erheblichem Mafse sich zeigt, so ist nichtsdestoweniger die Neigung dazu vorhanden, was eine fortgesetzte Beobachtung notwendig macht.

Am wirksamsten wird solchen Undichtigkeiten dadurch vorgebeugt, dafs man die hohen Fangdämme der Breite nach in verschiedene Teile teilt, ein Verfahren, welches man, wie bereits erwähnt, zu dem weiteren und wichtigen Zwecke häufig anwendet, um die untere Breite des Dammes nicht auf seine ganze Höhe durchführen zu brauchen (vergl. Fig. 16 bis 18, Taf. II).

Besondere Vorsicht verlangt die Herstellung von Fangdämmen auf schlammigem weichem Untergrunde, wo man, um die genügende Standsicherheit zu erhalten, lange und kräftige Pfähle anzuwenden und auf sorgfältige Beseitigung des schlammigen Bodens unter dem Erdkörper Bedacht zu nehmen hat.

Hat man dagegen Fangdämme auf Felsboden zu errichten, welcher das Eintreiben von Pfählen unmöglich macht, so pflegt man in den Felsen Bohrlöcher einzutreiben und in diese eiserne Stangen (Pfähle) einzusetzen, gegen welche sich die Wände des Dammes lehnen. Derartige Dämme erfordern eine reichlich bemessene Breite oder eine sorgfältige Absteifung, um genügend standsicher zu werden.

In der Grundrifsanordnung der Fangdämme sucht man die häufigen scharfen Ecken zu vermeiden, weil sie die dichte Herstellung der Umschließungswände und die feste Lagerung der Füllerde erschweren. Die Engländer pflegen deshalb die Fangdämme, statt in gebrochenen Linien, wohl in Kurven um die Baustelle zu führen.²⁹³⁾

Bei der Beseitigung der Fangdämme, nachdem sie ihren Zweck erfüllt, ist Bedacht darauf zu nehmen, daß durch die Entfernung der in den Boden reichenden Hölzer, insbesondere durch das Ausziehen der Pfähle, nicht eine das Bauwerk gefährdende Lockerung des Bodens entstehe. Meist wird es zweckmäßiger sein, die Pfähle abzuschneiden, als sie zu entfernen.

5. Bewegliche Fangdämme. Bei Felsboden, sowie bei großen Wassertiefen und starkem Stromangriff sind mit gutem Erfolg häufig Fangdämme aus versetzbaren Abteilungen, die vorher fertig zusammengezimmert und dann an Ort und Stelle gebracht wurden, hergestellt worden. Solche bewegliche Fangdämme gestatten vielfach eine mehrmalige Verwendung und ermöglichen damit, gegenüber den festen Fangdämmen, in gewissen Fällen eine Verminderung der Baukosten.

Beim Bau der St. Lorenz-Brücke zu Montreal in Kanada hat man große hölzerne Kästen nach der Baustelle geöffnet, dann durch Öffnen von Schutzvorrichtungen mit Wasser gefüllt und durch eingepackte Steine zum Sinken gebracht. Das Verfahren hatte hier den Zweck, zunächst ruhiges Wasser zu schaffen, in welchem dann später der eigentliche Fangdamm errichtet wurde.²⁹⁴⁾

Als ein Beispiel eines vollständigen beweglichen Fangdammes kann der bei Forträumung von Felsklippen im Schuylkill-Flusse in Nordamerika zur Anwendung gekommene angeführt werden, der, wenn auch nicht für Zwecke des Grundbaues im engeren Sinne bestimmt, doch bezeichnend ist für Ausführungen der in Rede stehenden Art. Von rechteckiger Grundrifsform, ist er außen 14,63 m lang, 9,76 m breit, innen 10,98 m lang und 6,10 m breit. Die Seitenwände haben eine Höhe von 2,44 m und sind aus Balken von 20 bis 25 cm Stärke gebildet, welche, durch horizontale Querbalken gleicher Stärke und durch eiserne Zugstangen zu einem festen Rahmen von 1,82 m Breite verzimmert, den Arbeitsraum einschließen. Jede der vier Seiten des Fangdammes hat vier Abteilungen, von denen je zwei kastenförmig geschlossen sind und den Rahmen im leeren Zustande schwimmend erhalten.

Um die Schleusen des kanalisiertes Schuylkill-Flusses durchfahren zu können, ist der Fangdamm der Breite nach in zwei Teile zerlegt, die, sobald sein Bestimmungsort erreicht ist, mittels Ketten und Deckleisten wieder zu einem Ganzen verbunden werden. Alsdann läßt man durch Öffnen von Zapfenlöchern Wasser in die vorgenannten Kästen ein und bringt den Rahmen dadurch, wie durch Bescheren mit Steinen zum Sinken. Steht er auf dem Grunde auf, so legt man ihn mit Hilfe von Scherbäumen fest, sucht durch Taucher diejenigen Stellen, die wegen Unebenheiten des Flußbettes Lücken zeigen, möglichst zu verzwicken und treibt dann außen herum Spunddielen von 7 bis 10 cm Stärke bis auf den Boden oder mit leichten Rammschlägen in ihn hinein und dichtet die Dielenwand mit Hilfe von Tauchern durch einen Ring von Latten oder Beton ab.

Will man den Fangdamm nach beendeter Räumungsarbeit an eine andere Stelle bringen, so entfernt man die ihn beschwerenden Gegenstände, schließt die Einlaßöffnungen für das Wasser und pumpt die Kästen leer, worauf das Rahmwerk wieder schwimmt.

Mehrjährige Erfahrung hat gezeigt, daß ein derartiger Fangdamm häufige Ortsveränderungen gut verträgt und daß selbst die Spundwand bei jeder neuen Benutzung nur zu etwa 5 bis 10% erneuert zu werden braucht. Es wird angegeben, daß der beschriebene Fangdamm 4800 M. gekostet hat und daß 7 Arbeiter in 4 bis 6 Tagen seine Aufstellung, sowie die Trockenlegung der Arbeitsstelle vollenden können.²⁹⁵⁾

Als bewegliche Fangdämme in weiterem Sinne könnten auch die Schwimm- oder Senkkästen mit und ohne Boden angesehen werden, jedoch hat sich ihre An-

²⁹³⁾ Über einen Fangdamm von kreisrunder Form, beim Bau des Nordseehafens von Amsterdam von dem englischen Ingenieur Hawshaw angewandt, vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 416.

²⁹⁴⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 546 u. a. O.

²⁹⁵⁾ Vergl. Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 34. Weitere Angaben nebst Zeichnungen finden sich im Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 446 ff.

wendung zu besonderen Gründungsweisen ausgebildet und wird daher in den §§ 30 bis 32 gesondert behandelt.²⁹⁶⁾

Was endlich die Kosten der Fangdämme betrifft, so sind dieselben nach den Preisen für die Baustoffe und für die Arbeitskräfte (Rammen u. s. w.) in jedem einzelnen Falle unschwer zu ermitteln.

Beim Bau der neuen Elbbrücke bei Pirna (1872/75) haben die Fangdämme von 2,2 m Stärke und etwa 4 m Höhe bei 3 m Wasserdruck, aus 2 Pfahlreihen 1,1 m voneinander abstehender Pfähle bestehend, welche auf durchschnittlich 2 m Tiefe eingerammt, verholmt, an der inneren Seite mit einer 0,14 m starken Spundwand, an der äußeren aber mit einer Wand aus 0,095 m starken, stumpf aneinander gestoßenen Pfosten versehen wurden, f. d. lfd. m des mittleren Umfanges 228 M. 50 Pf. gekostet. Von diesen Kosten entfielen 23 M. auf 1 Nutpfahl in den Ecken, 19 M. auf 1 Rundpfahl, 18 M. auf 1 Spundpfahl, 10 M. 50 Pf. auf 1 Pfosten, 22 M. auf Verholmen, Zangen, Riegel, Verbolzen und Verankern f. d. lfd. m und endlich 3 M. auf 1 cbm Lehmfüllung. Die Kosten des späteren Wiederabbruchs der Fangdämme berechneten sich auf 16 M. f. d. lfd. m.²⁹⁷⁾

§ 20. Trockenlegung der Baugrube. Wo die Trockenlegung und Trockenhaltung der Baugrube nach der gewählten Gründungsart und nach der Tiefenlage des Grundmauerwerks zum Wasserstande erforderlich wird, kann sie entweder durch Druckluft erfolgen, welche einerseits das Wasser hinausdrängt und andererseits das Eindringen des Wassers von außen verhindert, oder durch unmittelbares Beseitigen des von außen eindringenden Wassers. Erstere Art der Trockenlegung bildet das Wesen der im VII. Kapitel näher besprochenen Druckluftgründung; letztere, mit der wir uns hier noch kurz zu beschäftigen haben, tritt überall da ein, wo die Sohle der Baugrube offen gelegt und durch eine natürliche oder künstliche Umschließung, Fangdämme u. s. w. gegen den unmittelbaren Andrang des Wassers geschützt ist.

Der Zufluss des Wassers kann teils durch die nicht vollständig dichten Umschließungswände, teils durch den Boden der Grube stattfinden und wird daher von der Ausdehnung der Baugrube, von der Dichtigkeit des Bodens und von der Druckhöhe, d. h. von dem Höhenunterschiede des äußeren und inneren Wasserstandes abhängen, daneben aber durch den Abstand der Baugrube von einem etwa vorhandenen offenen Gewässer beeinflusst werden.

Nicht immer ist es zulässig, bei starkem Wasserandrang und durchlässigem Boden die Trockenlegung der Baugrube durch kräftiges Wasserschöpfen zu erzwingen, weil dabei eine nachteilige Auflockerung des Bodens entstehen kann²⁹⁸⁾; zuweilen macht auch die Menge des zufließenden Wassers die Trockenlegung unmöglich. In solchen Fällen wird, wenn nicht ein Verlegen der Baugrube statthaft ist, eine Änderung der Gründungsart eintreten müssen. In weniger schlimmen Fällen ist das Streben zunächst auf eine Verminderung des Wasserzudrangs und sodann auf eine zweckmäßige Anordnung der Wasserschöpferarbeiten bei Einschränkung derselben auf möglichst kurze Zeit zu richten.

Wo in der Wahl der Baustelle ein gewisser Spielraum gelassen ist, wird man sie, nach genauer Untersuchung der Boden- und Wasserverhältnisse, mit Rücksicht auf möglichste Erleichterung der Gründungsarbeiten festlegen und durch eine richtige Entscheidung den hier in Rede stehenden Zweck einer Minderung des Wasserzudrangs fördern können. Wo die Lage der Baustelle gegeben, aber die Wahl der Bauzeit

²⁹⁶⁾ Über die Aufstellung der Fangdämme beim Bau der Duerobrücke zu Regoa s. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 461.

²⁹⁷⁾ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 32.

²⁹⁸⁾ Vergl. Über die Gefahren bei Gründung in Triebsand durch starkes Auspumpen. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 40.

innerhalb gewisser Grenzen frei steht, ist es vorteilhaft, die mit Wasserschöpfen verbundenen Gründungsarbeiten in der Zeit des niedrigsten Wasserstandes, also gewöhnlich im Spätsommer oder Herbst, auszuführen.

Häufig gelingt es durch Anlage eines Abzugsgrabens, eines unterirdischen Kanals, eines Stollens oder dergl. das Wasser aus der nächsten Umgebung der Baugrube nach einem entfernter liegenden Wasserbecken oder fließenden Wasser abzuleiten und dadurch den Spiegel zu senken. Beispielsweise wird dieses häufig bei Schleusen und Wehranlagen möglich. Ausnahmsweise hat man auch wohl die Wasseradern, ehe sie die Baugrube erreichten, unterirdisch abgefangen.

Bei wichtigen Bauwerken und in Fällen, wo der Andrang des Wassers durch das Grundwasser bezw. durch einzelne wasserführende Schichten bewirkt wird, hat man eine Senkung des Wasserspiegels dadurch herbeigeführt, daß man vor dem Aushub der Baugrube, in ihrer Nähe, Brunnen abteufte und das in ihnen sich sammelnde Wasser auspumpt. Wird dabei eine Senkung des Grundwasserspiegels bis unter die Sohle der Baugrube ermöglicht, so fließt das Wasser nicht mehr dieser, sondern den tieferen Brunnen zu und jede Auflockerung des Bodens wird vermieden. Aber auch bei geringer Senkung des Grundwasserspiegels wird immerhin erreicht, daß die beim Aushub der Baugrube sich zeigenden Quellen unter geringerem Wasserdrucke stehen, als dies sonst der Fall sein würde. Das erwähnte Mittel ist, wie leicht zu ersehen, kostspielig und wird daher nur bei wichtigen Bauwerken und unter besonderen Bodenverhältnissen in Frage kommen können. Ein wesentlicher Teil der Kosten entsteht durch das auf lange Zeit fortzusetzende Wasserschöpfen. Mit gutem Erfolge hat man das besprochene Verfahren beim Bau der Holtenauer Schleuse am Nord-Ostsee-Kanal angewandt, ferner beim Bau des neuen städtischen Wasserwerkes in Budapest und bei den durch Schwimmsand geführten Strecken der Pester Untergrundbahn.²⁹⁹⁾

Tritt in der Baugrube selbst das Wasser an einzelnen Stellen besonders heftig hervor, so hat man oft versucht, solche vereinzelte Quellen zu dichten oder durch Abdämmung unschädlich zu machen. Das Verstopfen der Quellen durch Eintreiben von Pfählen, durch Einstampfen von Thon, Einfüllen von Beton, Einschütten von Schrotkörnern und ähnliche Mittel, deren mehrere nur bei ruhigem Wasser, also zeitweisen Einstellen der Schöpfarbeiten und Anfüllung der Baugrube mit Wasser möglich werden, gelingt nur selten. Wirksamer ist in der Regel das Umschließen der Quellen mit einem dichten, unten offenen Kasten, einem Faß, einer Röhre u. dergl., in welchen das Wasser in der Höhe des Aufsenstandes gehalten wird, ohne sich in die Baugrube zu ergießen.

Beim Rammen der Pfähle innerhalb der durch Spundwände abgeschlossenen Baugrube für „Mauern binnendeichs“ des neuen Hafens in Cuxhafen³⁰⁰⁾ entsprangen dem Boden Quellen, von denen eine einen 3 m tiefen Kolk ausspülte. Dieser wurde 3 m hoch mit Sandsäcken ausgefüllt und darauf die Füllung des Raumes zwischen den Spundwänden, teils mit Beton, teils mit reinem Cement, fortgesetzt. Vier Meter höher wurde ein Abflußrohr durch die äußere Spundwand geführt und auf übergedeckter, wasserdichter Leinwand konnte ferner der Beton im Trockenen eingebracht werden. Zwei bis unter das Abflußrohr reichende Röhren von 4 cm Durchmesser wurden aufwärts bis zur Deckplatte geführt und später, nach Eröffnung des Hafens, mit 900 Liter Cement vollgegossen, um die Zwischenräume der Säcke so viel wie möglich zu füllen.

²⁹⁹⁾ Vergl. hierzu: Ein neues Verfahren zur Trockenlegung von Baugruben. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 543; 1896, S. 19 und 1898, S. 73, 88 u. 190; vergl. auch Baugewerkszeitung 1898, S. 1514.

³⁰⁰⁾ H. Lentz. Der neue Hafen in Cuxhafen. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 411; vergl. auch den Quellaufbruch beim Grundaushoben für die Schleuse in Brunsbüttel. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 437.

Stark quelligen Boden hat man zuweilen durch eine Lage Thon oder Beton gedichtet (Grundfangdamm), ein Verfahren, welches namentlich bei einigen französischen Bauwerken in umfangreicher Weise zur Ausführung gelangt, aber sehr umständlich ist. In neuerer Zeit pflegt man bei derartigen Bodenerscheinungen zu anderen Gründungsarten zu greifen.

Zur Beseitigung des in die Baugrube dringenden Wassers wird es zunächst durch passend angelegte Wasserzüge meist außerhalb des Grundbaues in eine durch Ausgrabung oder Baggerung hergestellte Grube, den sogenannten Sumpf geleitet. Die Anlage einer solchen Vertiefung, deren Wände je nach Erfordernis durch Spundwände oder andere Bekleidungen gegen Einstürzen gesichert werden, hat den doppelten Zweck, die Sohle der Baugrube möglichst trocken zu halten, und die gröberen Erdteile, durch welche das Wasser verunreinigt wird, sich ablagern zu lassen, sodafs sie nicht in die Schöpfmaschinen gelangen. Von Zeit zu Zeit können sie dann durch Baggerung entfernt werden. Die Entnahme des Wassers aus dem Sumpfe erfolgt zweckmäfsig möglichst nahe der Oberfläche, wo es am wenigsten mit festen Bestandteilen gemischt ist.

Zur vorteilhaften Anordnung der Wasserschöpfung ist darauf Bedacht zu nehmen, dafs das Wasser nicht höher gehoben wird, als es nach dem Stande des Aufsenwassers erforderlich ist. Gewöhnlich legt man den Abflufs in die Kronenhöhe des Fangdammes. Wenn diese nun aber nach dem höchsten Wasserstande bestimmt ist und das Aufsenwasser zeitweise wesentlich tiefer steht, so wird durch die unnötig hohe Hebung des Wassers eine Arbeitsverschwendung herbeigeführt. Für solche Fälle ist es daher geraten, die Schöpfmaschinen so einzurichten, dafs sie mit verschiedener Hubhöhe arbeiten können, und durch den Fangdamm Abflufsgräben in verschiedener Höhe zu führen. Diese können von vornherein bei Anlage der Fangdämme vorgesehen werden, oder auch durch spätere Durchschneidung des Fangdammes vorübergehend hergestellt und bei steigendem Wasser wieder beseitigt werden. Derartige Vorkehrungen sind besonders bei schnell wechselnden Wasserständen, also im Gebiete der Ebbe und Flut, wichtig und sind häufig in Form von hölzernen Rinnen mit kleinen Schützen oder Klappen gegen die höheren Aufsenwasserstände angeordnet. Vergl. hierüber auch das in § 19, S. 123 über die Anlage der Fangdämme im Flutgebiete Gesagte.

Anstatt den Fangdamm auf solche Weise zu durchbrechen, was leicht zu einer Schwächung desselben führt, kann man auch durch Anbringung von Hebern das Wasser über den Fangdamm hinüberleiten. Man hat dazu den einen Schenkel des Hebers innerhalb der Baugrube in einen Kübel tauchen zu lassen, in welchem ein etwas höherer Wasserstand als aufsen erhalten wird und in den hinein die Schöpfmaschinen das Wasser giefsen.

Bei der Wahl der Schöpfmaschinen zu einem bestimmten Zweck ist der Umfang der zu verrichtenden Arbeit eine der wichtigsten Gröfsen und diese ist abhängig von der Zeitdauer, während welcher die Trockenhaltung der Baugrube zu geschehen hat und zweitens von der Gröfse der in der Zeiteinheit erforderlichen Leistung. Hiernach wird man zunächst zu entscheiden haben, ob elementare, tierische oder Menschenkräfte anzuwenden sind. Die ersteren verursachen die geringsten Betriebskosten und die gröfsten Anlagelkosten für Maschinen u. s. w. Sie können daher erst bei einem bestimmten Umfange der Arbeiten ebenso billig werden, als die nur geringe Anschaffungskosten, aber hohe laufende Kosten verursachende Arbeit der Menschen. Verteilen sich aber die Anschaffungskosten auf eine diese Grenze überschreitende Gesamtleistung, so liegt der wirtschaftliche Vorteil in der Anwendung der elementaren Kräfte und wächst mit

der Größe der Gesamtleistung. Mit den Fortschritten der Technik, mit der Herstellung sehr einfacher und leicht zu bedienender Dampfmaschinen ist die Grenze, bei welcher die Anwendung der Menschenkraft zu mechanischen Leistungen aufhört, vorteilhaft zu sein, immer mehr herabgedrückt, die Benutzung der unorganischen Kräfte, namentlich des Dampfes, mit welchem an einigen Orten die Elektrizität in wirksamen Wettbewerb treten kann, immer mehr begünstigt worden.

Die Arbeit der Menschen für die hier in Rede stehenden Zwecke, für die Bedienung der Schöpfmaschinen, behält dennoch eine große Bedeutung bei wenig umfangreichen, nur kurze Zeit andauernden Arbeiten und oft auch über die Grenze des wirtschaftlich Vorteilhaften hinaus wegen der weniger umständlichen Vorbereitungen, welche ihre Anstellung erheischt, wegen geringeren Raumerfordernisses und wegen der leichter möglichen Vermehrung der Arbeitskräfte bei plötzlich eintretendem Bedürfnis.

Die Anwendung tierischer Kräfte bietet die letzterwähnten Vorteile nicht und da die zu ihrer Aufnahme erforderlichen Maschinen keineswegs ganz einfach sind, so findet sie nur ausnahmsweise statt.

Eine Übersicht der im Grundbau gebräuchlichen Wasserhebevorrichtungen ist im § 15 gegeben. Eingehend behandelt werden diese im I. Kapitel des IV. Bandes.

B. Die verschiedenen Arten der Gründungen.

§ 21. Allgemeines, Einteilung und Übersicht. Der Zweck einer jeden Gründung ist: dem Bauwerk eine Grundfläche zu schaffen, welche den Gesamtdruck aufnimmt, ohne in einer ihm schädlichen Weise nachzugeben.

Eine vollständige Unbeweglichkeit des Grundbaues ist nur selten zu erreichen; wo daher eine Prefsbarkeit des Bodens vorauszusetzen ist, muß das Streben darauf gerichtet sein, die Bewegungen auf ein möglichst geringes Maß einzuschränken und vor allem jedes ungleichmäßige Setzen zu verhindern. Üben benachbarte Teile eines Bauwerkes einen verschiedenen Druck auf die Grundfläche aus oder ist bei gleichen Lasten der Baugrund wechselnd, so wird man veranlaßt werden können, verschiedene Gründungsweisen anzuwenden. In solchen Fällen ist immer die Möglichkeit eines ungleichen Setzens vorhanden und bei der Ausführung zu berücksichtigen. Um die Nachteile desselben zu vermeiden, bringt man solche Teile nicht in Verband.

Soll nun ein Grundbau den vorbezeichneten Zweck erfüllen, so muß er sich zunächst über eine hinreichend große, seiner Belastung und der Tragfähigkeit des Baugrundes entsprechende Grundfläche ausdehnen und so angeordnet sein, daß eine möglichst gleichförmige Druckverteilung über die ganze Grundfläche entsteht.

Am sichersten ist dieses durch ein Hinabführen des Grundbaues bis auf den festen Baugrund, sei es in seiner vollen Flächenausdehnung, sei es mittels einzelner Stützen, zu erreichen. Oft liegt der feste Baugrund aber in so bedeutender Tiefe, daß man wegen der Höhe der Gründungskosten oder des zu befürchtenden Wasserandranges oder aus anderen Gründen davon absehen muß, bis auf ihn hinabzugehen und deshalb das Bauwerk auf höher liegende Schichten zu setzen hat. In derartigen meist schwierigen Fällen ist entweder eine Verdichtung des Bodens (vergl. § 3) oder eine ausgedehnte Verbreiterung der Grundfläche geboten (vergl. § 26), um durch sie den Mangel an Tragfähigkeit der Schichten auszugleichen.

Tabelle XI. Übersicht der den Wasser- und Bodenverhältnissen entsprechenden möglichen Gründungsarten.³⁰¹⁾

		B. Wasser vorhanden.			
A. Wasser nicht vorhanden.		α. als Grundwasser.	β. als offenes, stilles oder bewegtes Wasser, aber ausschöpfbar.	γ. als offenes, stilles oder bewegtes Wasser, aber nicht ausschöpfbar.	
Holz nicht verwendbar.		Holz unter Wasser zulässig; genaue Zimmerarbeit möglich.		Holz unter Wasser zulässig, aber weniger genaue Zimmerarbeit möglich.	
I. Fester Baugrund erreichbar.	a) In geringer Tiefe.	Ausheben bis zur Frosttiefe u. unmittelbare Ausführung des Grundmauerwerks.	1. Ausgraben, Umschließen u. Ausschöpfen der Baugrube, dann unmittelbare Ausführung des Grundmauerwerks. 2. Wie unter 1. u. Betonierung, wenn Quellen vorhanden sind. 3. Wie unter 1. u. Ausführung einz. Pfeiler mit Erdbögen. 4. Absenken d. Wasserspiegels und Betonierung oder Ausmauerung.	1. Umschließung und Trockenlegung der Baustelle, Abgraben der lockeren Bodenschichten, dann Unter Umständen: 3. Steinkisten. 4. Senkkasten. 5. Mantelgründung.	1. Ausbaggerung und Steinschüttung oder 2. Betonschüttung n. § 28, 2 c. 3. Betonbereitung unt. Wassern. Kinipple 4. Betongründung mittels Säcken. 5. Senkkasten. 6. Mantelgründung. 7. Steinkisten. 8. Druckluftgründung.
	b) In größerer Tiefe.	1. Ausgraben bis zum festen Boden, dann unmittelbare Ausführung des Mauerwerks. 2. Wie unter 1. und Herstellung einzeln. Pfeiler m. Erdbögen. 3. Senkbrunnen und Senkröhren. 4. Eiserne Pfähle. 5. Sandpfähle.	1. Ausgraben bis unter den Grundwasserspiegel und tiefer Pfahlrost. 2. Desgl. und Beton zur Dichtung d. Quellen. 3. Senkbrunnen-, Senkröhren- oder Kastengründung. Unter Umständen: 4. Druckluftgründung. 5. Gefriergründung.	1. Ausgraben, Umschließen u. Trockenlegen der Baugrube, dann tiefer oder hoher Pfahlrost. 2. Eiserne Schraubepfähle.	1. Druckluftgründung. 2. Senkbrunnen und Senkröhren. 3. Hoher Pfahlrost. 4. Tiefer Pfahlrost mit Senkkasten. 5. Schraubepfähle. 6. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlage. 7. Zusammengesetzte Gründung nach § 38. Unter Umständen: 8. Gefrierverfahren.
II. Fester Baugrund nicht erreichbar.	Starke Senkung des Bauwerkes ist vorauszu- sehen und von vornherein zu berücksichtigen.	1. Fundamentverbreiterung durch: a) Abtreppung, b) umgekehrte Gewölbe, c) Sandschüttung, d) breite Betonschicht ohne oder besser mit Eiseneinlagen. 2. Verdichtung des Bodens nach § 3 mit Ausnahme des Einrammens v. Pfählen.	1. Ausgraben bis unter d. niedrigsten Grundwasserspiegel, Ausschöpfen u. Schwellrost. 2. Desgl. und Sandschüttung. 3. Desgl. und Betongründung. 4. Desgl. und tiefer Pfahlrost. 5. Desgl. und umgekehrte Gewölbe. 6. Desgl. und Verdichtung d. Bodens nach § 3.	1. Umschließung und Trockenlegung der Baugrube, Ausgraben auf angemessene Tiefe u. Schwellrost. 2. Desgl. und Betongründung. 3. Desgl. und Sandschüttung. 4. Pfahlrost od. Pfähle zum Dichten des Bodens und Betonschicht. 5. Hoher Pfahlrost. 6. Eiserne Schraubepfähle.	1. Belastung d. Bodens um den Grundbau herum und Anordnung breiter Fundamentflächen. 2. Senkkasten mit Boden von großer Grundfläche. Unter Umständen: 3. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen. 4. Druckluftgründung. 5. Senkbrunnen und Senkröhren. 6. Hoher Pfahlrost. 7. Eiserne Schraubepfähle.

³⁰¹⁾ Vergl. Franzius. Der Grundbau. Deutsches Bauhandb., III. Teil. Berlin 1879, S. 26; Schmitt. Fundamente. Handbuch der Architektur, III. Teil, 1. Bd., 2. Aufl. Darmstadt 1891, S. 294; Brennecke. Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 100.

Für die gleichmäßige Druckverteilung ist es von Wichtigkeit, die Richtung des Druckes zu beachten und zu untersuchen, ob die Grundfläche rechtwinkelig dazu anzuordnen ist oder welche andere Mittel anzuwenden sind, um dem Seitenschube entgegen zu wirken.

Das Bauwerk muß ferner gegen seitliches Ausweichen und gegen äußere Einwirkungen, welche seinem Bestande schädlich werden könnten, geschützt sein. Einwirkungen dieser Art können durch das Tagwasser entstehen, welches den Boden erweicht oder ein Unterspülen veranlaßt; ferner durch den Frost, indem das in den Boden gedrungene Wasser beim Frieren sich ausdehnt, beim Auftauen seinen Umfang wieder vermindert und dabei den Boden lockert. — Um dagegen geschützt zu sein, ist die Grundfläche wenigstens so tief unter die Oberfläche des umgebenden Geländes zu legen, als der Frost wirkt, in unserem Klima etwa 1 bis $1\frac{1}{4}$ m. Weiter können Wasseradern und Quellen unter dem Grundbau sich hinziehen, den Boden allmählich angreifen und das Bauwerk gefährden. Endlich machen die äußeren Angriffe der Strömungen auf das Bauwerk selbst oder auf den Baugrund oft umfangreiche Schutzmaßregeln erforderlich.

Hinsichtlich der zu den Grundbauten verwendbaren Baustoffe ist zu beachten, daß Holz nur dann als unvergänglich anzusehen ist, wenn es den wechselnden Einflüssen der Luft und des Wassers entzogen wird, also stets unter Wasser bleibt. Indessen gilt dieses nur vom Süßwasser, da es im Seewasser vom Seewurm (*Teredo navalis*), vom asselartigen Krebs (*Limnoria terebrans*) und anderen Feinden angegriffen und häufig in kurzer Zeit zerstört wird. Darüber und über die Schutzversuche dagegen s. § 5, S. 31.

Die verschiedenen Gründungsarten lassen sich hauptsächlich nach zwei Richtungen einteilen: nach dem Vorhandensein oder Fehlen eines festen Baugrundes und nach dem Vorkommen des Wassers. Dies ergibt für die Einteilung vier Hauptgruppen:

- I. A. Fester Baugrund ist zu erreichen; Wasser ist nicht vorhanden.
- I. B. Fester Baugrund ist zu erreichen; der Wasserstand ist höher als die Fundamentsohle.
- II. A. Fester Baugrund ist nicht zu erreichen; Wasser ist nicht vorhanden.
- II. B. Fester Baugrund ist nicht zu erreichen; der Wasserstand ist höher als die Fundamentsohle.

Wie die Übersicht in Tabelle XI, S. 135, zeigt, lassen sich noch Unterabteilungen unterscheiden, je nach der größeren oder geringeren Tiefenlage des festen Baugrundes und je nach der Art des Vorkommens vom Wasser, woraus sich die in der Zusammenstellung angeführten, in jedem einzelnen Falle in Frage kommenden Gründungsarten ergeben.

Was nun die Wahl der in manchen Fällen großen Anzahl der „möglichen“ Gründungsarten betrifft, so hängt diese ferner noch von der Art des zu errichtenden Bauwerks, von sonstigen örtlichen Verhältnissen, von der zur Verfügung stehenden Bauzeit und den etwa schon vorhandenen Baustoffen und Hilfsmitteln und schließlich von den für den einzelnen Fall vorauszusehenden Kosten ab, da man bestrebt sein wird, unter sonst gleichen oder annähernd gleichen Verhältnissen und Vorzügen, diejenige Gründungsweise zu wählen, welche die geringsten Kosten verursacht.

Infolge der großen Fülle dieser, in jedem einzelnen Fall, meist für die Wahl einer Gründungsart zu berücksichtigenden Gesichtspunkte, lassen sich vollständig allgemein gültige Regeln für die Wahl nicht aufstellen. In einzelnen Fällen sind wohl von Bauleitungen den örtlichen Verhältnissen entsprechende Erfahrungen zusammengestellt worden.

Beispielsweise mögen nach den Mitteilungen des Chef-Ingenieurs Croizette-Desnoyers³⁰²⁾ nachstehend die Ergebnisse angeführt werden, zu welchen man für die Gründung der Bauten auf der Eisenbahnlinie von Nantes nach Brest und Lorient für weichen Boden, der von einem festen Baugrunde in verschiedenen Tiefen unterlagert war, gelangt ist.

1. Gründungen aufser Wasser:

- a) bis zu 6 m Tiefe: stets durch Hinabgehen bis zur festen Schicht und unmittelbare Auf-
führung des Mauerwerks auf derselben;
- b) bei mehr als 6 m Tiefe und gewöhnlichen Werken: wenn man Zeit hat, den Boden vorher
zu belasten, Gründung auf Pfahlrost in verdichtetem Boden, im anderen Falle wie bei 1 a
mit starker Verbreiterung der nachgiebigen Schichten;
- c) desgleichen bei bedeutenden Werken: wenn der Boden dicht ist, wie bei 1. a in gewöhn-
lichen Umschließungen bis zu 10 m Tiefe, weiter mit Hilfe von Schächten; wenn der Boden
durchlassend ist, Gründung mit Hilfe von Baggerung und versenktem Beton bis zu 10 m
Tiefe; bei größerer Tiefe Anwendung der Druckluftgründung.

2. Gründungen im Strome:

- a) bis 10 m unter dem Wasserspiegel bei gewöhnlichen Bauten: wenn das Moor sehr dicht
ist, Aushebung und unmittelbare Gründung auf der festen Schicht in Umschließungen und
Fangdämmen; wenn das Moor wenig Dichtigkeit hat, auf versenktem Beton nach Baggerung,
sei es in Umschließungen wie vor oder in unten offenen Caissons (Mantelgründung);
- b) bis zu 10 m Tiefe bei bedeutenden Bauten: Gründung durch Aushebung und unmittelbare
Mauerung auf der festen Schicht; in Spundwänden und Fangdämmen, wenn der Schlamm
bis zum Felsen reicht; in dichten Kasten mit Fangdämmen in den unteren Teilen, wenn
der Schlamm vom Felsen durch einen durchlässigen, leicht auszuhebenden Boden getrennt
ist; in Pfahlwänden und Fangdämmen mit kräftigen Schöpfmaschinen, wenn dieser Boden
nicht auszubaggern ist;
- c) über 10 m Tiefe: Druckluftgründung und zwar: in Röhren, wenn das Gelände seitlichen
Widerstand bietet und nur eiserne Balken zu tragen sind, in Caissons, wenn das Gelände
der nötigen Dichtigkeit entbehrt und besonders, wenn die Fundamente gewölbte Brücken
tragen sollen.

Allgemeine Giltigkeit haben aber solche Regeln nicht, da nicht für jeden anderen ähnlichen Fall alle maßgebenden Bedingungen berücksichtigt sind und mit dem Fortschritt der Technik sich auch die Ansichten über die Anwendbarkeit der einzelnen Gründungsarten ändern. Immerhin können sie Anhaltspunkte zu Vergleichen bieten.

Den Hauptgruppen der Tabelle XI sich anschließend, werden in den Besprechungen der folgenden vier Paragraphen einige Winke hinsichtlich der Anwendbarkeit und Wahl der einzelnen Gründungsarten gegeben, während im Abschnitt C. unter Ausschluss der Druckluftgründung, die in ihrer Gesamtheit im Kap. VII zur Erörterung gelangt, die wichtigeren Gründungsarten selbst eine eingehendere Behandlung erfahren.

§ 22. Übersicht der Gründungsarten auf festem Boden im Trockenen (s. Tabelle XI unter I. A.). Die Art der Gründung wird hier vorzugsweise durch die Tiefenlage des festen Baugrundes bestimmt.

1. **Hohe Lage des festen Baugrundes.** Tritt dieser zu Tage und ist er von einer solchen Beschaffenheit, dafs er unter den Einwirkungen der Luft und des Wassers nicht leidet, wie z. B. harter Fels, festgelagerter Kies u. s. w., so wird keine weitere Vorbereitung nötig, als das Abgleichen der Oberfläche, um das Mauerwerk mit einer wagerechten, bezw. einer lotrecht zur Druckrichtung geneigten Schicht beginnen zu können. Bei Fels ist es nicht erforderlich, dafs der ganze Grundbau auf einer wagerechten Grundfläche aufstehe; man kann vielmehr ohne Nachteil Abtreppungen vornehmen und so das

³⁰²⁾ Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273 und Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 358.

Bauwerk in verschiedenen, stufenweise aufeinanderfolgenden Flächen beginnen lassen. Kommen einzelne Vertiefungen in dem Boden vor, so sind diese mit Beton oder Mauerwerk zu füllen, wobei aber mit großer Sorgfalt vorzugehen ist, um jedes ungleiche Setzen zu vermeiden. Müssen einzelne Teile des Grundbaues tiefer hinabgeführt werden, als andere, so ist auch hierbei dieselbe Sorgfalt anzuwenden. Bei wichtigen Bauwerken ist es zu empfehlen, die unteren Teile des Mauerwerks bis zur Abgleichungsschicht in Cement oder einem anderen genügend rasch erhärtenden und fest bindenden Mörtel herzustellen.

Nicht selten kommt es vor, daß eine feste Bodenschicht auf einer an sich nicht festen ruht, die aber dadurch tragfähig wird, daß die obere Schicht vermöge ihrer Mächtigkeit den Druck auf eine hinreichend große Fläche verteilt. In solchen Fällen ist es geraten, den guten Boden möglichst wenig zu verändern und allenfalls den loseren Untergrund gegen seitliches Ausweichen zu schützen. Nachträglich ausgeführte Drainierungen, Brunnensenkungen und ähnliche Arbeiten können unter Umständen die Tragfähigkeit der unteren Schicht wesentlich beeinflussen; es ist daher bei solchem Vorkommen mit Vorsicht zu verfahren.

Bei Bodenarten, welche den Einwirkungen des Wassers und der Temperatur nicht vollständig widerstehen, hat man, um von diesen unabhängig zu sein, die Sohle des Grundbaues genügend tief zu legen. Zum Schutz gegen Frost genügt, wie bereits erwähnt, in unserem Klima meist eine Tiefe von 1 bis $1\frac{1}{4}$ m unter der Erdoberfläche.

Hat der Baugrund nicht dieselbe Tragfähigkeit wie das Mauerwerk, so muß durch angemessene Verbreiterung der Sohle der Druck auf eine größere Bodenfläche verteilt werden. Am einfachsten geschieht dieses durch Anbringen von Fundamentabsätzen (Bankette), bei deren Anordnung darauf Bedacht zu nehmen ist, daß die Ausladung der einzelnen Absätze im Verhältnis zu ihrer Höhe nicht zu groß wird, und daß sie mit dem inneren Mauerwerk einen hinreichend sicheren Verband erhalten. Wird hierin etwas versäumt, so sind die Bankette nicht im Stande, den Druck vom aufgehenden Mauerwerk auf den Boden zu übertragen und es entsteht beim Setzen des Mauerkernes eine Trennung von den Absätzen des Grundbaues (vergl. § 26).

Als Grenze der Ausladung zur Höhe kann für die einzelnen Absätze etwa das Verhältnis von 1:1, für den ganzen Vorsprung des Grundbaues 1:1,5 angenommen werden.³⁰³⁾

2. Tiefe Lage des festen Baugrundes. Liegt der feste Baugrund so tief, daß die Hinabführung des Fundamentes in der vollen Flächenausdehnung zu kostspielig werden würde, so kann man einzelne Pfeiler hinabführen und diese durch Gewölbe verbinden, welche das weitere Mauerwerk tragen. Man spart dabei an Mauerwerk und meist auch an Erdarbeiten. Anstatt der einfachen Abgrabung des den festen Baugrund überlagernden Bodens werden in diesem Falle häufig Schächte abgeteuft (vergl. § 18, S. 121).

Auch werden in solchen Fällen wohl Brunnen oder Röhren gesenkt, obgleich diese Ausführungsweise hier nur selten Anwendung findet. Das Verfahren dabei ist ganz ähnlich dem in den §§ 35 bis 37 beschriebenen, nur mit dem Unterschiede, daß das Entfernen des Bodens in und unter den Brunnen, weil Wasser in der Baugrube nicht vorhanden ist, durch Abgraben bewirkt werden kann. In sehr beweglichem Boden, wie er z. B. an Schutthalden vorkommt, kann bei Ausführung von Brunnengründung

³⁰³⁾ Über Gründungen in Alluvialboden in Bengalen, bezw. über die Form der Sohlenverbreiterung vergl. Engng. 1875, Juli, S. 103.

statt der Absenkung auch eine stetig fortschreitende Untermauerung stattfinden (vergl. § 36, 1. d.).

Die Ausführungsweise, zum Tragen der Fundamentsohle einzelne Stützen auf den festen Baugrund hinabzuführen, führt in weiterer Ausdehnung zu der Anwendung von Pfählen aus einem Material, welches unter dem Wechsel zwischen Trockenheit und Nässe nicht leidet, z. B. aus Eisen. Ausnahmsweise können auch Unterstützungen durch Sand- oder Betoneylinder in Frage kommen, die dadurch hergestellt werden, daß man Pfähle bis auf den festen Grund eintreibt, dann wieder auszieht und die dadurch gebildeten Löcher mit Sand füllt oder mit Beton ausstampft. Dieses Verfahren hat eine größere Bedeutung da, wo mit dem Einbringen der Cylinder gleichzeitig eine Verdichtung des Bodens bezweckt wird (vergl. § 3 unter 1. d., S. 21).

§ 23. Übersicht der Gründungsarten auf festem Boden unter Wasser (s. Tabelle XI unter I. B.).

1. Die Baugrube wird zeitweise trocken gelegt. Dabei kann die Trockenlegung und Haltung der umschlossenen Baugrube entweder durch Auspumpen des von außen eindringenden Wassers geschehen oder durch Entfernung bzw. Fernhaltung desselben mittels Luftdruck. Im ersteren Falle ist die Baugrube oben offen, im letzteren oben geschlossen.

Die Umschließung der Baugrube kann durch endgiltige oder vorläufige, wieder zu entfernende Anlagen erfolgen und das Fundament in voller Ausdehnung bis auf den festen Baugrund hinabgeführt oder in einzelne Stützen aufgelöst werden.

Daraus ergeben sich folgende Verfahrensarten:

a) Die Baugrube wird mit vorläufigen Anlagen, Fangdämmen u. s. w., wie sie in § 19 ausführlich beschrieben sind, umschlossen, das Wasser innerhalb derselben durch Wasserhebungsvorrichtungen entfernt und der feste Baugrund durch Beseitigung der etwa ihn überlagernden Bodenschichten bloßgelegt.

Da die hierbei vorkommenden Arbeiten zur Vertiefung der Baugrube, zur Abgleichung der Oberfläche des Baugrundes und Ausführung des Fundamentmauerwerks zu Tage ausgeführt werden, so unterscheiden sie sich im wesentlichen nicht von den im vorigen Paragraphen besprochenen, wenn auch in den meisten Fällen ein fortwährendes Nachdringen des Wassers und dadurch eine Erschwerung der Arbeiten eintreten wird. Nach Herstellung des Grundbaues wird die Baugrube wieder mit Erde oder Steinen und anderem Material zum Schutz gegen äußere Angriffe des Wassers gefüllt und die Fangdämme werden weggeräumt.

Da sowohl während der Ausführung der Gründungsarbeiten als auch später die Baumaterialien mit Wasser in Berührung treten, so hat man auf die Wahl eines genügend hydraulischen Mörtels Bedacht zu nehmen.

b) Liegt der feste Baugrund sehr tief und ist er von solcher Beschaffenheit, daß er das Eintreiben von hölzernen Pfählen möglich macht, so kann man, anstatt wie in a) die Sohle des Mauerwerks unmittelbar auf den festen Baugrund zu legen, einen Pfahlrost anwenden (§ 34). In welcher Tiefe unter dem niedrigsten Wasserstande ein solcher anzuordnen ist, hängt von den besonderen Umständen ab, von der Festigkeit der oberen Bodenschichten, von den Angriffen, denen das Bauwerk ausgesetzt ist u. dergl. mehr. Die dabei entscheidenden Gesichtspunkte sind in § 34 hervorgehoben. Die Baugrube wird nur bis zur Tiefenlage der Pfahlköpfe ausgehoben.

Die Decke, welche das Fundamentmauerwerk aufzunehmen hat, kann aus Holz, nach Art des eigentlichen Pfahlrostes, oder auch aus Beton oder trockenem, zwischen die Pfähle gebrachtem Mauerwerk gebildet werden (vergl. § 34). Nach Herstellung des Fundamentes wird die Baugrube wieder mit Erde oder Steinen und anderen Materialien zum Schutze gegen äußere Angriffe des Wassers gefüllt und die Fangdämme werden weggeräumt.

c) Statt der vorläufigen Umschließungen der durch Wasserschöpfen trocken zu legenden Baugrube werden auch bleibende Umschließungen, als Brunnenringe, Mäntel, eiserne Röhren u. s. w. angewandt und allmählich bis auf den festen Baugrund hinabgesenkt (vergl. § 35 bis 37). Diese Brunnensenkung, welche ihre eigentliche Bedeutung in dem unter 2. c. erwähnten Falle findet, kann auch hier vorteilhaft werden in einem Boden, der zäh und dicht genug ist, um nicht mehr Wasser in die Baugrube eintreten zu lassen, als durch Wasserschöpfen leicht wieder zu entfernen ist, und welcher daneben durch den Wasserandrang nicht in einer Weise aufgelockert wird, welche seine Tragfähigkeit beeinträchtigen könnte. Dieses Verfahren gestattet das Übergehen zu einer Gründung ohne Wasserschöpfen, wenn während des Betriebes der Arbeiten sich zeigt, dafs das Ausheben der Baugrube im Trockenem des starken Wasserandranges wegen zu kostspielig oder gefährlich werden würde.*

Werden die Umschließungen der Baugrube luftdicht, z. B. als eiserne Cylinder, hergestellt, so ist auch bei weiter vorgeschrittenem Bau der Übergang zum Druckluftverfahren nicht ausgeschlossen (s. § 38).

Die Herstellung vorläufiger Fangdämme, die später wieder entfernt werden, bietet bei großen Wassertiefen und ungünstigen Bodenarten oft erhebliche Schwierigkeiten, welche durch Anwendung von Brunnen, Mänteln, Röhren oder Kasten umgangen werden. Dieser Umstand und die Leichtigkeit, mit welcher das Verfahren bei unerwarteten Vorkommnissen abgeändert werden kann, wird auch in vorliegendem Fall häufig zu der Wahl der Brunnen- oder Röhrensenkung führen. Näheres darüber in §§ 36 und 37.

d) Die Anwendung der Gründungsarten, bei welchen eine Trockenlegung der Baugrube durch Wasserschöpfen vorgenommen wird, findet ihre Beschränkung einmal bei sehr starkem Andrang des Wassers, sodafs dessen Bewältigung überhaupt nicht oder nur mit unverhältnismäfsig großen Mühen möglich ist, sodann bei einem Baugrund, der durch das aufströmende Wasser gelockert werden und dadurch seine sonst vorhandene Tragfähigkeit verlieren würde. — Beide Beschränkungen werden durch das Druckluftverfahren aufgehoben, bei welchem im Innern der oben und an den Seiten geschlossenen Baugrube ein Luftdruck erhalten wird, welcher den äußeren Wasserdruck aufhebt und damit die Möglichkeit bietet, Auflockerungen des Bodens durch das ins Innere der Grube dringende Wasser zu verhindern (vergl. Kap. VII).

Zugleich wird hierbei der Baugrund blofsgelegt und kann in jeder Tiefe, bis zu welcher das Verfahren überhaupt ausführbar bleibt, einer genauen Untersuchung unterzogen werden. Allerdings erheischt die Druckluftgründung die Anwendung einer Reihe mechanischer Vorrichtungen und Maschinen, welche die Kosten des Verfahrens wesentlich beeinflussen.

Näheres über diese in neuerer Zeit so äufserst wichtig gewordene Gründungsart findet sich im Kap. VII.

2. Die Baugrube wird nicht trocken gelegt. Das Verfahren, die Baugrube bis auf den festen Boden trocken zu legen, ist insofern ein sehr vollkommenes, als es die

Untersuchung des Grundes in allen Einzelheiten möglich macht. Es ist aber im Vorigen bereits darauf hingewiesen, daß häufig die Beschaffenheit des Baugrundes die Trockenlegung der Baugrube durch Wasserschöpfen, selbst wenn ausführbar, nicht ratsam erscheinen läßt. Die Ausführbarkeit scheidet nicht selten an der Stärke des Wasserdruckes, an der Durchlässigkeit des Bodens und ähnlichen Erscheinungen. Die Druckluftgründung, welche in vielen derartigen Fällen in Frage kommen könnte, wird häufig zu kostspielig oder verbietet sich wegen der großen Ausdehnung des Grundbaues.

Bei den in solchen und ähnlichen Fällen gebräuchlichen Verfahren der Gründung im Wasser wird entweder der untere Teil des Fundamentes als wasserdichtes Bett hergestellt, auf welchem der Weiterbau innerhalb vorläufiger oder bleibender Umhüllungen erfolgt, oder das Mauerwerk wird in beweglichen Behältern, Senkkasten, aufgeführt, welche man bis auf den zur Aufnahme vorbereiteten Baugrund versenkt, oder endlich der Grundbau wird ohne jede Umschließung bis über Wasser aus künstlichen oder natürlichen Steinen geschüttet, bezw. aufgebaut.

a) Das hier zuerst erwähnte Verfahren ist die bei der Gründung einer großen Anzahl bedeutender Brücken, namentlich in Deutschland angewandte, Gründung auf Beton. Zur Umgrenzung des künftigen Betonbettes und zum Schutz gegen Unterspülung wird dabei die Baugrube mit Spundwänden umschlossen, darauf der feste Baugrund durch Baggerung von den ihn überlagernden losen Schichten befreit, soweit dies nicht etwa schon vor dem Schlagen der Spundwände geschehen ist, und der Beton in der für die Wasserdichtigkeit erforderlichen Mächtigkeit eingebracht. In der Regel wird dann auf dem so gebildeten Betonbett innerhalb der Umgrenzung der äußeren Spundwand und häufig unter ihrer Benutzung ein Fangdamm hergestellt, der im Zusammenhang mit dem unteren Betonbett einen von wasserdichten Wänden umschlossenen Raum darstellt, in welchem, nach genügender Erhärtung des Betons und nach erfolgtem Auspumpen des Wassers, das Mauerwerk zu Tage aufgeführt wird (vergl. § 28).

Eine Abänderung des Verfahrens besteht darin, daß man, um tiefer liegende Bodenschichten zum Tragen zu bringen, oder um den Baugrund zu verdichten oder auch zum weiteren Schutz gegen Unterspülung, vor dem Einbringen des Betonbettes Pfähle einrammt und diese unter Wasser abschneidet; die weiteren Arbeiten werden, wie vorstehend erwähnt, ausgeführt und nach Vollendung der Gründung die Fangdämme beseitigt. Ausführlicheres über diese Gründungsart in § 28.

b) Statt das Mauerwerk in den festen, durch das Betonbett und die darauf gesetzten Fangdämme gebildeten, wasserdichten Umhüllungen auszuführen, kann dieses auch in schwimmenden beweglichen Behältern (Senkkasten) vorgenommen werden, die für solche Zwecke meist aus Holz hergestellt, über die Baustelle geöffnet und allmählich unter der Last des Mauerwerks versenkt werden. Die Vorbereitung des Bettes, welches die Kasten aufnimmt, geschieht in einfachster Weise durch Ausbaggerung des Bodens bis auf den festen Baugrund und möglichst sorgfältige Abgleichung der Oberfläche bezw. Ausbreitung einer Steinschicht. Da die Abgleichung aber schwer zu bewerkstelligen ist und bei unvollkommener Ausführung leicht Unterwaschungen des Grundbaues eintreten, so ist es gebräuchlicher, den festen Baugrund wie bei a) mit einer Lage Beton zu überdecken und in diese den Senkkasten zu betten oder aber Pfähle einzurammen, diese unter Wasser in gleicher Höhe abzuschneiden und nachdem die Zwischenräume mit Steinen oder Beton ausgefüllt sind, auf die Pfahlköpfe den Senkkasten niederzulassen. — Näheres hierüber in § 30.

c) Abweichend von den beiden vorigen Verfahren werden mantelartige Körper, oben und unten offen mit wasserdichten Wandungen, als hölzerne Kasten, Blechmäntel, gemauerte Brunnen, gusseiserne oder schmiedeiserne Röhren u. s. w., an die Gründungsstelle gebracht und, durch Ausbaggern der losen Bodenschichten innerhalb derselben, bis auf den festen Baugrund versenkt. Alsdann wird durch Einbringen von Beton ein wasserdichter Boden gebildet und nach dessen Erhärtung das Wasser ausgepumpt, sodafs der Weiterbau im Trockenem erfolgen kann. Nicht selten erhalten die Mäntel eine solche Ausbildung, dafs ihr oberer Teil von dem unteren getrennt und wieder benutzt werden kann (vergl. § 32 u. 35 bis 37).

Wie bei der unter a) besprochenen Ausführungsweise kann man auch hier vor dem Einbringen des Betons Pfähle einrammen, sei es, um die Last des Bauwerkes auf tiefere Bodenschichten zu übertragen, oder um den Boden zu verdichten, oder zum Schutz gegen Unterwaschungen, oder aus anderen Gründen. Sind Schlammsschichten von gröfserer Mächtigkeit zu durchteufen, so kann unter Umständen auch das Gefrierverfahren von Pötsch (s. § 3, S. 24) zur Anwendung gelangen. Näheres über Brunnen- und Röhren-Gründungen in § 35 bis 37.

d) Ohne alle Umschließungen der Baugrube werden Gründungen mittels eiserner Schrauben- und Scheibenpfähle, ferner aus künstlichen und natürlichen Steinen, in regelmäfsiger Form oder beliebiger Gestaltung, wie die Gewinnungsstelle sie liefert, hergestellt. Letzteres geschieht in solchen Fällen, wo eine erhebliche Ausdehnung des Fundamentkörpers nicht schadet, oder mehr noch, wo sie durch den Strom- oder Wellenangriff erforderlich wird, wie bei Gründungen an den Meeresküsten und in sehr tiefem Wasser. Zu gleichem Zweck werden häufig auch Betonsäcke versenkt, oder es wird das Kinipple'sche Verfahren angewendet (s. § 28 unter 2., 3. und 4.).

Das in den einzelnen Fällen anzuwendende Verfahren wird dabei vorzugsweise durch das zur Verfügung stehende Material und dessen Kosten bedingt.

Was die Wahl der Gründungsverfahren bei verschiedenen Tiefenlagen des festen Baugrundes betrifft, so wird dieselbe so sehr durch die besonderen örtlichen und anderen Verhältnisse bedingt, dafs hier davon abgesehen werden mufs, allgemeine Grundsätze auszusprechen. In neuerer Zeit haben sich Verfahren, welche früher nur für grofse Tiefen anwendbar galten, unter besonderen Umständen auch für geringere Tiefen zweckmäfsig erwiesen (vergl. auch Tabelle XI, S. 135).

§ 24. Übersicht der Gründungsarten auf nicht festem Boden im Trockenem (s. Tabelle XI unter II. A.). Fester Baugrund ist im Sinne der bisherigen Besprechung ein solcher, der die Last des Bauwerkes zu tragen im Stande ist, ohne eine gröfsere Verbreiterung der Fundamente nötig zu machen, als sie durch die allgemein gebräuchlichen Mittel der Fundamentabsätze (Bankette) zu erreichen ist. Hat der Baugrund, auf welchem die Gründung erfolgen soll, eine geringere Tragfähigkeit, oder ist er von ungleicher Beschaffenheit, so tritt der Fall ein, den wir hier zu behandeln haben.

Die Mittel, um einen solchen Baugrund genügend widerstandsfähig zu machen, bestehen in der Übertragung des Druckes auf eine hinreichend grofse Fläche, also in ausgedehnter Verbreiterung des Fundamentes, oder in einer Verdichtung des Bodens, oder schliesslich in einer Verbindung beider Mittel. Daneben wird in vielen Fällen eine Umschließung des tragenden Bodens nötig, um dessen seitliche Ausweichung zu verhindern. Besteht der unsichere Boden aus Grubengelände, das durch den Bergbau unterhöhlt ist, so werden die Höhlungen ausgemauert oder überwölbt werden müssen. Bei

Wohngebäuden begnügt man sich vielfach damit, die Wände so zu verankern, daß ein Reißen und Einstürzen selbst dann vermieden wird, wenn ein Teil des Grundbaues durch Erdstürze seiner Stütze beraubt wird.³⁰⁴⁾

Im Übrigen können, wenn die Gründungsarbeiten durch Wasser nicht beeinflusst werden, folgende Verfahren zur Anwendung kommen:

1. Sohlenverbreiterung durch umgekehrte Gewölbe. Sie tritt vornehmlich da in Frage, wo der Grundbau Gebäudeteile mit leeren Zwischenräumen aufzunehmen hat und dadurch verschieden belastet wird, wie bei Häusern, hohlen Pfeilern und Widerlagern, Schleusen, Tunnelbauten, kleineren Brücken, Mauern mit Strebepfeilern u. s. w. — Da durch die Gewölbe der Gegendruck des Bodens auf die Mauermassen übertragen wird, zwischen welche die Gewölbe gespannt sind und hier einen Seitenschub erzeugen, so ist bei der Anordnung derartiger Bauten sorgfältig darauf Bedacht zu nehmen, daß an keiner Stelle eine Trennung der Teile in wagerechter Richtung erfolge. Solange die Anwendung von Holz unter der Sohle des Grundbaues wegen deren Lage über Grundwasser ausgeschlossen ist, wird man hier durch zweckmäßige Verteilung der Mauermassen, durch sorgfältige Hinterfüllung der als Widerlager wirkenden Teile, durch Verankerung in Eisen und Stein, den seitlichen Zusammenhang des Grundbaues zu sichern suchen müssen.

Vor der Herstellung des Mauerwerks für den Grundbau nimmt man auch hier häufig eine Verdichtung der Oberfläche durch Einstampfen von Steinen vor, oder breitet an feuchten Baustellen ein Betonbett oder eine Sandschüttung über den Boden aus, oder verwendet sorgfältig geschichtetes Trockenmauerwerk, oder den Eisen-Schwellrost.

2. Sandschüttung. Diese bewirkt eine sehr wirksame Verbreiterung der Grundfläche, indem man annehmen kann, daß der Sand den Druck auf die unteren Schichten innerhalb einer unter 45° geneigten Böschung verteilt. Der Sand füllt die Unebenheiten der Bodenoberfläche gut aus und führt auch bei ungleichmäßiger Beschaffenheit des Bodens eine günstige Druckübertragung herbei. Im Verhältnis zur Stärke der Sandschicht nimmt bis zu einer gewissen Grenze auch die Größe der Fläche zu, auf welche sich der Druck verteilen kann. Näheres in § 27.

3. Betonschüttung. Anstatt der Schüttung aus Sand kann man eine solche aus Beton anwenden, die vor jener den großen Vorteil hat, eine dichte, in sich zusammenhängende, gegen äußere mechanische Einwirkungen weniger empfindliche Masse zu bilden, die unter der Last des Bauwerkes wenig oder gar nicht zusammengedrückt wird und deshalb ein geringes Setzen annehmen läßt. Sie wird aber erheblich teurer als jene. Bei der Ausführung sucht man den Betonkörper möglichst mit lotrechten Seitenflächen herzustellen und deshalb die Baugrube mit Brett- oder Bohlwänden zu bekleiden (s. § 28). In manchen Fällen hat sich eine Verbindung der Sandschüttung mit einer Betonlage zweckmäßig erwiesen, indem erstere für den unteren Teil des Fundamentes, die Betonlage für den oberen angewendet wurde. Steinschüttungen an Stelle der Sandschüttungen kommen in diesem Falle seltener vor, dagegen häufig Eiseneinlagen in den Beton.

4. Verdichtung des Bodens. Wo die Fundamentsohle nicht bis unter das Grundwasser reicht, die Verwendung von Holzwerk also unstatthaft ist, kann man zur Verdichtung des Bodens hochkantig gestellte Steine in mehreren Schichten übereinander

³⁰⁴⁾ Näheres siehe in Brennecke. Der Grundbau. Handbuch d. Bauk., Abt. III, Heft 1, Berlin 1887, S. 344 und Heinzerling. Allg. Bauz. 1878, S. 67. — Deutsche Bauz. 1878, S. 109.

eintreiben oder auch Steinschutt in mehreren Lagen einrammen, bis der Boden, ohne erhöht zu sein, angemessen fest geworden ist. Eine andere Art der Bodenverdichtung, die hier in Frage kommen kann, sind die schon erwähnten Sand- oder Betoneylinder. In manchen Fällen sind auch durch vorübergehende künstliche Belastungen des Bodens günstige Erfolge erzielt worden (vergl. § 3).

§ 25. Übersicht der Gründungsarten auf nicht festem Boden unter Wasser (s. Tabelle XI unter II. B.).

1. Bei Anordnung der Fundamentsohle unterhalb des niedrigsten Wasserstandes (bezw. Grundwassers) bedient man sich zur Verbreiterung des Fundamentes mit Nutzen des Holzes, dessen Anwendung bei höherer Lage ausgeschlossen ist. Vor allem findet hier der Schwellrost seine eigentliche Bedeutung. Er giebt dem Fundament einen sehr festen Zusammenhang in wagerechter Richtung und wird deshalb auch häufig in Verbindung mit umgekehrten Gewölben angeordnet. In dieser Verbindung tritt der Nachteil, daß er wegen seiner Biegsamkeit nicht geeignet ist, die Last des Bauwerkes auf den Boden gleichmäßig zu übertragen, in geringerem Maße auf. Seine Herstellung wird in § 29 näher besprochen werden.

2. Sandschüttungen, wenn sie im Wasser angewandt werden, erfordern eine sehr sichere Umschließung, um ein Entweichen des Sandes unmöglich zu machen. Wo sie genügend geschützt werden können, bieten sie die schon früher im § 24 besprochenen Vorteile, zum Teil sogar in höherem Maße, weil bei der Schüttung im Wasser die dichte und feste Lagerung des Sandes besser zu erreichen und damit das spätere Setzen unter der Last des Bauwerkes zu vermeiden ist (vergl. § 27).

3. Betonfundamente auf weichem Boden sind in ihren Vor- und Nachteilen den Sandschüttungen gegenüber schon im § 24 besprochen. Bei der Gründung im Wasser ist vorzugsweise der Umstand von Wichtigkeit, daß, weil der Beton unter Wasser erhärtet und eine zusammenhängende feste Masse bildet, er weniger leicht Veränderungen durch äußere Einflüsse unterworfen ist. Über die Herstellung solcher Fundamente siehe § 28.

4. Eine Verdichtung des Baugrundes wird, wenn das Fundament bis unter den Niedrigwasserspiegel hinabgeführt werden soll, hier vorzugsweise durch eingerammte hölzerne Pfähle bewirkt (vergl. § 3 unter 1. b.). Es kann sowohl der tiefe, als auch der hohe Pfahlrost Verwendung finden, letzterer besonders bei größerer Wassertiefe in Verbindung mit Stein- oder Faschinenpackungen (vergl. § 34). Über die Vereinigung des Pfahlrostes mit der Betongründung gilt das im § 23 unter 2. Gesagte auch hier.

Die unter 2., 3. und 4. angeführten Verfahren machen eine Trockenlegung der Baugrube nicht notwendig. Auch beim Eintreiben von Grundpfählen kann man dieses sowohl, wie das Abschneiden der Pfähle, das Ausfüllen der Zwischenräume und auch das Einbringen eines Betonbettes ohne Wasserschöpfen vornehmen. Wie nach Herstellung dieser Arbeiten die Weiterführung des Baues erfolgt, ist aus den Mitteilungen über die entsprechenden Gründungsarten bei erreichbarem festen Baugrunde (im § 23) zu entnehmen, nur mag noch besonders darauf hingewiesen werden, daß auch hier der weitere Aufbau des Mauerwerks in Senkkasten oder innerhalb Schutzmänteln auszuführen ist. Bieten sonach die besprochenen Ausführungen bei unsicherem Baugrunde manche Übereinstimmungen mit den im § 23 besprochenen, so gilt dies gleichfalls von den noch etwa in Frage kommenden:

5. Steinschüttungen, über welche sich Näheres in § 27 und 33 findet, wo auch ihre Vereinigung mit Faschinen, Sinkstücken u. s. w. besprochen wird, und den

6. Eisernen Schraub- und Scheibenpfählen, die nur dann Anwendung finden können, wenn die Schraub- bzw. Scheibenflächen genügenden Widerstand gegen ein tieferes Einsinken im Boden finden.

C. Beschreibung einzelner Gründungsarten unter Ausschluss der Druckluftgründungen.

I. Fundamentaufbau und Flachgründung.

§ 26. **Sohlenverbreiterung und umgekehrte Gewölbe.** Sowohl die Verbreiterung der Mauern nach der Fundamentsohle zu, als auch die Anwendung umgekehrter Gewölbe erfolgt, wie bereits in den §§ 21 u. 24 angedeutet wurde, bei wenig tragfähigem Boden, um den Druck des Bauwerkes auf eine gröfsere Fläche zu verteilen und dadurch die Beanspruchung der Flächeneinheit zu vermindern.

1. Die **Sohlenverbreiterung** geschieht beim Mauerwerk in der Regel durch Abtreppung, wobei auf ein richtiges Verhältnis der Absatzbreiten zu den Absatzhöhen zu achten ist, da sonst eine Abtrennung der vorstehenden Teile vom Kern des Mauerwerkes erfolgen kann, wodurch die Verbreiterung ihren Zweck verfehlen würde. Als Grenzen des Verhältnisses der Ausladung zur Höhe der Absätze werden gewöhnlich 1:2 bis 1:1 angesehen.

Auf eine vollkommen gleichmäfsige Druckübertragung durch die abgesetzten Schichten kann jedoch überhaupt auch bei völlig centraler Belastung nicht gerechnet werden, da die vorstehenden Teile, selbst wenn man die einzelnen, die Absätze bildenden, Schichten als gleichmäfsig zusammenhängende (monolithe) Masse ansehen könnte, auf Biegung beansprucht werden und den Elasticitätsgesetzen unterworfen sind.³⁰⁵⁾

Melan drückt das Gesetz der Druckverteilung für diesen Fall durch die Differentialgleichung $\frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{12 Cy}{Eh^3}$ aus, wobei h die veränderliche Höhe der Mauerabsätze und E den Elasticitätskoeffizienten bezeichnen und die Annahme gemacht wird, dafs der Druck p auf die Fundamentsohle in jedem Punkt in geradem Verhältnis zur Eindrückung y steht, also $p = Cy$ gesetzt werden kann, sodafs, unter Annahme einer bestimmten, durch den Koeffizienten C ausgedrückten Prefsbarkeit des Bodens, die Druckverteilung durch eine, allerdings langwierige, Berechnung ermittelt werden könnte. Allgemein läfst sich aber aus der Differentialgleichung ohne weiteres folgern, dafs der Druck unter der Sohlenverbreiterung kein ganz gleichförmiger sein wird, sondern nach der äufseren Kante zu etwas abnehmen mufs, „dafs aber die Ungleichförmigkeiten in der Druckverteilung mit wachsender Höhe der Fundamentabsätze und mit zunehmender Prefsbarkeit des Bodens, d. h. für kleine Werte von C , sich vermindern werden“.

Als Näherungsverfahren zur Bestimmung der Absatzhöhe H empfiehlt Melan die Benutzung der von ihm abgeleiteten Momentengleichung (vergl. Textfigur 100, S. 146):

$$\frac{1}{2} (p_b b^2 - p_a a^2) = \frac{1}{6} H^2 \sigma \dots \dots \dots 20.$$

woraus
$$H = \sqrt{\frac{3(p_b b^2 - p_a a^2)}{\sigma}} \dots \dots \dots 21.$$

Die hier gemachte Annahme einer gleichförmigen Verteilung der mittleren Drucke p_a und p_b auf die obere bzw. untere Lagerfläche erscheint für gefugtes Mauerwerk so

³⁰⁵⁾ Vergl. die Aufsätze von: Ing. R. Mayer. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 34 Prof. R. F. Mayer daselbst S. 116 und Melan daselbst S. 198.

lange gerechtfertigt, als die Zugfestigkeit σ des Mörtels der Stofsfugen nicht überschritten wird.

Mit Hilfe der Formel 21 ist es möglich, für einen abgetreppten Fundamentkörper, bei welchem die Beanspruchung der Flächeneinheit p_1 in der Mauerwerksohle auf p_2 in der Fundamentsohle herabgemindert werden soll, nach Feststellung der Anzahl Absätze, die Höhe dieser letzteren zu ermitteln. Die Beanspruchung des Mauerwerkes auf Zug bzw. Abscheren kann dabei zu $\sigma = 1 \text{ kg}$ bis $1,5 \text{ kg f. d. qcm}$ angenommen werden.

Fig. 100.

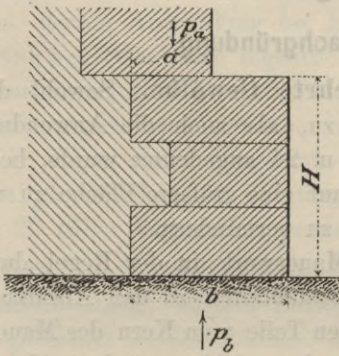
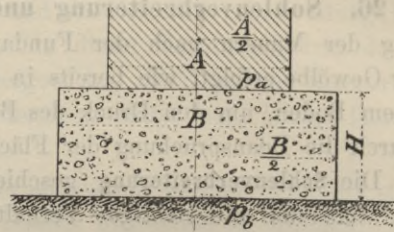


Fig. 101.



Ebenso kann die Stärke einer Betonplatte berechnet werden, wenn an ihrer Sohle ein von dem an der Mauersohle verschiedener und insbesondere kleinerer Flächendruck herrschen soll, nur wird hier (s. Textfigur 101) statt a die halbe Mauerbreite $\frac{A}{2}$, statt b die halbe Breite der Betonplatte $\frac{B}{2}$ einzusetzen und $\sigma = 4 \text{ kg}$ bis 6 kg f. d. qcm anzunehmen sein.

Soll z. B. für eine 3 Stein starke Backsteinmauer (Normalbacksteine von $25 \times 12 \times 6,5 \text{ cm}$) der an der Mauersohle herrschende Druck von $p_a = 5 \text{ kg f. d. qcm}$ durch $\frac{1}{4}$ Stein breite Absätze auf 3 kg f. d. qcm an der Fundamentsohle herabgemindert werden, so sind 4 Absätze erforderlich, an deren unteren Flächen, unter Vernachlässigung des Gewichtes des Fundamentmauerwerkes selbst, der Flächendruck je $4,03, 3,74, 3,32$ und 3 kg f. d. qcm beträgt. Setzt man $\sigma = 1,5 \text{ kg}$, so ist nach Formel 21:

$$H_1 = \sqrt{\frac{3(4,03 \cdot 25^2 - 5 \cdot 18^2)}{1,5}} = 42,4 \text{ cm} = \text{rd. 6 Schichten}$$

$$H_2 = \sqrt{\frac{3(3,74 \cdot 25^2 - 4,03 \cdot 18^2)}{1,5}} = 45,4 \text{ " } = \text{" 6 "}$$

$$H_3 = \sqrt{\frac{3(3,32 \cdot 25^2 - 3,74 \cdot 18^2)}{1,5}} = 41,5 \text{ " } = \text{" 5 "}$$

$$H_4 = \sqrt{\frac{3(3 \cdot 25^2 - 3,32 \cdot 18^2)}{1,5}} = 40 \text{ " } = \text{" 5 "}$$

zusammen . . . 169,3 cm = rd. 22 Schichten.

Für eine Betonplatte, an deren Sohle ein Flächendruck von 4 kg f. d. qcm auf den Baugrund übertragen werden soll und auf welcher eine Mauer von 3 m Breite mit einem Flächendruck von $p_a = 5 \text{ kg f. d. qcm}$ aufruft, beträgt, wenn $\sigma = 4 \text{ kg}$ gesetzt wird, die Höhe:

$$H = \sqrt{\frac{3 \left(4 \left(\frac{375}{2} \right)^2 - 5 \left(\frac{300}{2} \right)^2 \right)}{4}} = 145,2 \text{ cm.}$$

Wird unter einem mit Zwischenwänden, Zwischenpfeilern u. s. w. versehenen Gebäude eine durchlaufende Betonplatte angewendet, so muß ihre Stärke unter Berück-

sichtigung der Einzeldrücke berechnet werden. Eine Berechnung dieser Art ist in der unten angegebenen Quelle durchgeführt.³⁰⁶⁾

2. Umgekehrte oder Sohlengewölbe. Überdeckt ein Bauwerk eine größere Fläche, während seine Grundbauten aus einzelnen in gewissen Entfernungen aufgeführten Mauern bezw. Pfeilern bestehen, so kann die Last des Bauwerkes auf die ganze von ihm überdeckte Fläche verteilt werden, wenn die einzelnen Mauern bezw. Pfeiler durch umgekehrte Gewölbe bezw. Bogen miteinander verbunden werden. So sind z. B. bei sehr nachgiebigem Boden zwischen Brückenpfeilern umgekehrte Gewölbe in Form von Bettungen angewendet worden, u. a. bei einem englischen Durchlaß nach Brunel's Ausführungsweise, bei der Brücke bei Longueville-les-Metz und bei einer Brücke über die Durance.³⁰⁷⁾

Im Hochbau werden zwischen den Grundmauern meist umgekehrte Tonnengewölbe, seltener Klostergewölbe gespannt, während die Pfeilergrundmauern durch umgekehrte Gurtbögen verbunden und häufig in den dadurch entstehenden Feldern Erdkappen gespannt werden. Als Wöblinie wird den Gegenbögen bezw. Gewölben gewöhnlich der Stichbogen, seltener der Halbkreis zu Grunde gelegt.³⁰⁸⁾ Um Hohlräume unter den umgekehrten Gewölben zu vermeiden, wird dem Erdboden genau die Form der unteren Wöblfläche gegeben, oder es wird diese Form durch eine Steinpackung oder durch eine Sand- bezw. Betonschüttung hergestellt. Häufig werden die Widerlager noch durch Zuganker verankert und vor seitlichem Ausweichen geschützt. Für das World-Gebäude in New-York³⁰⁹⁾ wurden zwischen den Pfeilerfüßen umgekehrte Bögen aus Granitwerksteinen mit darunter befindlichen Betonstreifen verwendet (s. Fig. 11, Taf. III).

Um an Mauerwerk zu sparen, stellt man die Umfassungsmauern der Gebäude wohl auch auf gesonderte Pfeiler, welche durch umgekehrte Bögen, sowie andererseits zur Aufnahme der zwischenliegenden Mauerteile durch Gurtbögen (Erdbögen) unterhalb der Erdoberfläche miteinander verbunden werden. Umgekehrte Bögen wurden beim Speicherbau³¹⁰⁾ am Kaiserkai in Hamburg gewählt (s. Fig. 10, Taf. III), wo die Beschaffenheit des Baugrundes außerdem noch die Anwendung von Grundpfählen verlangte, die, unter den Pfeilern dichter als unter den Gegenbögen angeordnet, statt eines Rostbelages ein Betonbett erhielten, das, die Pfahlköpfe verbindend, unter allen Mauerteilen durchgeführt worden ist. Der Grundbau der eisernen Säulen wurde daselbst in ähnlicher Weise angeordnet und besteht aus einem auf sechs Pfählen ruhenden Pfeiler, der mit den benachbarten Pfeilern bezw. mit dem Pfeiler der Umfassungsmauer durch Gegenbögen verbunden ist, die auf einem Betonbett aufruhend (s. Fig. 10).

§ 27. Sand- und Steinschüttungen.

1. Sandschüttungen haben, wie dies bereits kurz in den §§ 24 u. 25 erwähnt wurde, ihre eigentliche Bedeutung bei erforderlichen Fundamentverbreiterungen auf wenig tragfähigem Boden und können sowohl im Trockenen als auch im Wasser zur Anwendung kommen.

Um den Anforderungen zu genügen, muß der Sand aber reiner, grober, scharfkörniger Quarzsand sein und darf keine lehmigen oder erdigen Beimengungen haben.

³⁰⁶⁾ Schmitt. Fundamente. Handb. d. Arch. III. Teil, I. Bd. 2. Aufl. Darmstadt 1891. S. 321.

³⁰⁷⁾ Vergl. Band II (Brückenbau), Taf. V, Fig. 24—26, und Taf. VI, Fig. 6—10 u. 27—31.

³⁰⁸⁾ Vergl. Verstärkungsarbeiten für die Vollendung des Ulmer Münsters. Deutsche Bauz. 1882, S. 231 und Koenen. Über Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

³⁰⁹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 234, vergl. auch Engng. Rec. 1898, Juli, S. 99.

³¹⁰⁾ Franz Gruber. Der Speicherbau am Kaiserkai in Hamburg. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 242.

Wie durch Versuche von Hagen, Beaudemoulin, Forchheimer und anderen nachgewiesen ist, findet bei solchem Sande ein seitliches Ausweichen als Folge eines lotrechten Druckes nicht statt. Letzterer überträgt sich von jedem Punkt böschungartig in einer dem natürlichen Böschungswinkel annähernd entsprechenden Richtung nach unten, erzeugt also bei steilen Umschließungswänden Reibung.³¹¹⁾ Dabei findet zwar anfangs ein ziemlich starkes Setzen im Verhältnis zur Schichtungsstärke statt, jedoch ohne dafs sich neben der aufgebrachten Last die Oberfläche des Sandes hebt, wie dies bei thonigem oder lehmigem Boden der Fall ist. Auch dieses Verhalten zeigt, dafs die Zusammenpressung also nicht, wie bei den letzteren Erdarten, durch seitliche Ausweichung, sondern durch ein innigeres Aneinanderlagern der einzelnen Sandkörner in lotrechtem Sinne erfolgt. Bei einem gewissen gröfsten Druck hört endlich die Prefsbarkeit vollständig auf.

Namentlich diese letztgenannte Eigenschaft macht den Sand als Unterlage für Grundbauten sehr geeignet, da man bei langsamem aber stetigem Aufbau ein langsames und stetiges Setzen bewirken kann, das nach Fertigstellung des Bauwerkes vollständig aufhört. Immerhin wird man bei wichtigen Bauwerken, des starken Setzens wegen, die Sandschüttung nur mit gröfster Vorsicht, immer auf das unvermeidliche Setzen Rücksicht nehmend, anwenden können.

Bei der Ausführung der Sandschüttung im Trockenem wird das Erdreich bis zur nötigen Tiefe ausgegraben und dabei den Seitenwandungen der Baugrube die der Bodenbeschaffenheit angepaßte Böschung bzw. künstliche Befestigung (s. Fig. 13, Taf. III) gegeben. Die Ausdehnung der Sohle der Ausgrabung wird zweckmäfsig so bemessen, dafs, wenn von den Aufsenkanten der oberen Belastungsfläche, welche der Sohlfläche der von der Sandschüttung zu stützenden Mauer gleichkommt, Linien unter 45° abwärts gezogen werden, diese die Sohle der Baugrube noch innerhalb derselben treffen (siehe Fig. 12, Taf. III). In manchen Fällen wird die Baugrube in der ganzen Ausdehnung des Gebäudes ausgeschachtet und die Sandschüttung gleichfalls nicht blofs unter den einzelnen Mauern hergestellt, sondern auf die ganze Baugrube ausgedehnt (s. Fig. 13 u. 14, Taf. III). In die Baugrube wird dann der gut ausgewaschene, reine Sand, um die spätere Zusammenpressung möglichst zu verringern, in dünnen wagerechten Schichten bis zu 30 cm Stärke eingebracht, mit Wasser begossen und eingestampft, oder besser eingewalzt. In manchen Fällen hat man der Sandschüttung durch Übergießen mit Kalkmilch eine gröfsere Festigkeit zu geben gesucht, jedoch erhöht dies die Kosten nicht unbedeutend, während das billigere Einschlämmen an sich genügt, um eine feste und dichte Lagerung der Sandkörner zu bewirken.

a) Für die Kaserne an der Esplanade zu Wesel wurde für den Teil der Grundmauern, die auf eine allerdings 200jährige Auffüllung zu stehen kamen, nach vorhergegangenen umfangreichen Belastungsversuchen³¹²⁾ eine Sandbettung gewählt und ausgeführt. Da das Grundwasser die Sohle der Sandbettung nicht erreichte, so war durch Wasser keine Beeinträchtigung zu befürchten. Das Profil der rd. 0,95 m (3 Fufs) starken Sandschüttung richtete sich nach dem Profil des auf ihr zu errichtenden

³¹¹⁾ Beim Ausrüsten von Brückengewölben unter Anwendung von Sandtöpfen hat sich gezeigt, dafs unter dem bedeutenden Druck die vor den kleinen Seitenöffnungen beim Ausrieseln des Sandes sich bildenden Sandkegel genügen, um die lotrechte Bewegung zur Ruhe zu bringen, sodafs also von einer Übertragung des lotrechten Druckes in wagerechter Richtung nichts wahrzunehmen ist, vielmehr die natürliche Böschung des Sandes unter jedem Druck dieselbe bleibt. Der Sand zeigt hier eben kein weiteres Bestreben, als in einem der Kohäsion der Teile entsprechenden Verhältnis sich abzuböschern und behält seine Lage, wenn diese Böschung sich gebildet hat, bei.

³¹²⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.

verbreiterten Grundmauerwerkes (s. Fig. 12, Taf. III), erhielt einmalige Böschung, jedoch wurde beiderseitig der prismatische Zwischenraum vom Querschnitt *a b c* ebenfalls mit Sand ausgefüllt, um zu verhindern, daß der Sand an der Böschung ausweiche. Der scharfe Mauersand wurde in Lagen von rd. 10 cm (4 Zoll) eingeschüttet, die stark mit Wasser begossen und tüchtig abgerammt wurden.

b) Zur Gründung des Regierungsgebäudes in Breslau³¹³⁾ wurde die Baugrube, da der Baugrund bis zur durchschnittlichen Tiefe von 4 m aus aufgefülltem Boden bestand, unter welchem eine starke Lettenschicht lag, in ihrer ganzen Ausdehnung bis zur Lettenschicht ausgeschachtet und mit einer 2 m hohen Sandschüttung ausgefüllt (s. Fig. 13, Taf. III). Zur Verhütung von seitlichen Auswaschungen des Sandes infolge Hochwasserdruckes der wenig entfernten Oder, sowie infolge etwaiger Röhrenbrüche in den nahe gelegenen Strafsenkanälen wurde die Baugrube mit einer den Böschungen sich anschließenden 30 cm starken Betonabdeckung umgeben und danach der aus der Oder durch Baggerung gewonnene Sand in Schichten von je 30 cm Stärke in die Baugrube eingebracht, jede Schicht durch Einpumpen von Wasser gleichmäßig gut eingestäßt und festgestampft, sodafs ein Untersuchungseisen mit äußerster Anstrengung nur 20 bis 30 cm tief eingestofsen werden konnte. Auf der so hergestellten Sandschicht wurden die aus lagerhaften, 20 cm starken, 1,5 bis 3 m langen und 1 m breiten Granitplatten bestehende Grundsole verlegt, deren Breite so bemessen ist, daß 1 qcm mit 2,5 kg belastet wird.

c) Für die Bahnhofshochbauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn im Oderthal bei Stettin wurde die überlagernde Moorschicht bis auf 1,2 bis 3 m Tiefe abgeräumt und durch Sandschüttung ersetzt. Diese Sandlage zusammen mit der weiter erforderlichen Höhe an Anschüttungen wurde zur Erzielung einer genügend festen Lagerung drei Wochen hindurch in regelmäßigen Zeitabschnitten unter Anwendung einer Dampfpumpe mit Wasser überschüttet, was sich als sehr wirksam zur schnellen Setzung der Sandschicht erwiesen hat. Unter das Fundamentmauerwerk wurde ein Rundsteinpflaster gelegt, das kräftig abgerammt wurde.³¹⁴⁾

Eine Verbindung der Sandschüttung mit der Betongründung zeigt die Ausführungsweise der Gründung des Dienstgebäudes für die Wasserbauinspektion in Tapiau.³¹⁵⁾ Belastungsversuche ergaben, daß der aufgeschüttete, sowie der darunter befindliche Boden eine Gründung auf verbreitertem Betonbett nicht empfehlenswert erscheinen liefs. Es wurde deshalb eine noch weiter gehende Verbreiterung der für den Untergrund in Betracht kommenden Druckfläche durch eine 1 m hohe, in Lagen von 25 cm Stärke eingebrachte, Sandschüttung ausgeführt (vergl. Fig. 14, Taf. III). Auf dieser Schüttung ist sodann die Gründung durch zwei je 30 cm starke Betonplatten, die unter den Umfassungswänden eine Breite von 1,9 bzw. 1,4 m hatten, ausgeführt worden. Zur Versteifung der Betonschüttung sind in der unteren Betonplatte und in den Umfassungswänden alte, an den Enden 1 m übereinander greifende Eisenbahnschienen eingestampft, während durchschnittlich 3 m lange Schienen in die Scheidewände hineinreichen.³¹⁶⁾

Wo die Sandschüttung seitlichen Angriffen durch fließendes Wasser ausgesetzt ist, bedarf sie einer sehr sicheren Umschließung und kann dauernd nur da Anwendung finden, wo kein starker Auftrieb den Zusammenhang der einzelnen Körner lockern kann. Über eine eigenartige Anwendung der Sandschüttung beim Bau der Flackenseebrücke berichtet Malberg das Folgende:³¹⁷⁾

„Bei dem linksseitigen Stirnpfeiler erreichten die Spundpfähle, nachdem sie durch eine $4\frac{2}{3}$ Fufs dicke Moorschicht und eine 4 Fufs dicke Schicht aus sehr feinem (nur durch die Lupe zu erkennenden) mit Thon untermischten Sande getrieben waren, Sand von etwa der Grobkörnigkeit des Mauersandes, in welchen sie noch etwa 7 bis 8 Fufs tief eingerammt wurden. Es war möglich, das Wasser mittels zweier doppelstiefeliger Pumpen soweit zu bewältigen, daß die aus Moor und feinem Sand bestehenden Schichten bis auf den groben Sand ausgegraben werden konnten. Für demnächstige Ausführung des Mauerwerkes war aber der Wasserzudrang durch die durchbrechenden starken Quellen, welche die untere Sandschicht aufwühlten, zu stark. Es wurde deshalb zunächst eine 4 Fufs starke Lage groben Mauersandes eingeschüttet, wodurch es gelang, die Quellen zu mäfsigen. Es kam aber nun noch darauf an, diese Mauer-

³¹³⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 8.

³¹⁴⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 375.

³¹⁵⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 395.

³¹⁶⁾ Über die Anwendung von Sandschüttungen bei den Arsenalbauten zu Bayonne und anderen Bauwerken in Frankreich vergl. ferner: Ann. des ponts et chaussées 1835, II. S. 171 und Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, 1. Teil, § 34.

³¹⁷⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 38.

sandschicht dicht zu machen. Um dies zu erreichen, wurde aus eingetriebenen Bohlen ein in den Fugen wasserdicht schließender, unten offener Kasten von etwa 5 Fufs im Quadrat gebildet, dessen Sohle etwa 1 Fufs hoch mit Bruchsteinen bedeckt wurde. In diesem Kasten wurde eine Pumpe aufgestellt. Nachdem die Baugrube voll Wasser gelassen worden, wurde die Pumpe in Betrieb gesetzt. Alles in der Baugrube vorhandene Wasser mußte nun seinen Weg von oben durch die eingeschüttete Sandschicht in den unteren Teil des Kastens nehmen. Dadurch wurde der eingeschüttete Sand so fest, daß, nachdem der von den Spundwänden eingeschlossene Raum mit einer Schicht Bruchsteine von 9 bis 12 Zoll Stärke ausgepackt worden war, auf dieser das Bruchsteinmauerwerk des Pfeilers nebst Flügeln in Cement bis zum Wasserspiegel aufgeführt werden konnte.⁴

Zur Herstellung künstlicher Inseln im Flußbett, von welchen aus, diese durchteufend, Brunnen zur Pfeilergründung abgesenkt werden, ist die Sandschüttung ebenfalls verwendet worden, wie die Beispiele der Pfeilergründungen für die Drehbrücke über die Peene bei Loitz und für die Eisenbahnbrücke über die Recknitz (s. § 36 unter 1. e) zeigen. Auch zur Ausfüllung von Mauerhohlräumen, Senkbrunnen, Arbeitskammern u. s. w. hat sich trockener Sand als zweckmäsig erwiesen.³¹⁸⁾

2. **Steinschüttungen** bilden, wie in § 3 unter 1. c) bereits erwähnt wurde, in einzelnen Gegenden ein Mittel zur Verdichtung des Bodens, indem man sie in dünnen Lagen, auch wohl als Bauschutt, ausbreitet und rammt und dieses Verfahren so oft wiederholt, bis der Boden die erforderliche Tragfähigkeit erlangt hat. Dieses Verfahren ist namentlich in Marschgegenden, u. a. in Bremen zur Gründung von Hochbauten gebräuchlich. Seltener werden Steinschüttungen zur Verteilung der Last des Bauwerkes auf größere Flächen, wie Sandschüttungen, oder zur Einebnung verwendet.

a) Für die Kaimauer zu Sfax³¹⁹⁾ wurde zur Aufnahme der als Grundbau dienenden Steinschüttung eine entsprechend breite Rinne ausgebagert (s. Fig. 5, Taf. III), in welche von Schiffen aus die Steine eingeworfen wurden. Die Einebnung der Oberfläche der Steinschüttung geschah durch Taucher, worauf die Cementblöcke von Pontons aus auf die so vorbereitete Steinbettung versenkt wurden.

b) Der für den westlichen Hafenkopf im neuen Hafen zu Cuxhafen benutzte eiserne Senkkasten (s. § 30 unter 5.) erhielt als Unterlage eine 30 cm hohe Steinschüttung, die auf folgende, auch schon für den östlichen Hafenkopf angewandte Weise auf der vorher abgebagerten Fläche hergestellt wurde.³²⁰⁾

Hinter dem Heck eines niedrigen Fahrzeuges wurde durch überragende Balken ein offenes Rechteck gebildet, das durch ein bewegliches Brett überbrückt werden konnte. Durch Verschieben des eingeteilten Brettes erhielt man nacheinander eine Anzahl von Rechtecken gleicher Größe, für die die erforderliche Steinmenge berechnet worden war. Mit Eimern von bekanntem Inhalt wurde nun in jedes Rechteck die berechnete Steinmenge geschüttet und wenn die Strömung die Steine nicht zum Teil mitgerissen hätte, würde man durch dieses Verfahren eine ebene gleichmäßige Steindecke auf der abgebagerten Fläche erhalten haben. Obleich die Abtrift durch Versuche so genau wie möglich festgestellt worden war und dementsprechend bei der Schüttung vorgegangen wurde, war doch eine nachträgliche Berichtigung erforderlich. Man ermittelte also durch sorgfältige Peilungen die Höhe des Grundes, die dann nötigenfalls durch erneute Baggerung oder durch erneute Steinschüttung auf das richtige Maß gebracht wurde. Auf diesem Wege gelang es, die 140 m lange und 14 m breite Steinschüttung mit ganz geringen Abweichungen in der erforderlichen Höhe herzustellen.

Die wichtigste Anwendung finden Steinschüttungen aber weniger zur Fundamentverbreiterung und Verdichtung des Bodens, als zur Herstellung eines Schutzes gegen Unterspülungen (vergl. § 33 unter 2.), sowie zur Herrichtung von über Wasser reichenden Schüttkörpern auf festem Boden, die besonders in solchen Fällen zur Aufnahme von Bauwerken geeignet erscheinen, in denen starker Stromangriff und Wellenschlag jede andere Gründungsart unmöglich machen, wie dies bei Dämmen und Mauern von See-

³¹⁸⁾ Beim östlichen Widerlagspfeiler der Mississippibrücke zu St. Louis wurde die Arbeitskammer des mit Luftdruck abgesenkten Caissons mit Sand ausgefüllt, vergl. Deutsche Bauz. 1871, S. 275.

³¹⁹⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1897, IV. S. 166.

³²⁰⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 403.

häfen, Leuchtturmanlagen u. s. w. zutrifft. Die Herstellung einer Unterlage für das Mauerwerk ist dabei oft nur Nebenzweck, während der Hauptzweck darin besteht, einen Widerstand gegen den seitlichen Angriff der Meereswellen, einen Schutz für den Hafen zu schaffen. Diesen Zweck verfolgen namentlich die Wellenbrecher und zeigen die Fig. 6, 7 u. 15, Taf. III, die Bauart solcher.

Der in Fig. 6 dargestellte Hauptwellenbrecher des Hafens zu Bilbao besteht aus einer bis 6 m unter NW. reichenden und in dieser Höhe 54 m breiten Steinschüttung, deren größte Schüttungshöhe 15,6 m, deren größte untere Breite 78 m beträgt und auf welcher eine bis NW. reichende Schüttung aus Betonblöcken ruht, welche eine aus Betonblöcken hergestellte, über Hochwasser reichende Mauer trägt.³²¹⁾

Bei geringen Wassertiefen versenkt man die Steine wohl zwischen hölzernen, mit starken Längsbohlen bekleideten Quergebinden (vergl. Fig. 7, Taf. III und § 31), oder zwischen eingerammten Pfählen. Bei größerer Wassertiefe und heftigem Stromangriff werden sie vielfach an der Baustelle ohne weiteres ins Wasser gestürzt, dem Angriff der Meereswellen ausgesetzt und dadurch allmählich nach dem Profil gelagert, welches den nötigen Widerstand zu bieten vermag. So sind unter anderem an der englischen Küste die mächtigen Wellenbrecher bei Plymouth, Holyhead und Portland aus natürlichen, in der Nähe der Baustelle gebrochenen Steinen geschüttet worden, teils von Schiffen aus, teils von festen Gerüsten auf Pfählen, die, lose auf den Grund gestellt, mit Steinen umschüttet und dadurch standfähig gemacht wurden. Auf den Gerüsten befanden sich Schienengleise, auf welchen mit Lokomotiven die in Wagen geladenen Steine herangefahren wurden, um unmittelbar aus den Wagen ins Meer gestürzt zu werden.

Bei Verwendung von Schiffen hat man diese mehrfach, bei ausreichender Wassertiefe, mit Bodenklappen versehen, größere Blöcke aber, die sich leicht in den Öffnungen festsetzen, häufiger auf Deck gelagert und das Schiff durch ungleiche Verteilung, bezw. einseitiges Aufladen der Last in eine geneigte Lage gebracht und dann die Steine hinabgleiten lassen. Um das Schiff zu neigen, hat man auch wohl an der einen Bordseite einen abgeschlossenen Raum hergestellt und in diesen Wasser eingelassen.

Schüttungen aus unregelmäßigen Steinen, die durch die Wellen hin und her bewegt werden und in denjenigen Höhenlagen, wo der Angriff am heftigsten ist, eine sehr flache Böschung ($\frac{1}{6}$, $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{10}$) annehmen, verursachen einen ganz erheblichen Aufwand an Steinen und kommen daher nur an solchen Stellen in Frage, wo natürliche Steine leicht und billig zu beschaffen sind. Wo dieses nicht der Fall, oder wo ein unregelmäßig geformter Querschnitt der Dämme auch aus Rücksichten für die Schifffahrt unstatthaft erschien, hat man die Aufsenseiten der Dämme vielfach aus bearbeiteten natürlichen Steinen annähernd lotrecht aufgebaut, oder künstliche Betonblöcke in großen Abmessungen versenkt, entweder unmittelbar auf den festen Baugrund oder auf eine Schüttung von unregelmäßigen Steinen (s. Fig. 5, 6 u. 15, Taf. III). Derartige künstliche Betonblöcke, die nach dem Vorgange der Hafenbauten bei Algier, Cherbourg, Dover u. s. w. in den letzten Jahren vielfach, u. a. auch für den Nordseekanal bei Amsterdam, in Madras und in Bilbao Anwendung gefunden haben, werden in der Regel auf dem Lande hergestellt und dann mittels Wagen auf festen Förderbahnen oder mittels Schiffen an die Baustelle geschafft und versenkt.

Neuerdings sind zum Bau der Mole am Heysterhafen, dem neuen Aufsenhafen von Brügge, sehr große Betonblöcke von 25 m Länge, 9 m Breite und 7,5 m Höhe ver-

³²¹⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338.

wendet worden, die am Lande hohl hergestellt, schwimmend zur Baustelle gebracht und dort ausgefüllt und versenkt wurden.³²²⁾

Näheres über Molenbauten findet sich im III. Bande des Handbuchs (Wasserbau).

§ 28. Gründung auf Beton. Bei mehreren Gründungsarten wird das Verfahren befolgt, den Baugrund mit einer Betonlage zu überdecken, welche nach ihrem Erhärten im Stande ist, den Wasserandrang von unten abzuhalten, sodafs, wenn aufserdem für einen wasserdichten seitlichen Abschluss der Baugrube gesorgt ist, der so umschlossene Raum leer gepumpt und innerhalb desselben die Herstellung des Mauerwerkes vorgenommen werden kann.

In § 23 unter 2. sind diese Ausführungsweisen bereits übersichtlich besprochen, von denen wir hier zunächst die unter a), S. 141, angeführte näher zu behandeln haben, um dann auch auf die daselbst unter d) erwähnten Gründungsarten zurückzukommen.

1. Betongründung innerhalb umschliessender Wände.

a) Stärke der Betonschicht. Die Betonschicht wird entweder bis nahe unter Niedrigwasser hergestellt, um dann das Mauerwerk ohne weiteres aufsetzen zu können, oder aber die Betonschüttung enthält eine geringere, häufig auf dasjenige Mindestmafs eingeschränkte, Stärke, welche gegen den Druck des Wassers von unten, nach dem Leerpumpen des durch die Betonsohle und die Umschliessungswände gebildeten Raumes, erforderlich ist. In dieser Beziehung mufs das Gewicht des Betonbettes mit den darauf ruhenden Lasten, die unter Umständen aus den Fangdämmen bestehen, gröfser, als der Auftrieb des Wassers sein. Ferner mufs das Bett stark genug sein, um in der Mitte nicht durchbrochen zu werden.

Da die rückwirkende Festigkeit des Betons viel gröfser als seine Zugfestigkeit ist (Rondelet rechnet die Kohäsion des Mörtels zu etwa $\frac{1}{8}$ seines Widerstandes gegen Zerdrücken) und deshalb die neutrale Achse in der Nähe der Oberfläche des Betonkörpers liegt, so kann das Widerstandsmoment gegen Biegung, wenn e seine Dicke und σ der Festigkeitskoeffizient ist, zu $\frac{1}{8} \sigma e^2$ gesetzt werden. Für die Breite b und die Höhe h des Wasserdruckes über der Oberfläche, ferner für das spezifische Gewicht des Wassers = γ und des Betons = p , erhält man dann die Momentengleichung (nach Hagen) zu:

$$\frac{1}{8} b^2 \gamma (h + e) = \frac{1}{8} b^2 e p \gamma + \frac{1}{8} \sigma e^2, \dots \dots \dots 22.$$

woraus der Wert von e zu bestimmen wäre. Bei grofsen Breiten des Betonbettes kommt der volle Wasserdruck, der grofsen Reibungswiderstände wegen, selten vollständig zur Wirkung, woher die Formel in solchen Fällen reichlich grofse Werte ergibt.³²³⁾

Dabei wird vorausgesetzt, dafs Fangdämme auf dem Beton aufgeführt sind, die gegen dessen Bewegung nach oben als Widerlager anzusehen sind. Für Zugfestigkeit nimmt Hagen den Festigkeitskoeffizienten des Betons zu 7,3 kg f. d. qcm (100 Pfund für den Quadratzoll) an, ein für die meisten Fälle hinreichende Sicherheit bietendes Mafs. Über das spezifische Gewicht, sowie über die Festigkeitskoeffizienten des Betons vergl. § 16, 3 u. 4, S. 98, 100 u. 101.

Die Beschränkung der Stärke des Betonbettes auf das Mindestmafs entspringt häufig aus dem Streben nach Kostenersparung und aus der Annahme, dafs Beton teurer sei als Mauerwerk. Wo diese Annahme nicht zutrifft oder der Kostenunterschied unerheblich ist, empfiehlt sich eine reichliche Bemessung der Betonstärke. Geringer als etwa 1 m macht man sie selten.

³²²⁾ Schweiz. Bauz. 1899, I. S. 124.

³²³⁾ Über die Berücksichtigung des Wasserauftriebes im vorliegenden Falle vergl. auch Franzius im Handbuch d. Ing.-Wissensch. Bd. III, 3. Abt. (2. Aufl.), Kap. XXI, S. 367, und Brennecke. Der Grundbau Handb. d. Bauk. Abt. III, Heft 1, Berlin 1887. S. 122 ff. — Zeitschr. f. Bauw. 1886, H. 1—3, S. 102.

b) Verwendung von Pfahl- und Spundwänden. Die Versenkung des Betons erfolgt in den weitaus meisten Fällen zwischen Fangdämmen oder Spund- bzw. Pfahlwänden oder zwischen leichten Holzwänden. Seltener läßt man diese Umschließungen ganz fort und stellt das Betonbett zwischen den Böschungswänden der durch Baggerung gebildeten Baugrube her.

Vor Aufstellung der Umschließung pflegt man durch Baggerung wenigstens teilweise die den festen Baugrund überlagernden Schichten zu beseitigen. Die Masse des zu entfernenden Bodens wird dabei zwar größer, als bei vorheriger Abgrenzung der Baustelle, die Ausführung der Baggerarbeiten aber und auch die Herstellung der Umschließungswände leichter. Die örtlichen Verhältnisse und die Art des auszuführenden Bauwerkes werden in jedem einzelnen Falle entscheiden müssen, bis zu welcher Tiefe man die erste Baggerung vorzunehmen hat.

In fließendem Wasser, wo nach Beschaffenheit des Strombettes leicht eine Versandung der Baugrube eintreten würde, werden zu ihrer Verhütung und zur Abhaltung des Stromes vielfach vorläufige Schutzwände aufgestellt, hinter welchen die Baggerung erfolgt. Dies geschieht entweder nur gegen die Hauptstromrichtung (vergl. Fig. 24, Taf. V, Elbbrücke bei Harburg), oder außerdem den Langseiten der Pfeiler gleichlaufend. So hat man beim Bau der Weichselbrücke zu Thorn an der Oberwasserseite eine Schirmwand aus 0,26 m starken Kanthölzern eingerammt und diese mit zwei Seitenwänden verbunden, welche aus je zwei Pfahlreihen und dazwischen gelegten Senkfaschinen bestanden.³²⁴⁾

Oft stellt man auch die endgiltige Umschließungswand anfangs nur in dem oberen, dem Strom zugekehrten Teile und an den Seiten her, sodafs man vom Unterwasser mit Baggerschiffen einfahren kann. Nach Vollendung der ersten Baggerarbeiten wird dann die Umwandung geschlossen und erforderlichenfalls durch weiteres Baggern der tragfähige Baugrund bloßgelegt, während die außerhalb der Spundwand durch Baggerung etwa entstandene Vertiefung zum Schutz des Grundbaues durch Steinschüttung ausgefüllt wird.

Die Umschließungswand des Betonbettes wird bei leicht beweglichem Boden aus Spundpfählen hergestellt; in Kies und grobem Sand, wo ein Angriff durch Wasser nicht zu befürchten, oder durch kräftige Schutzwerke und Anwendung von Grundpfählen, von denen später unter 3. (S. 159) die Rede sein wird, unschädlich gemacht ist, läßt man meist die Spundung weg und rammt Pfahlwände (vergl. § 6 unter 6. und § 19 unter 3. u. 4. b). Ist die Baustelle durch Umschließung und Baggerung zur Aufnahme des Betons vorbereitet, so erfolgt dessen Versenkung mittels eines der in § 17 beschriebenen Verfahren, entweder von schwimmenden oder von festen Gerüsten aus, in letzterem Falle meist unter Benutzung der Rammrüstungen und der Spundwände. Bei starker Ablagerung von Baggerschlamm hat man in einzelnen Fällen vor der Betonversenkung die Sohle der Baugrube mit einer Schicht von grobem Kies überschüttet, zwischen dessen Körner der Schlamm sich lagert, ohne den Beton zu verunreinigen.

c) Fangdammumschließung für das Grundmauerwerk. Die seitliche Umschließung des nach unten durch das Betonbett begrenzten, behufs Ausführung des Mauerwerkes trocken zu legenden Raumes kann bei geringer Wassertiefe durch den oberen Teil der bis über Wasser reichenden Spund- oder Pfahlwand, die nach Erfordernis dann noch besonders gedichtet wird, bewirkt werden (Fig. 22, Taf. IV). Bei

³²⁴⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 42.

größerer Wassertiefe pflegt man die Umschließung durch Fangdämme in verschiedener Anordnung herzustellen und diese durch Abstufungen an der Innenseite zu stützen, sodafs sie verhältnismäfsig nur geringe Stärken zu erhalten brauchen.

Hinsichtlich der Stellung dieser Fangdämme ist diejenige auferhalb der das Betonbett umgrenzenden Wand von der innerhalb derselben zu unterscheiden. Ein Beispiel der ersteren Art zeigt Fig. 20, Taf. II.³²⁵⁾ Die Ausdehnung des Betonbettes wird dabei auf das unbedingt erforderliche Mafs eingeschränkt, die Anordnung zeigt aber den Nachteil, dafs die innige Verbindung zwischen der Betonsohle und den Seitenwänden fehlt und daher leicht ein Aufsteigen des Wassers zwischen Pfahlwand und Beton, der keine Verbindung mit dem Holze eingeht, entsteht. Auch mangelt dieser Anordnung das Zusammenwirken der Fangdämme und des Betonbettes gegen den Auftrieb des Wassers.³²⁶⁾

Häufiger und zweckmäfsiger ist daher die Aufstellung der Fangdämme innerhalb der umschließenden Spund- oder Pfahlwand. Das dabei angewandte Verfahren besteht darin, dafs man Bohlenwände auf geringe Tiefen in das noch nicht ganz erhärtete Betonlager eintreibt — oft auch nur aufstellt — und den Raum zwischen ihnen und der Pfahlwand mit Beton oder einem anderen Dichtungsmaterial füllt. Fig. 21, Taf. II zeigt ein Beispiel dieser Art. Beim Eintreiben der inneren Bohlenwände kann es leicht vorkommen, dafs wegen der Schwächung des Betons an dieser Stelle ein Durchbruch entsteht. Man mufs daher mit Vorsicht ein zu tiefes Eintreiben vermeiden. Mitunter hat man auf das fertige Betonbett an der Stelle, wo die Bohlwand eingetrieben werden soll, einen etwa 0,3 m hohen Betonrücken geschüttet, um dadurch eine Schwächung des Betonbettes selbst zu umgehen.

Beim Bau der neuen Eisenbahnbrücke bei Dirschau³²⁷⁾ bestand die auf die frisch geschüttete letzte Schicht des Betonbettes aufgesetzte Fangdammwand aus Bundpfählen und aus zwischen zwei Reihen von Zangenpaaren lotrecht eingeschlagenen, 5 cm starken Bohlen. Die Zangen waren mit Bolzen an den Bundpfählen scharnierartig befestigt, sodafs auch das untere Zangenpaar mit dem Pfahle über Wasser verbunden und darauf der Pfahl eingesetzt werden konnte. Die Ausfüllung des 0,95 m breiten Dammes geschah mit möglichst feinem, bei der Baggerung gewonnenen, Sande mittels Muldenkippern, unfer Benutzung des bei der Betonversenkung verwendeten Gerüstwagens und Einschüttrichters. Um den Sand gegen Ausspülung zu sichern, war vor dem Betonieren die Pfahlwand an der Innenseite mit geteertem Segeltuch, das etwa 1 m unter die Betonoberfläche hinabreichte, benagelt worden, während die gegenüberliegende Seite der aufgestellten Bohlwand nur mit Sackleinwand bekleidet wurde. Bevor dies geschah, wurde zu größerer Sicherheit an der unteren Kante der Wand mittels eines langen Blechtrichters (s. Fig. 102) ein Mörtelstreifen geschüttet, in der Absicht, dadurch jede Undichtigkeit zwischen Wand und Beton zu vermeiden. Die Baugruben wurden, nach erfolgtem Auspumpen durch eine Kreiselpumpe, mit einem nur zeitweise arbeitenden, kleinen Dampfwaterheber unschwer trocken gehalten.

Fig. 102.



Über Dichtung von Fangdammwänden mittels geteertem Segeltuch s. § 19, S. 124.

Wo die spätere Beseitigung der Betonfangdämme erforderlich wird, mufs sie zum grofsen Teil unter Wasser, durch Picken, Keilen und leichte vorsichtig angebrachte Sprengungen geschehen. Da dies immer Schwierigkeiten macht, so wird vielfach eine

³²⁵⁾ Hellingsbauten bei Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 49 ff.

³²⁶⁾ Vergl. Die Beseitigung des Durchquellens beim Bau der Schleuse am Hafen von Goes (Niederlande). Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 426.

³²⁷⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 424.

Füllung aus Thon, Lehm oder anderen leicht zu entfernenden Stoffen vorgezogen (vergl. Fig. 23, Taf. V). Bei dem östlichen Strompfeiler der Koblenzer Rheinbrücke hat man neben dem Betonfangdamm eine Dichtung durch Thon zwischen letzterem und der Pfahlwand vorgenommen (Fig. 22, Taf. II).

Die Pfeiler der Bonner Rheinbrücke sind auf Beton zwischen Spundwänden aus I-Trägern gegründet, die bei den Flusspfeilern 4 m, bei den Landpfeilern 3 m unter die Sohle der Betonschüttung reichten. Der Beton selbst erstreckt sich bei den Strompfeilern 5 m, bei dem Bonner Landpfeiler 4 m und bei dem Beueler Landpfeiler 3,5 m unter die Flusssohle. Die eisernen Spundwände wurden unter dem Schutze von hölzernen 20 cm starken Fangdämmen geschlagen, soweit die Baugruben sich nicht in den gewachsenen Boden hinein erstreckten. Die Pfähle des Fangdammes wurden von Pfahlgerüsten aus eingerammt, zu deren Herstellung schwimmende Rammen benutzt wurden. Die beiden Wände des Fangdammes wurden gegeneinander abgesteift und der Zwischenraum mit Erde gefüllt. In der Mitte der Baugrube errichtete man einen von Pfählen getragenen Längsholm, gegen den sich die quer durch die Grube angeordneten Spreizen stützten und der zur Aufnahme einer Schiene diente, auf der sich das zum Schütten des Betons dienende Fahrgerüst bewegte.

Mit dem Baggern hatte man bereits begonnen, bevor die Fangdämme geschlossen waren und zwar mit Hilfe eines in die Baugrube gebrachten Schwimmbaggers. Später traten zwei Greifbagger an seine Stelle, von denen der eine auf einem fahrbaren Träger aufgestellt war, während der andere sich auf dem Fangdamm bewegte. Der Beton wurde auf einem schwimmenden Mischboden bereitet, auf welchen der Kies mittels eines Becherwerkes aus den Prähmen geschöpft wurde. Durch eine Wechselklappe fiel der gehobene Kies in einen von zwei Kippwagen, welchem gleichzeitig Cement von einer darüber liegenden Bühne zugeführt wurde. Der gefüllte Wagen wurde bis vor den Trichter einer Mischtrommel, in welche ein Brauserohr mündete, geschoben und dort entleert. Der Inhalt der Trommel entleerte sich in Wagen, die von einem an der Ecke des Fangdammes aufgestellten Drehkran ergriffen, auf ein rings um die Baugrube laufendes, von den Pfahlwänden getragenes, Gleis gesetzt und an die Trichter der Schüttvorrichtung gerollt wurden. Diese bestand aus zwei eisernen Röhren von 600 mm Durchmesser, welche durch Anfügung einzelner Rohrstücke bis zu 12 m verlängert werden konnten. Sie waren der Höhe nach verstellbar, an kleinen Wagen aufgehängt und konnten auf einer Laufbrücke verschoben werden. Die vordere spitzwinkelige Ecke der Pfeilerbaugruben konnte von der Schüttvorrichtung nicht bestrichen werden, woher hier der Beton mit Hilfe eines hölzernen Kastens versenkt wurde.

Nachdem die Betonfüllung die erforderliche Höhe erreicht hatte, wurde die Baugrube mit Hilfe einer Kreiselpumpe ausgepumpt und die Aufmauerung des Pfeilermauerwerkes konnte beginnen.

Soweit die eisernen Pfähle über das Grundmauerwerk hinausragten, mußten sie entfernt werden. Diese schwierige Arbeit erfolgte, indem man in die Eisenwandungen Löcher nebeneinander und zwar zuerst quer durch die Stege der größeren I-Träger, dann der Länge nach durch die Stege der kleineren Träger mittels elektrischer Bohrmaschinen bohrte. Durch Fräsen erweiterte man die Löcher. Während dieser Arbeiten wurde die Grube, die ja durch die Erdschüttung zwischen den Wänden des Fangdammes geschützt war, trocken erhalten. Dann aber liefs man das Wasser hinein, entfernte den Füllboden durch Greifbagger und zog die Holzpfähle heraus. Die eisernen Pfähle wurden an den durch die Bohrungen geschwächten Stellen hin- und hergebogen und dadurch abgebrochen. Dies geschah, indem man am oberen Ende eines Trägers ein Drahtseil befestigte, das von einem Dampfer geschleppt wurde und außerdem noch die Kette eines schwimmenden Dampfkranes anbrachte. Mit Hilfe des Schiffes bog man den Träger krumm, mittels des Kranes richtete man ihn wieder auf und setzte dies so lange fort, bis das Stück abbrach, was meist schon beim ersten Aufrichten erfolgte. Bei den Landpfeilern liefs man die eisernen Spundwände einfach stehen.³²⁸⁾

Häufig empfiehlt es sich, die Betonfangdämme als Teile des endgiltigen Baues stehen zu lassen, so z. B. bei Futtermauern der verschiedensten Art, bei Schleusen, Docksbauten u. s. w. (vergl. Fig. 22, Taf. V). Dabei wird die innere Wand des Fangdammes wohl abgetrept.

³²⁸⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 310 u. 311, auch Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 619 und Deutsche Bauz. 1898, S. 658.

d) Quelledichtung. Zeigen sich nach dem Ausschöpfen des Wassers undichte Stellen im Betonbett, so gelingt es selten, sie zu verstopfen, so lange sie unter dem äußeren Wasserdruck stehen.³²⁹⁾ Mit besserem Erfolge sucht man dem Wasser aus solchen Stellen durch wagerechte Kanäle, die mit dem endgiltigen Mauerwerk überdeckt werden können, einen Abzug zu gestatten und an geeigneter Stelle mit einem lotrechten Rohre in Verbindung zu bringen. Nach Aufhören des Wasserschöpfens kann man dann dieses Rohr mit einem hydraulischen Mörtel füllen, der bis an die undichten Stellen des Grundbaues gedrückt wird und nach seinem Erhärten einen sicheren Schluß bewirkt (vergl. § 20, S. 132). In ähnlicher Weise hat man auch bei älteren Bauwerken, die unterspült waren, die leeren Räume durch Einführen hydraulischen Mörtels gefüllt. Mitunter gelingt es, die Quellen durch Umschließung mit Kasten, durch Aufstellung von Röhren u. s. w. abzufangen und innerhalb dieser später das Grundmauerwerk zu ergänzen.

Nicht selten sind solche Quellaufbrüche mit dem Übelstande verbunden, daß mit dem Wasser auch feste Bestandteile, namentlich Sand, aufgetrieben werden und dadurch der Boden unter dem Betonbett sich stellenweise lockert. Um den Sand zurückzuhalten, hat man mehrfach mit gutem Erfolge über der Aufbruchstelle Haufen von gutem Kies aufgebracht, welche die Sandauftreibung, wenn auch nicht ganz hinderten, doch wesentlich abschwächten. Bei stark quelligem Boden hat man in Frankreich wohl vor dem Versenken des Betons eine wasserdichte Leinwand über den ganzen Boden der Baugrube ausgebreitet, um dadurch die Quellen unter der Leinwand fortzuleiten und ihr Aufsteigen in das Betonbett zu verhüten (vergl. § 20).

Um den Wasserdruck auf das Betonbett während der Ausführung des Baues zu vermindern, ist auch vorgeschlagen worden, auf Baustellen, die nicht im offenen Strome, sondern in begrenztem Wasser oder im Grundwasser liegen, rings um die Umschließungswände bzw. Fangdämme, das Wasser durch Pumpen auf einem niedrigeren Stande zu halten und dadurch die Annahme einer geringeren Stärke des Betonbettes zu ermöglichen. Für außergewöhnliches Steigen des Wassers muß dann ein Übertreten in die Baugrube vorgesehen werden, etwa durch eine Beschränkung der Höhe der Fangdämme auf ein dem zulässigen Wasserdruck entsprechendes Maß. Bei sehr ausgedehnten Baustellen sind damit unverkennbare Vorteile zu erreichen.

2. Betongründung unter Wasser ohne Umschließungen.

a) Betongründung mittels Säcken. Ein vielfach bei gutem Baugrunde für Molenbauten angewendetes Verfahren der Betongründung besteht darin, daß mit Beton gefüllte Säcke fest verschlossen, unmittelbar auf dem vorher von Schlamm, oder sonstigen lockeren Erdarten durch Baggerung befreiten Baugrunde abgelagert und, meist bis zur Niederwasserhöhe, im Verbandschichtenweise aufgestapelt werden, um dann den meist aus künstlichen oder natürlichen Steinblöcken mit Betonhinterfüllung bestehenden Molenbau aufzunehmen (s. Textfig. 103 u. Fig. 9, Taf. III). Die Säcke passen sich den Unebenheiten des Bodens gut an, bestehen aus durchlässigem Stoff und bilden daher nach dem Abbinden einen einzigen zusammenhängenden festen Block, der den Angriffen des Wassers gut widerstehen kann, sobald die Voraussetzung zutrifft, daß keine Unterwaschung stattfindet, der Boden also womöglich aus Felsen besteht, wie dies bei den

³²⁹⁾ Vergl. auch den Quellaufbruch in der Schleuse in Brunsbüttel acht Tage nach Trockenlegung des Betonbettes. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 439.

Molen im Vorhafen von Sunderland³⁰⁰⁾ (s. Fig. 103) und im Hafen von Bilbao³⁰¹⁾ der Fall ist. Bei den letztgenannten wurden Säcke in zwei Größen, von 4,5 und 7,6 cbm verwendet, deren Herstellung in Kasten von entsprechenden Abmessungen erfolgte, in welche die Leinwand ausgebreitet, mit Beton vollgeschüttet und zusammengenäht wurde. In beiden Fällen geschah das Versenken der Säcke, sowie das Aufmauern des oberen Teils der Molen vor Kopf, indem ein auf dem fertigen Teil auf Gleisen sich bewegendes, mit Gegengewicht versehener, Laufkran mit weit ausladendem Ausleger zuerst die Säcke und dann die Steinblöcke verlegte.

b) Verwendung von halb abgebundenem Beton. Dieses von Kinipple angewandte Verfahren (vergl. § 17, S. 118) hat sich namentlich bei Dammbauten in bewegtem Wasser bewährt.

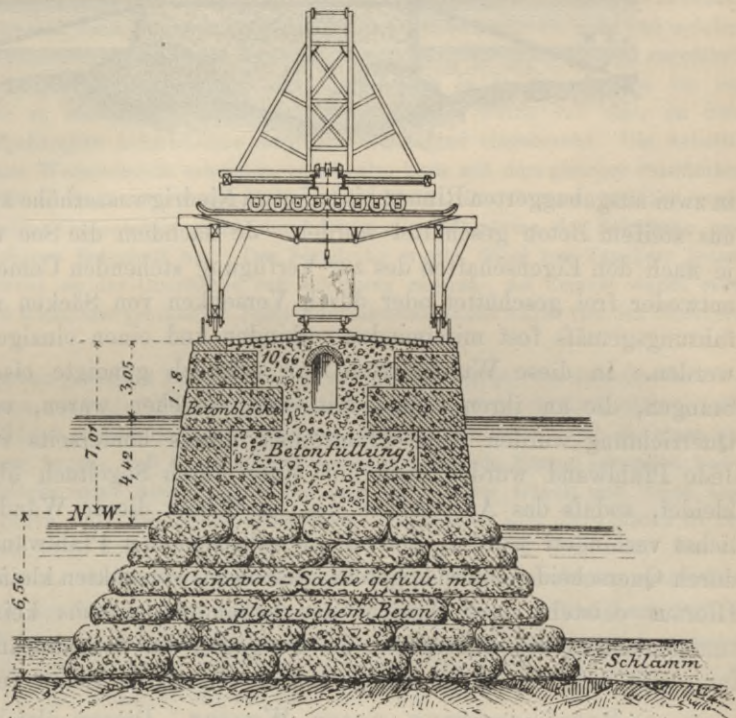
Bei den Hafenbauten in Greenock wurde z. B. der Kern der Dämme aus einem Beton hergestellt, welcher aus einem Raumteile Cement und 6 Teilen Sand und Schotter bestand, während der diesen Kern umgebende etwa 1 m starke und dem Wellenangriff unmittelbar ausgesetzte Außenkörper aus 2 Teilen Cement und 7 Teilen Sand und Schotter zubereitet war. Die letztere, fettere Mischung liefs man 3 Stunden abbinden, ehe man sie versenkte, die magere etwa 5 Stunden. Auf die richtige Bemessung dieser Zeitdauer, je nach dem zur Verfügung stehenden Bindemittel, wurde die grösste Sorgfalt verwendet. Dem Beton, der an Stellen versenkt werden mußte, welche der Strömung oder dem Wellenangriff besonders ausgesetzt waren, fügte man unmittelbar vor seiner Versenkung eine geringe Menge schnell bindenden Cementes hinzu. Mauern, welche ohne Rücksicht auf die Meerestiden gänzlich aus steifem Beton zwischen zwei innen mit starkem Segeltuch bekleideten und bis zum gewöhnlichen Niedrigwasser reichenden Spundwänden ausgeführt sind, haben sich in verschiedenen Häfen vollkommen bewährt.

Bei einigen Mauern wurden die über Niedrigwasser reichenden Teile durch geböschte Seitenwände begrenzt, welche aus sehr leicht zu handhabenden Betonblöcken von nur 50 cm Länge, 30 cm Breite und etwa 82 kg Gewicht hergestellt wurden (s. Fig. 8, Taf. III). Hinter, bzw. zwischen diese Böschungswände, deren Fugen mit schnell bindendem Cement vergossen wurden, schüttete man steifen Beton, welcher sich mit ihnen vollkommen zu einem einzigen Blocke verband. Während der Arbeitsunterbrechungen wurde die jeweilig letzte Betonschicht durch Bretterlagen abgedeckt.

Eine andere von Kinipple angewandte Bauweise zeigt Fig. 104, S. 158, nach welcher zur Herstellung von Dämmen, die nicht zu sehr dem Wellenangriff ausgesetzt waren, zunächst

Fig. 103. Mole im Vorhafen von Sunderland.

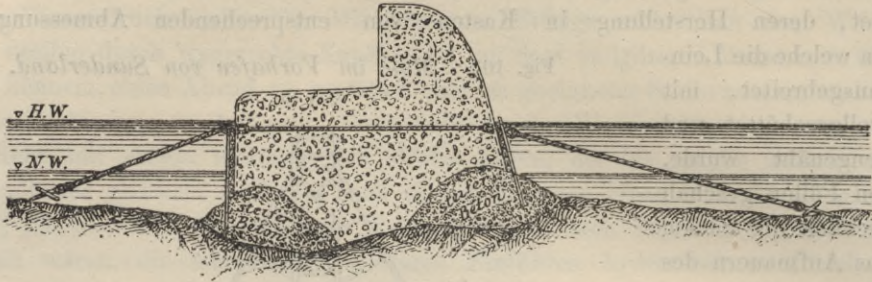
M. 1:300.



³⁰⁰⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 254 und 1885, S. 70 und Fortschr. d. Ing.-Wiss. I. 2, S. 26.

³⁰¹⁾ Ann. des ponts et chaussées 1898, I. S. 448.

Fig. 104. Dammerstellung nach Kinipple.



in zwei ausgebaggerten Rinnen bis auf etwa Niedrigwasserhöhe zwei Wulste oder Fußdämme aus steifem Beton geschüttet wurden. Je nachdem die See ruhig oder bewegt war und je nach den Eigenschaften des zur Verfügung stehenden Cementes konnten diese Dämme entweder frei geschüttet oder durch Versenken von Säcken mit Beton, welche sich erfahrungsgemäfs fest miteinander verbinden und einen einzigen Block bilden, hergestellt werden. In diese Wulste trieb man schwach geneigte eiserne Pfähle, welche durch Stangen, die an ihren Enden mit Ösen versehen waren, verbunden wurden. In der Querrichtung wurden diese Pfahlreihen mittels beiderseits verankerter Kabel gehalten. Jede Pfahlwand wurde innen mit einer durch Segeltuch abgedichteten Holzwand bekleidet, sodafs das Auswaschen des im Schutz dieser Wände versenkten Betons thunlichst verhindert wurde. Der Raum zwischen den Pfahlwänden ward der Länge nach durch Querscheidemauern abgeteilt, welche aus versenkten kleinen Betonblöcken bestanden. Hieraus entsteht nach Ansicht des Erbauers durchaus keine Verminderung des Zusammenhanges des Bauwerkes, da der gegen die Scheidewände geschüttete Beton sich innig mit den Blöcken und dem vorher versenkten Beton verbindet.³³²⁾

c) Betonbereitung unter Wasser. Dieses gleichfalls von Kinipple angewandte, auf Einspritzen von Cement beruhende Verfahren ist in dem § 3, S. 23 u. 24 und § 17, S. 118 bereits besprochen worden, sodafs hier nur der Bau des Hermitage-Wellenbrechers im Hafen von St. Helier's auf Jersey als Beispiel folgen mag.³³³⁾

Der Hafen von St. Helier's hat eine dem Wellenschlage aufsergewöhnlich ausgesetzte Lage und einen sehr bedeutenden Flutwechsel, der bei Äquinoktial-Springtiden nicht weniger als 12,19 m beträgt. Der Seeboden wird von festem, aber an seiner Oberfläche sehr unregelmäfsig gestalteten Granitfels gebildet, der teils ganz frei liegt, teils von einer bis zu 2,5 m starken Schicht von Steinen, Kies und Schlick überlagert ist. Der ältere etwa 175 m lange Teil des Wellenbrechers wurde 1873—79 von Sir John Goode in üblicher Weise bis zum Niedrigwasser aus lose aufeinander gesetzten schweren Betonblöcken in wagerechter Schichtung erbaut, über denen in Cementmörtel versetzte Betonblöcke den oberen Teil des Wellenbrechers herstellen. Zur Abgleichung des auf der Strecke des alten Teiles blofsliegenden Felsens dienten schwere, mit Beton gefüllte Säcke.

Auf dem neuen Teile lag der Fels tiefer und war, wie schon bemerkt, in verschiedener Höhe von lockeren Erdschichten überlagert. Kinipple liefs nun zunächst in voller Fundamentbreite von etwa 16 m durch Greifbagger den Felsen blofslegen und alle Spalten, denen mit dem Bagger nicht beizukommen war, durch Taucher vollständig reinigen, sodafs nunmehr die Gründung unmittelbar auf den festen Fels erfolgen konnte. Es kam nun darauf an, eine feste und ebene Fundamentsohle herzustellen, auf welcher der Überbau, gegen jede Unterspülung gesichert, ruhen konnte. Zu dem Zweck wurde der ausgehobene Fundamentalschlitz in Abständen von 3,80 m mit Kies und losen Steinen, bei niedrigem

³³²⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 196 (nach den Nouv. ann. de la constr. 1887, Dezemberheft), und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 30.

³³³⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1894, S. 349 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wiss. I. 2, S. 27.

Wasser von Kähnen aus ausgefüllt und die Schüttung dann durch Taucher mittels eggenartiger Werkzeuge geebnet. Das offene Kopfe dieser Schüttung wurde durch einen kleinen Wall abgeschlossen, den Taucher aus Betonsäcken herstellten und mit Segeltuch abdichteten. An den Seiten bildeten die stehengebliebenen Bodenmassen, nach dem Lande die fertigen Teile des Wellenbrechers den Abschluss der Baugrube, sodafs genügende Sicherheit gegen Entweichen des Cementes beim Einpressen allseitig vorhanden war. An den Stellen, wo der Fels vollkommen blofs lag oder wenigstens nicht genügender seitlicher Abschluss vorhanden war, wurden auch die Seiten mit Betonsäcken eingefasst. Durch ein schmiedeisernes Rohr von 7,5 cm Durchmesser, dessen unteres Ende mehrfache Durchbohrungen erhielt, und welches an einem, auf dem fertigen Wellenbrecherteil laufenden Kran aufgehängt war, wurde der Cement zugeführt. Das Rohr wurde dabei von Tauchern in Abständen von 2,5 bis 3 m in die Schuttmasse bis zur Fundamentsohle eingesetzt. Der zu steifem Brei angemachte reine Cement wurde von einer an dem genannten Krane ebenfalls aufgehängten Arbeitsbühne möglichst fortlaufend eingebracht. Die Arbeitsbühne, welche über dem höchsten Wasserstande schwebte, sodafs also stets mit dem gleichen Standrohre gearbeitet werden konnte, bot für 8 Mann und einige Cementsäcke Platz. Der Cement, welcher unter dem Druck einer rund 18 m hohen Cementsäule stand, durchdrang alle Hohlräume der Schüttung und stellte ein vollkommen festes, ebenes Betonbett her. Das Standrohr wurde dabei von Tauchern jedesmal umgesetzt, sobald der Cement an der Oberfläche der Schüttung austrat. An Cement wurde etwa $\frac{1}{2}$ des Gewichtes der Stein- und Kiesmasse gebraucht. Jeder Fundamentabschnitt wurde von den Tauchern in 8 bis 10 Tagen ausgeführt.

Sobald sich dieser Unterbau genügend befestigt und gesetzt hatte, wurde mit dem Oberbau begonnen, der aus Betonblöcken von nur 9 bis 12 Tonnen Gewicht hergestellt wurde, da diese Blöcke, auch unter Wasser, vollständig mit Mörtel ausgefüllte Fugen erhalten sollten. Kinipple hebt als einen besonderen Vorteil seines Verfahrens hervor, dafs er vollständig zusammenhängende Massen herstellen kann, während man sonst die Betonblöcke unter Niedrigwasser nur lose aufeinander stapelt und ihnen also ein möglichst grosses Gewicht geben mufs, das bis zu 100 t steigt. Ausserdem sind diese Blöcke in der Gegend des Niedrigwasserspiegels stark der Zerstörung infolge der offenen Fugen ausgesetzt. Sie erfordern ferner schwere Versetzkrane, welche einen sehr wesentlichen Teil der Gesamtkosten ausmachen.

Die für den neuen Teil des Wellenbrechers angewendeten Blöcke hatten 2,75 m bzw. 3,65 m Länge bei 1,22 m Breite und Stärke. Je 4 dieser Blöcke, quer zur Achse des Wellenbrechers versetzt, ergaben dessen Gesamtbreite, die unten 12,80 m, oben 11,60 m betrug. Sie wurden mit einer Neigung von 68° gegen die Wagerechte verlegt, sodafs es möglich war, die neuen Blöcke auf dem fertigen Teile abwärts gleiten zu lassen. Die Stirnfläche der Betonblöcke ist mit Granitblöcken verkleidet. Mittels Feder und Nut greifen die einzelnen Blöcke fest ineinander. 4 bis 6 dieser Schichten mufsten unter Wasser von Tauchern versetzt werden, darüber erfolgte die Versetzung in gewöhnlicher Weise mit Cementmörtel durch Maurer im Trockenem. Je 3 Blockreihen in der Längsrichtung und 2 Schichten übereinander wurden unter Wasser zunächst trocken versetzt. Dann wurden alle Fugen von Tauchern mit Segeltuch abgedichtet. Längs den Kanten erhielten die Blöcke nämlich gleich bei der Herstellung halbcylindrische Rillen, die zusammen mit den Rillen des benachbarten Blockes hohle Cylinder von etwa 8 cm Durchmesser bildeten. In die wagerechten Fugen wurden mit rasch bindendem Cement gefüllte Kattunstrümpfe eingelegt, die beim Aufsetzen der nächsten Schicht einen vollständig dichten Fugenabschluss bildeten. In dieser Weise wurden in einem Jahre 91 m des neuen Wellenbrechers hergestellt. Der ganze 160 m lange neue Teil wurde in den Jahren 1887—89 ausgeführt. Gleichzeitig wurde ebenfalls mit Hilfe der Cementeinpressung der alte Teil des Wellenbrechers ausgebessert und gesichert.

Das Kinipple'sche Verfahren scheint sich weniger für Neubauten, als namentlich zur Wiederherstellung gefährdeter Bauten zu eignen, zu welchem Zwecke es mehrfach mit bestem Erfolge angewendet worden ist.

Bei Ausbesserungen von Ufermauern, bei unterspülten Brückenpfeilern, bei Hausmauern, die sich gesetzt haben u. dergl., schlägt Kinipple vor, Bohrlöcher in gewissen Abständen bis unter die Fundamentsohle herzustellen, Standrohre einzusetzen und dann reinen Cement zuzuführen, erforderlichenfalls mittels besonderer maschinellen Einrichtungen einzupressen, wenn das eigene Gewicht der Cementsäule nicht ausreicht.

3. **Betonbett mit Grundpfählen.** Als Ersatz des hölzernen Rostes über den Rostpfählen hat der Beton vielfach Anwendung gefunden. Diese Vereinigung der Beton-

gründung mit Grundpfählen, welche teils zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Bodens, teils im Notfall dazu dienen sollen, den Druck des Bauwerkes auf tiefer liegende Schichten zu übertragen, wenn die oberen, obwohl tragfähig, durch äußere Angriffe des Wassers gefährdet sein sollten, findet sich bei mehreren unserer bedeutendsten Brückenbauten der neueren Zeit, so u. a. an den Weichselbrücken bei Dirschau und Thorn und an den Elbbrücken bei Hamburg und Harburg.

Die Ausführung unterscheidet sich von der unter 1., S. 152 behandelten nur darin, daß vor dem Versenken des Betons die Grundpfähle eingerammt und dann in geringer Höhe über dem Baugrunde unter Wasser abgeschnitten werden. Für die Einschüttungsweise des Betons mittels Trichtern ist dabei, gelegentlich der Gründung der Schleuse am Mühlendamm in Berlin³³⁴⁾, die Beobachtung gemacht worden, daß sich der Beton stark staute, sobald sich der Trichter einem Pfahlkopf näherte, worauf bei der Entfernung des Trichters ein plötzliches Nachrutschen der gestauten Masse erfolgte. Andererseits ist ein zu dünnes Anmachen des Betons zu vermeiden, weil der Beton bei dünner Beschaffenheit beim Austreten aus der Trichtermündung zu stark auseinander treibt und dadurch die Schlamm bildung fördert.

Im vorliegenden Fall war das Mischungsverhältnis des verwendeten Betons für die untere Lage: 1 Teil Cement auf 3 Teile Sand und 4 Teile Steinschlag, für die obere Lage: 1 Teil Cement auf 3 Teile Sand auf 4,5 Teile Steinschlag. Man nahm für die unterste Lage eine fettere Mischung, als für die obere, weil aus jener Lage ein Teil des Mörtels in den Untergrund eindringt und dadurch nutzlos wird, oder bei bindungsfähigem Untergrunde die Stärke des Betonbettes sich erhöht. Diese Voraussetzung wird jedoch durch Versuche von K. Bernhard³³⁵⁾ widerlegt, der gleichzeitig bezüglich des Reibungsverhältnisses zwischen Beton und Sand feststellt, daß man den betreffenden Reibungswinkel stets gleich dem Reibungswinkel des betreffenden Baugrundes setzen kann.

Danach erscheint es besser, bei Anwendung von Grundpfählen die unterste, die Pfahlköpfe umgebende, Betonschicht mittels Kasten oder mittels Säcken einzubringen. Die Aufeinanderfolge der Hauptarbeiten dieser Gründungsweise wird am besten durch ein Beispiel klar gelegt, als welches die Gründung eines Stropfweilers der Harburger Elbbrücke gewählt werden soll (vergl. Fig. 23 u. 24, Taf. V). Bei diesem Pfeiler erfolgte nacheinander:

- a) Aufstellen des Absteckgerüsts und Einrammen der Schutzwand (s. Fig. 24) mit auf Schiffe gestellten Dampfrahmen,
- b) Ausbaggern der Baugrube,
- c) Herstellen des den Pfeiler umschließenden Gerüsts, dessen Langseiten stromabwärts in geneigten Ebenen fortgesetzt waren, um durch sie eine Förderbahn für Dampfrahmen und andere schwere Gegenstände zwischen den Arbeitsgerüsten und den Schiffen zu erhalten. Die Rüstungen bestanden aus 2 Pfeilerreihen in 3,9 m Abstand (entsprechend der Spurweite des Schienengleises für die Dampfrahmen), mit Langträgern für das erwähnte Schienengleis, Querträgern, bzw. Zangen und Belaghölzern,
- d) Aufbringen der Dampfrahmen von den Schiffen über die geneigten Ebenen auf die Rüstung und Einrammen der 0,26 m starken Pfahlwand,
- e) Eintreiben der Grundpfähle mit der Dampfrahmen von einer auf den beiden Schienengleisen der Rüstung in der Längsrichtung des Pfeilers beweglichen Rollbrücke aus,

³³⁴⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 314.

³³⁵⁾ Vergl. daselbst S. 347.

- f) Abschneiden der Grundpfähle unter Wasser, etwa 0,3 m über der Sohle der Baugrube,
- g) Versenken des Betons mittels Kasten und beweglichen Winden. Letztere standen auf dem Gleise einer Rollbrücke, die durch die inneren Schienen der beiden Gleise auf den festen Rüstungen unterstützt war. Der Beton wurde in Schiffen herbeigeschafft, die in den Raum zwischen den Pfahlwänden einfahren konnten. Die Wände waren deshalb an den dem Strom abgekehrten kurzen Seiten in einer Tiefe von etwa 1 m unter Niedrigwasser und in einer der Schiffsbreite entsprechenden Ausdehnung von je 4,2 m gekappt,
- h) Umschütten der Pfahlwände mit Steinen vor und während der Betonierungsarbeiten,
- i) Aufstellen der 0,95 m starken Lehmfangdämme innerhalb der Pfahlwände,
- k) Auspumpen des Wassers innerhalb des von den Fangdämmen umschlossenen Raumes,
- l) Ausführung der Maurerarbeiten unter Benutzung der mehrfach erwähnten Rüstungen zur Aufstellung von Versetzgerüsten, Kranvorrichtungen u. s. w.,
- m) Beseitigung der zu vorübergehenden Zwecken bestimmten Anlagen.

Zur Ermittlung der Kraft, welche erforderlich ist, um einbetonierte Pfahlköpfe von dem Beton zu trennen, sind vom Wasserbauinspektor Delion in Danzig Versuche angestellt worden, indem fünf Rundpfähle mit dem Stammende nach unten, teils 30, teils 50 cm tief einbetoniert und nach dreißigtägiger Erhärtung des Betons herausgezogen wurden. Danach ergab sich, daß man auf jeden 30 cm tief einbetonierten Pfahl 3 t Widerstand gegen Abreißen des Betonkörpers rechnen dürfe.³³⁶⁾

4. Betonbetten mit Eiseneinlagen. Bei der geringen Zugfestigkeit, welche der Beton gegenüber seiner verhältnismäßig großen Druckfestigkeit besitzt, hat sich in neuerer Zeit das Verfahren Eingang verschafft, durch Eiseneinlagen den Widerstand der Betonbetten gegen Zugspannungen zu erhöhen bezw. die Betonstärke wesentlich einzuschränken. Das Zusammenwirken von Eisen und Cementmörtel ist ein durchaus inniges, da der Mörtel sich fest mit dem Eisen verbindet, an seiner Oberfläche haftet, deshalb die Oxydation verhindert und eine Lockerung des Eisens durch Temperaturänderungen, weil der Ausdehnungskoeffizient bei beiden Materialien fast gleich ist, nicht befürchten läßt. Die bedeutende Festigkeit des Eisens hat seine Verwendung oft auch an solchen Stellen der Betonschüttung zweckmäßig erscheinen lassen, welche nur auf Druck in Anspruch genommen werden, wengleich der hierdurch erreichte Gewinn gegen die vorgenannte Art der Verwendung zurücktritt. Durch richtige Verteilung und sichere Umfüllung der Einlagen läßt sich offenbar eine vollständig dauerhafte, gegen Einwirkungen der Luft und des Wassers abgeschlossene, Schicht mit erheblich geringeren Abmessungen, als aus reinem Beton erreichen. In welchem Maße das Eisen auch für solche, nur auf Druck beanspruchte Lagen vorteilhaft zu verwenden ist, richtet sich nach seinem Preisverhältnis zu demjenigen des Betons.

Das hier in Rede stehende Verfahren erinnert an die vor einer Reihe von Jahren mit großem Erfolge eingeführte Monier'sche Bauweise in Cement auf Eisen.

Zu Gründungen hat man die Verstärkung der Betonbetten durch eingelegte eiserne Träger vornehmlich da angewandt, wo bei mangelnder Gleichmäßigkeit des Untergrundes eine wirksame Ausgleichung des Druckes zu erstreben war, ferner bei Betonbetten, die zeitweise einen starken Wasserdruck auszuhalten haben, wie in Schleusenböden, offenen Baugruben nach deren Trockenlegung u. dergl. In ausgedehnter Weise

³³⁶⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 582.

ist dieses Gründungsverfahren beim Bau des neuen Domes in Berlin angewandt worden. Über die Verwendung zur Herstellung von Schleusenmauern und Schleusenböden kann auf die unten angegebene Litteratur³³⁷⁾ verwiesen werden. Über die Anwendung beim hölzernen Schwellrost vergl. § 29, S. 170, gegenüber welchem der eiserne Schwellrost in Stampfbeton den Vorteil der Unabhängigkeit vom Wasserstande des Grundwassers besitzt.³³⁸⁾ Über die Verwendung von Eiseneinlagen in Beton bei der Gründung hoher Häuser in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, namentlich zur Unterstützung der Säulenreihen in den Zwischenwänden wird von O. Leitholf³³⁹⁾ Folgendes bemerkt:

Fig. 105. *Chicagoer Bauart*

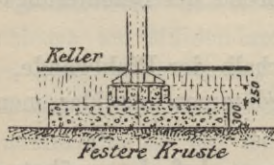
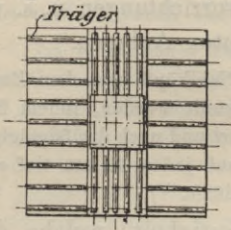


Fig. 105 a. Grundriss.



Gegen die Verwendung von Granitblockgrundmauern spricht außer ihrem großen Eigengewicht hauptsächlich das Hineinragen des Mauerkopfes in den Kellerraum und die dadurch entstehende teilweise Entwertung des letzteren.

Die für Chicagoer Verhältnisse sich ergebenden ungünstigen Bedingungen bei der Verwendung der erwähnten älteren Art des Grundbaues führten zur Ausbildung der sogenannten „Chicagoer Bauart“, die Leichtigkeit mit geringem Raumbedürfnis verbindet.

Auf einer rd. 30 cm starken Betonschicht (s. Fig. 105) befinden sich zwei in Beton verlegte, gekreuzte Lagen rd. 25 cm hoher Stahlträger, oder auch nur Eisenbahnschienen. Die obere Lage nimmt den mit ihr verschraubten Säulenfuß auf. Die mit Schutzanstrich versehenen Träger zeigten sich nach 15 Jahren bei neuerdings stattgehabten Umbauten noch unversehrt. Besondere Sorgfalt wird auf die Gründung der Säulen an den Nachbargiebeln verwendet, um unabhängig von späteren Um- und Anbauten zu sein.³⁴⁰⁾ Ähnliche Anordnungen zeigt die Gründung des Rand und Mc.Nally-Gebäudes in Chicago (s. Fig. 106 u. 107).³⁴¹⁾

Fig. 106 u. 107. *Gründung des Rand und Mc.Nally-Gebäudes in Chicago.*

Fig. 106.

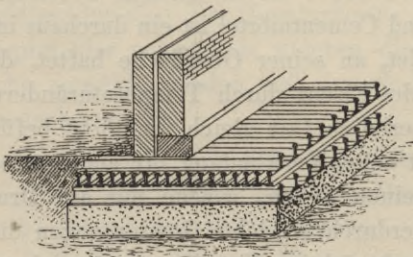
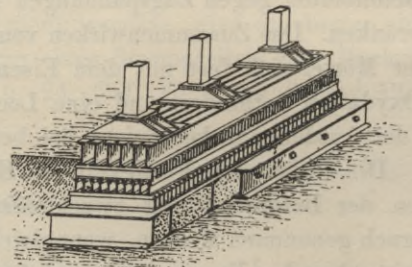


Fig. 107.



Auch bei der unter 3. besprochenen Verbindung des Betonbettes mit Grundpfählen werden in ersteres neuerdings Eiseneinlagen verwendet, wie dies für die Pfeilergründungen auf der Strecke Woosung-Schanghai in China der Fall war, wo mehrere hundert Meter tiefer trieb sandartiger, unter Grundwasser liegender Lössboden den festen

³³⁷⁾ „Die Verwendung von Eisen und Cement für Herstellung von Schleusenmauern und Schleusenböden.“ Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 489 ff. und „Empirische Untersuchungen im Bau-Ingenieurfach, insbesondere an Beton-Eisenkonstruktionen ausgeführte Bruchbelastungen“ von Prof. M. Müller in der Deutschen Bauz. 1894, S. 600 ff.

³³⁸⁾ Vergl. auch: Tieffenbach. Eiserner Schwellrost in Stampfbeton auf gerammtem Untergrunde. Centralbl. d. Bauverw. 1899, S. 41.

³³⁹⁾ Vergl. O. Leitholf. Die Konstruktion hoher Häuser in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 217 ff.

³⁴⁰⁾ Vergl. daselbst S. 224.

³⁴¹⁾ Engng. Rec. 1898, Juli, Bd. 38, S. 99; über ähnliche Gründungen vergl. daselbst S. 233 u. 299.

Baugrund nicht erreichen liefs. Es wurden daher im Schutz von Spundwänden 8 m lange Pfähle eingerammt und auf deren Köpfen eine Betonschicht von 1,5 m Höhe mit zwei kreuzweise angeordneten Eiseneinlagen aufgebracht.³⁴²⁾

5. Die **Kosten der Betongründung** bestimmen sich zum weitaus größten Betrage nach den Preisen für Mauerwerk, Beton und Holz, sowie für die Ramm- und Zimmerarbeiten zu den Umschließungswänden, bezw. Grundpfählen und den Rüstungen. Die Kosten für Baggerung, Dichtung und Trockenlegung der Baugrube machen bei regelrechtem Fortgange der Arbeit einen verhältnismäßig geringen Teil aus. Die Ermittlung der Kosten nach den marktgängigen Baustoffpreisen und nach den Preisen für Bagger-, Ramm- und Betonarbeiten (vergl. §§ 10, 15 u. 17) ist daher in jedem einzelnen Falle leicht durchzuführen.

Einige Beispiele über die bei Betongründungen entstehenden Kosten der einzelnen Arbeitsgattungen, über Einzelpreise und Gesamtkosten, geben wir nachstehend:

a) Brücke über die Ruhr bei Düssern³⁴³⁾ für zwei Gleise der Rheinischen Eisenbahn. Die Brücke hat 3 Stromöffnungen zu 48 m lichter Weite, überdeckt mit eisernen Bögen und 9 Flutöffnungen zu 15,7 m Weite mit Gewölben.

Bei den Pfeilern für die 3 Stromöffnungen und eine Flutöffnung am linken Ufer sind künstliche Umschließungen des Betonfundamentes durch Pfahlwände erforderlich geworden; bei dem linksseitigen Widerlager indessen nur einseitig, während bei den nächsten 4 Pfeilern ringsum. Zur Dichtung der Baugrube während der Ausführung des Mauerwerkes sind beim Strompfeiler II Fangdämme auf das Betonbett gesetzt, bei den übrigen Pfeilern nicht. — Die Betonfundamente der rechtsseitigen Flutpfeiler haben keine künstliche Umschließung durch Holzwände erhalten; der Beton ist in die mit geböschten Wänden hergestellten Baugruben bis auf die Höhe des Niedrigwassers geschüttet und nach Aufführung des Mauerwerkes ist der obere Teil der Gruben mit Steinen ausgepackt.

Die Gründungskosten derjenigen 5 Pfeiler, bei welchen eine künstliche Umschließung der Baugruben erforderlich war, werden zu 112 149 M. angegeben, die der übrigen 8 Pfeiler zu 32 228 M. — Erstere Kosten verteilen sich auf die einzelnen Arbeiten, wie es die Übersicht in Tab. XII, S. 164 zeigt.

Die Kosten der Zimmerarbeiten für den Strompfeiler II, bestehend in der Herstellung (einschließlich Material) der Rüstungen, der Pfahlwände und der Fangdämme über der Betonsohle, setzten sich wie folgt zusammen:

	M.	Pf.
Herstellung der Schutzrüstung	298	50
Materialabgang für die Schutzrüstung	655	5
Herstellung des Rammgerüsts zu den Nasmyth'schen Dampfrahmen, aus 86 Rüstpfählen von 6 bis 7½ m Länge und mit einer Oberfläche von etwa 380 qm	2318	10
Materialabgang für das Rammgerüst	7118	40
55,25 lfd. m Pfahlwand von 20 cm Stärke zu rammen, f. d. lfd. m 22,67 M.	1252	52
Materialabgang für die Pfahlwand (258 Pfähle)	3513	48
Abbruch der Pfahlführungszangen	39	74
Herstellung der inneren Wand des Fangdammes von 5 cm Stärke	252	75
Materialabgang für den Fangdamm	240	71
Miete für Herstellung einer Kunstramme auf 21 Tage, täglich 9 M.	189	—
Beförderung der Dampfrahmen nach der Verwendungsstelle und zurück	300	—
Dampfrahmenmiete auf 21 Tage, täglich 10 M.	210	—
Zusammen	16388	25

Einheitspreise.

	M.	Pf.
Die Ausführung der Rammarbeiten kostete für den Strompfeiler I, wo die Pfähle 6½ bis 7 m tief in den Boden getrieben werden mußten, bei Anwendung einer Nasmyth'schen Dampfrahmen von 1100 kg Gewicht des Rammbürens und 750 kg des Gehäuses, f. d. lfd. m Pfahlwand	20	—

³⁴²⁾ Deutsche Bauz. 1898, S. 541.

³⁴³⁾ Vergl. Wiebe. Die Gründung der Ruhrbrücke bei Düssern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 573 ff.

Tabelle XII.

Übersicht über die Gründungskosten der Brücke über die Ruhr bei Düsseldorf.

	Mafsseinheit	Linkes Widerlager		Landpfeiler I		Strompfeiler I		Strompfeiler II		Landpfeiler II	
		Mafse	Kosten M.	Mafse	Kosten M.	Mafse	Kosten M.	Mafse	Kosten M.	Mafse	Kosten M.
Tiefe der Pfahlwandspitzen unter Niedrigwasser	m	5,76	—	5,26	—	4,96	—	4,86	—	3,26	—
Tiefe der Betonsohle unter Niedrigwasser	m	1,97	—	2,47	—	1,46	—	2,18	—	1,47	—
Länge der Pfähle zu den Pfahlwänden rd.	m	8	—	8	—	9	—	9	—	8	—
Stärke des Betonbettes	m	2,47	—	2,94	—	1,91	—	2,10	—	2,32	—
Fläche der Betonsohle (= Masse, dividiert durch Stärke des Betonbettes)	qm	189	—	142	—	172	—	193	—	175	—
Fläche des Pfeilers über Fundamentmauerwerk	qm	130	—	100	—	90	—	111	—	84	—
Erd- und Baggararbeiten, einschliesslich Bagger- u. Schiffsmiete, Gerüste, Förderung der Massen u. s. w. (oben leichter Boden, dann Sand und Kies mit Steinen)	cbm	545	2624	522	1383	796	2207	2056	4537	993	3249
Zimmerarbeiten, einschliesslich Gerüste, Rammiete u. s. w. (die Mafse geben die Längen der 20 cm starken Pfahlwände)	m	44,7	5212	48,6	5000	50	7085	55,25	16388	—	4240
Betonierung, einschliesslich Gerätekosten (Kosten f. d. cbm 17,70 M., vermehrt um die Miete für Betontrichter von 1,50 M. f. d. Tag und kleine Nebenkosten)	cbm	466	8317	417	7425	329	5855	405	7306	396	7046
Fundamentmauerwerk. Dasselbe ist gerechnet über Niedrigwasser bis	m	0,92	—	0,92	—	1,89	—	0,19	—	2,18	—
Fundamentmauerwerk (Kosten f. d. cbm 16,32 M.)	cbm	57,9	945	48,7	725	165,5	2700	35,8	585	132,2	2158
Senksteinpackung (Kosten f. d. cbm 5,40 bis 6,10 M.)	cbm	36	194	52	281	235	1269	488	2977	182	983
Nebenkosten, Verwaltung, Aufsicht und Verschiedenes (darunter 1/4 des Betrages von 20 000 M. für Einrichtung des Bauplatzes)			1763		1546		2674		3057		2294
Gesamtkosten der Gründung			19109		16430		21790		34850		19970

M. Pf.

Bei den übrigen Pfeilern (Rammtiefe 4 bis 6 m) kostete die Rammarbeit f. d.

lfd. m Pfahlwand 18 —

Für die Rammfähle sind f. d. cbm frei Bauplatz bezahlt worden 33 50

Arbeiten zum Rammgerüst um den Strompfeiler II.

Aussuchen der Pfähle auf dem Bauplatz, Anspitzen derselben und Transport zur Verwendungsstelle, f. d. Stück — 80

Einrammen derselben, 2 bis 3 m tief, vom Nachen aus, Abschneiden in richtiger Höhe und Bearbeitung der Köpfe (ausschl. Stellen der Zugramme) f. d. Stück 8 50

Bearbeiten und Anbringen der Längs- und Querhölzer, f. d. lfd. m — 50

Herstellen des 5 cm starken Bohlenbelages, einschliesslich Lieferung der Drahtstifte, f. d. qm — 40

Beförderung der Schienen vom Lagerplatze nach der Verwendungsstelle, Verlegen M. Pf. und Befestigen derselben mit den Langschwelen durch Nagelung, f. d. lfd. m — 30

Dieselben von den Langschwelen zu lösen, nach dem anderen Pfeiler zu befördern und dort von neuem mit den Langschwelen zu verbinden, f. d. lfd. m — 40

b) Brücke über die Elbe in der Leipzig-(Döbeln-)Dresdener Eisenbahn⁸⁴⁴⁾ (Baujahr 1867). Kosten der Gründung des rechtsseitigen Strompfeilers. Tiefe der Spundwandspitzen unter Wasser 7,5 bis 8 m, der Fundamentsohle 5 m. Fläche der Fundamentsohle 107 qm, Pfeilerfläche in Wasserhöhe 98 qm. Baugrund: grober Kies. Doppelte Spundwand mit Steinschüttung.

Kostenzusammensetzung.

	M.
Für 360 cbm Kies mit Dampfbagger auszubaggern	540
„ 130 lfd. m Spundwände, 0,2 m stark	16 900
„ 270 cbm Cementbeton zu 36 M.	9 820
„ 390 „ Kalkbeton (hydraulischer) zu 8,5 M. (?)	3 315
„ 190 „ Quadratmauerwerk zu 34 M.	6 460
„ 140 „ Mauerwerk mit Beton zwischen Quadern	2 940
„ 400 „ Steinschüttung zu 2 M.	800
„ Fangdämme, Wasserschöpfen	10 000
„ Rüstungen, Geräte, Aufsicht und Insgemein	9 225
Zusammen	60 000

c) Tabelle XIII. Zusammenstellung von Angaben über Strompfeilergründungen verschiedener größerer Brücken.

Laufende Nummer	Bezeichnung der Brücke		Zeit der Ausführung	a		c	d	e					i
	Überbrückter Fluss	Lage der Brücke bei		Tiefe unter Niedrigwasser	b			Kosten eines Pfeilers bis Niedrigwasser f. d. cbm	im Ganzen	f	g	h	
				m	m	qm	cbm	M.	M.	M.	M.	cbm	
A. Betongründung ohne Grundpfähle.													
1	Elbe	Niederwartha (Berlin-Dresdener Eisenbahn) Strompfeiler	1873/74	4,0	3,5	86	285	23 818	84	79	80	297	
2	„	Königgrätz (Österreichische Nordwestbahn)		5,0	2,5			20 700			101	205	
3	„	Celakowitz desgl.		5,4	2,4			27 000			128	211	
4	„	Aussig desgl.		7,2	4,2			16 000			41	389	
5	Rhein	Köln (Köln-Mindener Eisenbahn u. Strafse)	1856	11,0	5,0	420		159 000		76	51	3113	
6	„	Wesel (Venlo-Hamburger Eisenbahn)	1872/73	11,3— 12,8	7,2— 7,9	290		234 000		107	88	2666	
7	„	Duisburg (Rhein. Eisenbahn)		11,5— 13,5	6,6— 7,5			161 000			80	1734	
8	Ruhr	Düssern desgl. Strompfeiler II	1875	5,05	2,37	193		34 850		76	62	560	
B. Betongründung mit Grundpfählen.													
9	Elbe	Harburg (Venlo-Hamburger Eisenbahn)	1868	12,0	5,9	223	441	146 000	79	111	76	1920	
10	„	Hamburg desgl.	1868	9,4	4,1			135 000			95	1419	
11	Weser	Dreye desgl.	1871	9,0	4,3	115		72 100		146	130	550	

⁸⁴⁴⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1877, S. 137.

d) Tabelle XIV. **Gründungskosten der vier Strompfeiler der Fordoner Brücke.**³⁴⁵⁾

Bezeichnung der Arbeiten	Ausmaß	Kosten	
		im Einzelnen M.	im Ganzen M.
Baggerarbeiten	8490 cbm	0,81	6900
Pfahl- und Schirmwände	464 m	182,8	85800
Faschinenwände	240 m	40,0	9600
Fangdämme	162 m	3,0	4900
Beton	3860 cbm	22,7	87500
Steinschüttungen (einschließlich Unterhaltung während der Bauzeit)	18000 cbm	10,3	184700
Gerüste und Geräte	—	—	13400
	Zusammen . . .		392800

e) Die Preise für die hauptsächlichsten Arbeiten und Lieferungen bei der Kanalisierung der Oder³⁴⁶⁾ stellten sich folgendermaßen:

Erdaushub der Durchstiche f. d. cbm	0,95 M.
„ in den Bauwerken unter der Rammebene zwischen Spundwänden f. d. cbm	3,00 „
1 qm Spundwand, 20 cm stark zu liefern und zu rammen, einschließlic der Geräte und je nach dem Vorkommen von Hindernissen	22—35,00 „
1 cbm Beton einschließlic aller Materialien	20,50 „
1 „ Stampfbeton	19,50 „
1 „ Ziegelmauerwerk	24,00 „

f) Beim Bau der Strafenbrücke³⁴⁷⁾ über den Neckar zwischen Kirchheim und Gemmrigheim stellte sich der Lieferungspreis frei Baustelle:

Für 100 kg grauen Portlandcement	3,24 M.
„ „ „ rot oder gelblich gefärbten Portlandcement	6,00 „
„ „ „ grünlich gefärbten Portlandcement	9,00 „

Die in Tabelle XIII enthaltene Zusammenstellung von Angaben über Strompfeilergründungen verschiedener größerer Brücken ist vorzugsweise den Mitteilungen von Funk³⁴⁸⁾ entnommen, der die Gesamtkosten des unter Niedrigwasser liegenden Teiles der Pfeiler zur Vergleichung auf die Einheit eines Körpers zurückführt, dessen Inhalt durch Vervielfältigung der Grundfläche des eigentlichen Pfeilers mit der Tiefe der Pfahlwandspitzen unter Niedrigwasser sich ergibt. Bei dieser Art der Zurückführung, deren Ergebnisse in Spalte *h* der Zusammenstellung enthalten sind, wird die Masse des Mauerwerkes, einschließlic des Betons, welche einen Hauptanteil der Kosten bildet, nicht genügend, die Tiefe der Pfahlwandspitzen dagegen in zu hohem Grade berücksichtigt, und es ergeben sich daher für ähnliche Bauten, je nach der verhältnismäßig großen oder geringeren Tiefe der Pfahlwände, ganz erhebliche Verschiedenheiten, so z. B. bei den Brücken unter 3. und 4.

Zutreffender erscheint es daher, wenn man zur Vergleichung die Kosten auf eine bestimmte Einheit beziehen will, dazu die Raumeinheit des Pfeilermauerwerkes, einschließlic der Betonschicht zu wählen (vergl. Spalte *f*), oder auch die Einheit eines Körpers, welcher die Fläche der Betonsohle zur Grundfläche und die Tiefe unter Niedrig-

³⁴⁵⁾ Vergl. Mehrrens. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164 u. 177.

³⁴⁶⁾ Die Kanalisierung der Oder von Kosel bis zur Neisseemündung von E. Mohr. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 493.

³⁴⁷⁾ Zeitschr. f. Transportw. u. Strafenb. 1899, S. 361.

³⁴⁸⁾ Funk. Über die Fundierung großer Brücken. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen 1876, S. 103 ff.

wasser zur Höhe hat (vergl. Spalte *g*). Da viele Arbeiten ihrem Umfange nach durch die Größe und Tiefenlage der Betonsohle bedingt werden, so erscheint letztere Berechnungsweise, neben ihrer Einfachheit, ganz zutreffend. Noch richtiger würde es sein, die Kosten für Mauerwerk und Beton von den übrigen Kosten zu trennen und nur letztere auf die Einheit des Inhaltes aus Betonsohle und Fundamenttiefe zu beziehen. Es ist hier unterblieben, weil die vorliegenden Angaben nur vereinzelt eine solche Trennung möglich machten, außerdem aber in den meisten Fällen kein bedeutender Unterschied zwischen dem Inhalt an Mauerwerk nebst Beton und dem Vielfachen aus Sohlfläche und Fundamenttiefe besteht.³⁴⁹⁾

§ 29. Gründung auf Schwellrost.

1. **Allgemeines.** In der Übersicht des § 25 sind die Fälle allgemein besprochen, in denen eine Gründung auf Schwellrost (liegenden Rost) in Frage kommen kann. Die im allgemeinen auf leichtere Bauwerke sich beschränkende Anwendung des liegenden Rostes setzt einen nachgiebigen Baugrund und eine Höhenlage der Fundamentsohle unterhalb des niedrigsten Wasserstandes voraus.

Der Schwellrost gewährt den Vorteil einer leicht ausführbaren Verbreiterung der tragenden Fläche, einer zweckmäßigen Unterlage für das Mauerwerk, welches durch ihn während der Herstellung der unteren Schichten gegen das Versinken einzelner Teile gesichert und also in lotrechtem Sinne zusammengehalten wird; endlich den einer Verankerung des Fundamentes in wagerechter Richtung. Im übrigen muß bei seiner Anwendung auf ein Nachgeben, auf ein Sinken des gesamten Grundbaues gerechnet werden, welches auch keineswegs stets gleichmäßig erfolgt. Um dessen Wirkungen möglichst unschädlich zu machen, ist es geraten, vor Aufführung des aufgehenden Mauerwerkes eine Probelastung des Grundbaues vorzunehmen (vergl. § 2, S. 16).

Wo Unterwaschungen und Ausweichungen des Bodens zu befürchten sind, ist ein Schutz durch Spundwände, Steinschüttungen, Faschinen u. s. w. erforderlich.

2. **Anordnung und Ausführungsweise des Schwellrostes.** Nach Umschließung und Trockenlegung der Baugrube und nachdem die oberen Bodenschichten so weit entfernt sind, wie es unter den gegebenen Verhältnissen möglich und zweckmäßig erscheint, werden auf den Baugrund Querschwellen und auf diese Langschwellen gelegt, welche den Bohlenbelag zur Aufnahme des Mauerwerks tragen sollen.

Vor dem Aufbringen der Bohlen werden die Zwischenräume zwischen den Schwellen, die „Rostfelder“, bis zur Höhe der Langhölzer mit Steinen, auch mit Thon, Sand, Bauschutt u. dergl. ausgefüllt und ausgestampft, um die ganze Grundfläche zum Tragen zu bringen. In flüssigem Boden, wie Trieb sand u. s. w., wo die Einbettung der Querschwellen und das Ausstampfen der Rostfelder nicht ausführbar ist, drückt der Rost unter der aufgebrachten Last sich ohne weiteres genügend gleichmäßig ein.

Die Langschwellen macht man etwa 20 bis 30 cm stark und legt sie je nach der Last des Bauwerkes 1 bis 1,5 m voneinander. Den Querschwellen giebt man geringere Abmessungen und einen größeren Abstand von Mitte zu Mitte. Sie stehen auf jeder Seite etwa 30 bis 50 cm vor den Langschwellen vor und erhalten 5 bis 8 cm tiefe Einschnitte, in welche die ungeschwächten Langschwellen zu liegen kommen. Die Stöße der letzteren werden verwechselt über den Querschwellen mit Hakenblatt angeordnet und wohl noch durch eiserne Klammern gesichert. Die Stärke der Bohlen

³⁴⁹⁾ Vergl. Brennecke. Untersuchungen über die Grenzen der vorteilhaften Verwendung der beim Bau größerer Brücken gebräuchlichsten Fundierungsmethoden. Deutsche Bauz. 1882, S. 589 u. 600.

wechselt je nach der Entfernung der Langschwellen gewöhnlich zwischen 5 und 8 cm, Ihre Befestigung geschieht durch Nagelung (Fig. 27 u. 28, Taf. II).

Bei kleinen Brücken läßt man die Querschwellen häufig unter beiden Widerlagsmauern in einer Länge durchreichen und gewinnt dadurch eine sehr sichere Verankerung, sowie auch ein gutes Bett für den Wasserlauf. Sehr gebräuchlich ist in solchen Fällen die Anordnung von Erdbögen zwischen den Widerlagern (vergl. Fig. 108, S. 170).

Wo eine Spundwand nötig wird, um die Einwirkung des bewegten Wassers von dem Schwellroste fern zu halten, macht man sie in der Regel etwa 8 bis 12 cm stark und schlägt sie vor dem Legen des Rostes ein. Wie beim Pfahlrost kann sie auch hier schon während der Bauarbeiten von Nutzen sein, zu welchem Zweck man sie wohl anfangs über Wasser reichen läßt und später abschneidet.

Dem Schwellroste gewährt die Spundwand den besten Schutz, wenn sie möglichst hoch über ihn hervorragte, also bis wenig unter Niedrigwasser reicht. Da sie nicht so leicht einsinkt wie der Rost, so muß sie von den Bewegungen des letzteren unabhängig bleiben und deshalb stets getrennt von diesem gehalten werden. Gegen seitliches Ausweichen schützt man sie durch Anker, welche mit dem Mauerwerk verbunden werden, aber genügenden Spielraum erhalten, um beim Setzen des Mauerwerks nachgeben zu können. Einen weiteren Schutz erhält die Spundwand durch Steinschüttungen, die besonders dann anzuordnen sind, wenn sie weit über den Boden hervorragte.

Hinsichtlich der Grundrifsanordnung kann auf das beim Pfahlrost darüber Erwähnte verwiesen werden. Die dort angeführten Beispiele passen auch hier, wenn man sich die Schwellen in umgekehrter Anordnung, d. h. die beim Pfahlrost unten liegenden Langschwellen hier über den Querschwellen verlegt denkt. Beim Anschluß zweier Mauerteile unter einem schiefen Winkel läßt man zweckmäÙig die Bohlen allmählich, durch Verwendung von schräg geschnittenen Stücken, in die veränderte Richtung übergehen. Auch die Anordnung der aneinander schließenden Teile des Rostes in verschiedenen Höhen, sodafs die Langschwellen des einen in ihrer Fortsetzung die Querschwellen des anderen bilden, kann beim Schwellrost gewählt werden.

3. Abweichungen. Aufser den angeführten Ausführungsweisen sind noch folgende gleichfalls zur Ausführung gekommene Anordnungen zu erwähnen:

- a) Die Bohlen werden nicht auf, sondern zwischen die Langschwellen und diesen gleichlaufend gelegt (Fig. 29, Taf. II). Der Querverband ist dabei nicht so innig wie bei Anordnung der Bohlen quer zur Längenrichtung, auch ist die Ausführung weniger einfach. Die äußere Langschwelle nimmt man hierbei wohl besonders stark, zapft die Querschwellen in dieselben ein und bildet dadurch eine rahmenartige Umschließung (Fig. 34).
- b) Die Langschwellen werden zu unterst, die Querschwellen darüber angeordnet und die Bohlen entweder auf die Querschwellen den Langschwellen gleichlaufend (Fig. 30) oder zwischen die Querschwellen und diesen gleichlaufend (Fig. 31) gelegt. Die Verbindung ist auch hier schwieriger und die Tragfähigkeit der Langschwellen geringer.
- c) Die Lang- und Querschwellen werden miteinander überblattet, sodafs sie bündig liegen und gemeinschaftlich von den Bohlen überdeckt werden (Fig. 32). Die Tragfähigkeit der Langschwellen wird hierbei durch die Blattverbindung erheblich vermindert.

- d) Der Bohlenbelag wird ganz fortgelassen, um eine Verbindung zwischen dem Mauerwerk und der Ausfüllung der Rostfelder zu erhalten, worauf indessen nur in seltenen Fällen Gewicht zu legen ist.
- e) Es werden nur Langschwellen oder nur Querschwellen und quer darüber die Bohlen gelegt (Fig. 33). In beiden Fällen wird die sichere Lagerung der Schwellen schwierig und der Widerstand des Rostes gegen Biegen wesentlich vermindert.
- f) Zwei Lagen Bohlen werden kreuzweise übereinander gebracht und durch Nägel verbunden. Die Richtung der einzelnen Bohlen entspricht entweder der Längen- und Querrichtung des auf sie zu setzenden Mauerwerkes oder man legt, was bei großer Flächenausdehnung des Schwellrostes vorzuziehen ist, die Bohlen diagonal zu den Fugenrichtungen des Mauerwerkes. Letztere Anordnung hat u. a. Telford bei der Severnbrücke zu Tewkesbury angewandt, wo die Bohlenlagen je 15 cm stark und mit einer Spundwand umschlossen sind.

Als vorläufige, vorübergehenden Zwecken dienende Anlage ist ausnahmsweise der Schwellrost auch auf hoher neu angelegter Dammschüttung zur Verwendung gekommen.

Es handelte sich um die Gründung eines Stationsgebäudes für die Haltestelle Gliesmarode (Neubau-
strecke Braunschweig-Meine) aus Holzfachwerk, welches auf der 6 bis 7 m hohen Schüttung errichtet werden sollte und für dessen ohnehin nur vorläufige Anlage man die Kosten einer tiefen und gründlichen Fundierung scheute. Daher wurde in eine Kiesbettung ein Schwellrost verlegt, der aus einem unter sämtlichen Wänden verlaufenden gut zusammengezimmerten Schling von eichenen 16 : 30 cm starken Schwellen bestand. In den geschlossenen Räumen ist auf den Schling eine Balkenlage aus 16 : 25 cm starken tannenen Balken aufgelagert, welche den Fußboden trägt. Auf die Balken, deren Köpfe außen sichtbar sind, wurden die Schwellhölzer der Fachwerkswände aufgekämmt und durch zahlreiche, durch den unteren eichenen Schling durchgehende Bolzen wurden die Hölzer zu einer zusammenhängenden Unterlage vereinigt, an welcher die Eckpfosten und die Mittelpfosten der Fachwerkswände durch eiserne Bänder Befestigung fanden. Zur Sicherung gegen starke Windstöße diente eine Verankerung durch Pfähle, die zu je 3 an den beiden Langseiten bis zum festen Untergrund eingerammt wurden und an denen die Verankerung so erfolgte, daß sich das Gebäude frei setzen konnte.³⁵⁰⁾

4. Schwellrost mit Betonbelag und Eisen-Schwellrost. Der in neuerer Zeit bei verschiedenen Gründungsarten so häufig benutzte Beton hat auch bei der Ausführung liegender Roste, als tragende und ausgleichende Schicht, über den Schwellhölzern und Bohlen Verwendung gefunden. Da hierbei die Betonschicht Biegebungsbeanspruchungen ausgesetzt wird, ist man ferner, um an der Höhe der Schicht zu sparen, dazu gelangt, Eisenträger in den Beton einzubetten, woraus schließlich der Eisen-Schwellrost ohne und mit Betonbett (vergl. § 28 unter 4., S. 161) entstanden ist. Bezügliche Beispiele bieten die Gründungen des Verwaltungsgebäudes des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest, des Auditorium-Gebäudes in Chicago und eines Wohnhauses in Leer.

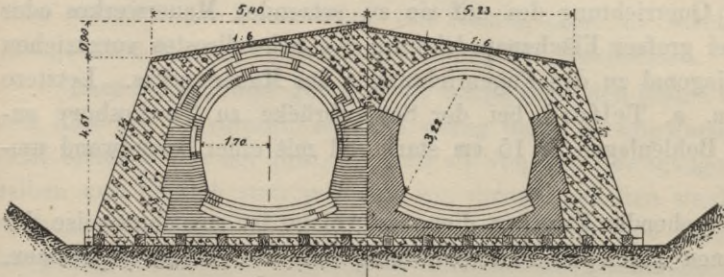
a) Das nach v. Ferstels Plänen erbaute Verwaltungsgebäude des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest ist ein drei Stock hoher Bau mit nahezu quadratischer Grundfläche von 63 m Seitenlänge. Der Baugrund war insofern sehr ungünstig, als der dem Meere zugekehrte Teil, an dem sich die Hauptfront befindet, noch vor 30 Jahren, der rückseitige Teil noch vor etwa 100 Jahren dem Meere angehörte und bis auf 29 m Tiefe aus aufgeweichtem Schlamm Boden besteht. Die benachbarten Gebäude zeigen denn auch mannigfache Senkungen und Verdrückungen der wagerechten Bauglieder. Um solche Mifsstände zu vermeiden, gab man dem Grundbau unter der Fußbodengleiche eine Tiefe von 3,25 m und setzte ihn aus 4 Schichten zusammen. Die unterste, etwa 1 m hohe Schicht besteht aus einem starken liegenden Roste von Lärchenholz, der mit Beton überdeckt ist (s. Fig. 36, Taf. II); darauf kommen, stets in abnehmender Breite zwei Schichten aus Masegno-Blöcken, einem vortrefflichen, besonders für

³⁵⁰⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 26.

Gründungen geeigneten Stein, der in der Nähe von Triest in Platten von 50 cm Dicke und bis zu 2 m Länge gebrochen wird. Auf die obere, etwa 40 cm starke Lage ist das Bruchsteinmauerwerk aufgesetzt. Die Scheidemauern wurden auf Gurtbögen aufgemauert, welche die Hauptgrundmauern miteinander verbinden. Um ein möglichst gleichmäßiges Setzen zu erzielen, wurde ferner die Fundierungsfläche der in den einzelnen Teilen der Baufläche verschiedenen Bodendichtigkeit entsprechend bemessen. Die Senkung erfolgte auch ziemlich gleichmäßig und betrug etwa 15 cm. Der grösste Unterschied hat anfänglich 6 cm, nach dem Einfügen der Steinverkleidung etwas mehr betragen.³⁵¹⁾

b) Der für die Unterführung der Gieselau unter dem Eisenbahndamm bei Grünenthal erbaute, aus zwei, durch einen kräftigen Mittelpfeiler getrennten, annähernd kreisförmigen Durchflußöffnungen

Fig. 108. Schwellrost für die Unterführung der Gieselau.



von rund 3,4 m Durchmesser bestehende Durchlässe (s. nebenstehende Textfigur 108), wurde auf einen aus starken Hölzern hergestellten Schwellrost gegründet, der bis zu seiner Unterkante einbetoniert, bzw. eingemauert wurde und dazu bestimmt ist, die Bewegungen eines Durchlaufsteiles auch nach Eintritt eines in ganzer Höhe und Breite des Bauwerkes durch-

gehenden Querrisses auf die Nachbartheile zu übertragen und die Zugkräfte aufzunehmen, die in den unteren Teilen des Bauwerkes auftreten mußten, wenn, wie zu vermuten war, der Damm in der Mitte, wo seine Höhe am grössten ist, den Untergrund am meisten zusammenpreßt.³⁵²⁾

c) Bei der Gründung des Auditorium-Gebäudes in Chicago ist auf eine Lage von sich kreuzenden, dicht aneinander geschlossenen, 31 : 31 cm starken Hölzern (s. Fig. 37, Taf. II) eine Betonschüttung von 1,37 m Stärke aufgebracht worden, in welche ein vollständiges Eisengerippe aus 39 cm hohen I-Trägern und Eisenbahnschienen eingebettet wurde. Die unter den Längswänden durchlaufenden I-Träger sind an den Stößen verlascht. Der Beton ist im Verhältnis 1 : 3 : 5 aus 1 Teil Cement, 2 Teilen grobem und 1 Teil feinem Sand, und 2 Teilen grobem und 3 Teilen feinem Steinschlag gemischt.³⁵³⁾

d) Für ein unterkellertes Wohnhaus in Leer ist vom Kreisbauinspektor E. Otto eine Gründungsweise zur Ausführung gebracht worden, die er „Mauerrost“ nennt und die darin besteht, daß die in verbleibendem Cementmörtel aus Backsteinen aufgemauerten, 0,75 m hohen und entsprechend nach unten verbreiterten Grundmauern durch Bandedeisenlagen (s. Fig. 38 u. 39, Taf. II) versteift und verankert wurden, wozu noch der Sicherheit halber von Außenmauer zu Außenmauer durchgreifende Längs- und Queranker traten. Der Vorteil dieses Mauerrostes gegenüber dem sonst üblichen Schwellrost besteht nach der unten angegebenen Quelle darin, daß er von dem Grundwasserstand völlig unabhängig ist. Die angewendeten 3 : 25 mm starken, flach verlegten Bandedeisen bilden zwei Lagen, in deren jeder sie etwa 10 cm Abstand von Mitte zu Mitte haben, während sie in den Längs- und Quermauern mit Versatz um eine Schichthöhe übereinander greifen. Eine grössere Steifigkeit könnte durch Anwendung von L-Eisen statt der Bandedeisen erzielt werden. Die durch Abtreppung erreichte Sohlenbreite der Grundmauern ist so bemessen, daß der Baugrund bei voller Belastung nirgends mehr als 1 kg f. d. qcm Druck auszuhalten hat, während eine Belastung der von Humus befreiten oberen Klaischicht eine Tragfähigkeit von 1,5 kg f. d. qcm ergeben hatte.³⁵⁴⁾

§ 30. Gründung mittels des Schwimm- oder Senkkastens. Unter Senkkasten (Caissons in der älteren Bedeutung des Wortes) haben wir hier mit Boden- und Seitenwänden versehene, oben offene Kästen zu verstehen, welche schwimmend einen Teil des Fundamentmauerwerkes aufnehmen und mit diesem auf den Baugrund versenkt werden.

³⁵¹⁾ Vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5; Allg. Bauz. 1883, S. 38 und Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

³⁵²⁾ Fülcher. Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 727.

³⁵³⁾ Vergl. Engng. 1891, S. 394 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 56.

³⁵⁴⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 237.

Zu diesen Schiffsgefäßen ist meist Holz, mitunter auch Mauerwerk auf hölzernen Böden benutzt worden. In seltenen Fällen kamen eiserne Kasten mit versteiften Boden- und Mantelblechen zur Anwendung. Gewöhnlich werden die Seitenwände so hoch gemacht, daß sie nach dem Versenken noch über dem Wasser hervorragen, also die Ausführung des noch fehlenden Mauerwerkes im trockenen Raume möglich machen. Im Flutgebiete pflegt man die Höhe der Wände nach dem Ebbespiegel einzurichten; anfangs hebt und senkt sich dann der Kasten mit dem Wasserspiegel, nach dem Versenken aber tritt jedesmal das Flutwasser hinein und muß mit Eintritt der Ebbe ausgeschöpft oder durch einen Schützen abgelassen werden.

Die Gründung mittels Senkkasten kann da in Frage kommen, wo die Umschließung der Baugrube mit Fangdämmen und die nachherige Trockenlegung sich durch die Örtlichkeit verbietet oder des Kostenaufwandes wegen vermieden werden soll. In früheren Jahren ist sie vielfach namentlich von französischen Ingenieuren angewandt worden, in neuerer Zeit nach Verbreitung der Beton- und Brunnenfundierung seltener. Ihr Gelingen hängt vorzugsweise von der richtigen Vorbereitung und Sicherung des Grundbettes, von der vorsichtigen Versenkung, von der zweckmäßigen Herstellungsweise und der gleichmäßigen Belastung des Schwimmkastens während der Bauausführung ab.

Der Boden des Senkkastens wird am besten in die Höhe des Flußbettes gelegt; eine höhere Lage ist zwar nicht ausgeschlossen, gewährt aber im Ganzen weniger Sicherheit gegen Abnutzung, Erschütterung und Unterspülung. Die Grundrißform des Kastens wird der des Grundbaues möglichst genau angeschlossen, mit einem geringen Spielraum zwischen Mauerwerk und innerer Wand, um später die Seitenwände leicht entfernen zu können.

Für Brückenpfeiler und Bauwerke von ähnlichem Umfange wird in der Regel nur ein Senkkasten nötig, lange Kaimauern werden in mehreren, später wohl unter sich zu verbindenden, Kasten gegründet. Zu letzterem Zwecke kann man zwischen die beiden äußeren Schwellen ein keilförmig gearbeitetes Holzstück von oben eintreiben und ferner den Raum zwischen den Eckstielen, die dazu mit Falzen versehen werden, mittels lot-rechter Bohlen schließeln, dann die beiden aneinander grenzenden Stirnwände fortnehmen und auf diese Weise die benachbarten Kasten zu einem zusammenhängenden verbinden (Fig. 30, Taf. III).

1. Das **Bett**, auf welchem der Kasten ruht, muß genügend abgeglichen, tragfähig und vollständig gegen Unterspülungen gesichert sein. Wo der Senkkasten unmittelbar auf den Grund gestellt werden soll, muß dieser nach Entfernung der oberen Schichten bis zu einer durch die Beschaffenheit des Bodens und die Art der Schutzvorrichtungen gegen Unterspülung bedingten Tiefe in der gehörigen Ausdehnung geebnet werden.

Hierzu und behufs sicherer Führung des Kastens beim Versenken wird eine leichte Umschließung des Raumes aufgestellt, die in wenig bewegtem Wasser aus einfacher Rüstung bestehen kann, bei stärkerer Strömung aber zweckmäßig soweit bekleidet wird, daß innerhalb der Umschließung eine ruhige Wasserfläche entsteht. Mitunter hat man zu diesem Zwecke Faschinen zwischen 2 Reihen um die Baustelle eingetriebener Pfähle versenkt. An einer dem Strome abgekehrten Seite bleibt der Raum frei, um den Kasten schwimmend einführen zu können. Die Baustelle wird dann nach Erfordernis ausgebaggert und geebnet, letzteres wohl mittels einer über die Oberfläche geführten, mit einem Laufkran verbundenen Schiene. Nachdem darauf der Kasten gesenkt, die weiteren Grundbauten vollendet und die vorläufigen Hilfsanlagen entfernt sind, kann die zur Sicherung des Grundbaues erforderliche Steinschüttung angebracht werden.

Ein sehr wirksamer Schutz gegen Unterspülung des Grundbaues wird mit einer Spundwand erreicht, die man, um sie gleichzeitig als vorläufige Umschließung der Baustelle zu benutzen, auf 3 Seiten bis über Wasser reichen läßt, an der vierten Seite aber so tief abschneidet, daß der Senkkasten eingefahren werden kann. Später werden auch die übrigen 3 Seiten unter Wasser abgeschnitten.³⁵⁵⁾

Die Einebnung des Grundbettes bietet bei vielen Bodenarten nicht unerhebliche Schwierigkeiten, denen man wohl dadurch begegnet ist, daß man nach Ausbaggerung der nicht tragfähigen Bodenschichten ein Betonbett hergestellt und auf dieses den Senkkasten gelagert hat. Auch ist in solchen Fällen eine Steinschüttung in dünner Lage verwendet worden (vergl. unter 5).

Am sichersten aber werden die mit der Senkkastengründung verbundenen Gefahren dadurch beseitigt, daß man den Senkkasten auf Pfähle stellt. Diese Abänderung der Pfahlrostgründung wird hauptsächlich dann in Betracht zu ziehen sein, wenn der feste Baugrund von losen Schichten überlagert ist und man der Kostenersparung wegen mit dem Steinfundament nicht bis auf den tragfähigen Boden hinabgehen will. Die Pfähle werden dabei in Abständen von 1 bis 1,2 m oder mehr eingerammt und in der gehörigen Tiefe unter Wasser sämtlich in genau gleicher Höhe abgeschnitten. Darauf wird der Raum zwischen ihnen mit Steinen (seltener mit Kies) sorgfältig und möglichst bis zur Höhe der Pfahlköpfe ausgefüllt, jedenfalls nicht höher, weil sonst die Steine das Aufsetzen des Kastenbodens auf die Pfähle verhindern würden. Nach vollendeter Abgleichung des Bettes, wobei auch die Arbeit von Tauchern in Frage kommen kann, wird dann der Senkkasten hinabgelassen. Eine Umschließung des Grundbaues durch Steinschüttung, Senkfaschinen oder Spundwand wird auch hier nötig.

Unter der Last des Bauwerkes drücken die Pfahlköpfe sich in das Holz des Kastenbodens um ein Maß ein, welches hauptsächlich durch die Härte des angewendeten Holzes und durch die Arbeitsausführung bedingt wird.³⁵⁶⁾

Vor dem Einrammen der Pfähle werden in der Regel die oberen losesten Schichten des Flußbettes durch Baggerung entfernt, um dem Füllmaterial zwischen den Pfählen ein festeres Lager zu geben und die Bodenmassen von den Pfahlköpfen fern zu halten. Eine Verbindung des Caissonbodens mit den Pfählen wird nicht nötig, weil eine Verschiebung der großen Last nicht zu befürchten steht.

Ein gutes Beispiel für diese Gründungsart ist die in den Jahren 1824/27 von dem englischen Ingenieur Rendel erbaute Larybrücke bei Plymouth mit 5 durch gußeiserne Bögen überdeckten Öffnungen. Die Brücke liegt in der Nähe der Flußmündung, wo die Flut bei einem Wechsel von durchschnittlich 4,8 m eine Stromgeschwindigkeit von reichlich 1 m erzeugt. Das Flußbett besteht aus Sand in 18 m Mächtigkeit, welcher in der Nähe der Brückenstelle zwar grobkörnig, aber in den oberen Schichten doch nicht leicht beweglich ist. Die Wassertiefe bei Ebbe ist 1,5 bis 1,8 m.

Die Grundbauten wurden mit dem Einrammen von 10 cm starken Spundwänden auf eine Tiefe von $4\frac{1}{2}$ m begonnen. Im Innern der so umschlossenen Baugrube hat man darauf den Sand auf 1,5 bis 1,8 m Tiefe ausgehoben und sodann das Einrammen der Grundpfähle von festen bis über Hochwasser reichenden Rüstungen aus vorgenommen. Die Pfähle, nicht unter 10,7 m lang, sind reihenweise in Abständen der Mitten von 1,2 bis 1,4 m angeordnet und zuerst in gewöhnlicher Weise eingetrieben, bis die

³⁵⁵⁾ Die Caissonfundamente der alten, jetzt beseitigten Westminsterbrücke in London sind durch die spätere Vertiefung des Flußbettes in einer gefahrdrohenden Weise unterwaschen worden. Man hat sie nachträglich durch Einrammen von Spundwänden und sorgfältiges Unterstopfen der bloßgelegten Stellen gesichert.

³⁵⁶⁾ Die auf Senkkasten gegründeten Pfeiler der Breslau-Schweidnitzer Eisenbahnbrücken bei Stettin haben sich 2,5 bis 4 cm gesetzt, um welches Maß nach Ansicht des Erbauers (A. Wiebe) die Pfahlköpfe in das Langholz des Bodens der Schwimmkasten eingedrungen sind. Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 365.

Köpfe die Gleiche des Rüstungsbodens erreicht hatten, dann bis zur erforderlichen Tiefe unter Anwendung von aufgesetzten Jungfern.

Die nächste Arbeit, das Abschneiden der Pfähle unter Wasser, ist durch Taucher unter Benutzung einer zu diesem Zwecke aus 4 cm starken Ulmenholzbohlen gebildeten, an einem Laufkran befestigten Taucherglocke für 2 Mann bewerkstelligt worden. Dabei wurde die Höhe, in welcher die Pfähle abzuschneiden waren, zuerst an den vier Eckpfählen vom Lande aus einnivelliert und von diesen aus auf die übrigen Pfähle mittels Wasserwaagen übertragen. In gleich sorgfältiger Weise ist die Pflasterung des Raumes zwischen den Pfählen durch Taucher bewirkt.

Nachdem so die Lager für jeden Pfeiler in der vollkommensten Weise vorbereitet und Leitpfähle an den Umfassungswänden befestigt waren, hat man die am Ufer zusammengesetzten und mit den untersten Schichten des Mauerwerkes gefüllten Senkkasten bei genügend hohem Wasser herbeigeleitet und nach richtiger Einstellung versenkt.

Jeder Senkkasten bestand im Boden aus Buchenholz und zwar aus einer unteren Lage 10 cm starker Bohlen quer zur Längsrichtung der Pfeiler, über welchen Längsbalken von 30×20 cm Stärke den Pfahlreihen des Grundbettes entsprechend lagen. Die Räume zwischen letzteren hatte man mit Mauerwerk in Puzzolanmörtel gefüllt und zugleich mit den Balken durch einen Belag aus $7\frac{1}{2}$ cm starken Bohlen mit kalfaterten Fugen wasserdicht überdeckt. Beide Bohlenlagen waren mit den Balken durch hölzerne Nägel verbunden.

Den ganzen Boden umfaßten 30×30 cm starke Rahmhölzer, welche die unteren Rahmhölzer der Seitenwände trugen und mit diesen durch Federn, die in die Nuten beider Hölzer griffen, verbunden waren. Die weitere Verbindung der lotrechten Wände mit dem Boden war durch leicht wieder zu entfernende Eisen bewirkt.

Die Senkkasten hatte man mit Schützen zum Ablassen des Flutwassers versehen und 4,6 m hoch gemacht, sodaß die Maurer durchschnittlich 5 Stunden zwischen den Fluten arbeiten konnten. — Während des Baues entstand eine Vertiefung des Flußbettes zwischen den Pfeilern, deren schädlicher Wirkung auf das Bauwerk man noch durch eine weitere Vorsichtsmaßregel, außer durch die Spundwand, vorzubeugen für nötig hielt. Es wurde daher das Flußbett neben den Pfeilern bis zur ursprünglichen Höhe mit 0,5 bis 0,6 m starken Lagen Thon aufgehöhht und in diese hinein wurden Bruchsteine verschiedener Größe bis 100 kg Gewicht gebettet. Auf solche Weise hoffte man das sandige Flußbett gegen den Strom zu schützen und gleichzeitig ein zähes Bindemittel für die Steinschüttung zu erhalten. Der Zweck soll vollkommen erreicht worden sein.³⁶⁷⁾ Über die Vereinigung des Senkkastens mit der Druckluftgründung vergl. § 38 unter 1. b).

Über die Verwendung eines alten Pfahlrostes zur Aufnahme von mit Beton gefüllten Senkkasten bei dem Umbau der Pfeiler der Eisenbahnbrücke über die Eider bei Rendsburg s. Aufsatz von Teilkampf in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 375 (vergl. § 39).

2. Die **Senkkasten mit hölzernen Seitenwänden** werden in der Regel so ausgeführt, daß nach Vollendung des Mauerwerkes über Wasser die Seitenwände entfernt werden können. Seltener hat man die Wände bis zur Höhe des Niedrigwassers fest mit dem Boden verbunden und nur den oberen zur Abhaltung des Mittel- und Hochwassers dienenden Teil zum Abnehmen eingerichtet.

Die Anordnung der Senkkasten muß so sein, daß, bei vollständiger Wasserdichtigkeit, infolge des Wasserdruckes und der Last des Mauerwerkes weder in dem Boden noch in den Seitenwänden schädliche Biegungsbeanspruchungen entstehen können.

a) Der Boden des Kastens wird in seinem untersten Teil am besten aus einer Lage dicht aneinander schließender Bohlen oder Balken hergestellt (Fig. 20 u. 28, Taf. III), welche, um die Wasserdichtigkeit zu erreichen, gespundet oder in den Fugen mit Werg gedichtet und mit heißem Pech übergossen werden. Die mitunter und namentlich in Verbindung mit Tragpfählen angewandte Anordnung einzelner Balken unter dem Boden, welche sich auf die Pfahlköpfe legen sollen, ist wegen der Unsicherheit des Gelingens und der unvermeidlichen Bildung hohler Räume weniger zu empfehlen. Über die untersten Bohlenlagen wird bei einfachster Ausführung und wenn

³⁶⁷⁾ Vergl. Transactions of the institution of civil engineers, 1. Vol.

der Kasten mit seiner ganzen Unterfläche zum Aufliegen kommt, ein genügend starker Holzverband gelegt und mit Rahmhölzern, welche den Boden umschließen und auch gleichzeitig die Seitenwände tragen, verbunden (Fig. 20, Taf. III). Kommt der Kasten auf Pfähle zu stehen und werden die Bohlen nach Fig. 28 angeordnet, so müssen die unteren Hölzer genügend starke Abmessungen erhalten, um die auf ihnen ruhende Last auf die benachbarten Pfähle sicher übertragen zu können (vergl. Fig. 31 u. 32, Senkkasten der Donaubrücke bei Donauwörth).

Statt dessen wendet man auch eine obere und untere Bohlenlage an, mit zwischenliegenden einzelnen Balken in der den Abständen der Pfähle entsprechenden Entfernung, und füllt deren Zwischenräume mit Steinen oder Beton aus (Fig. 16 bis 19, Taf. III, Neckarbrücke bei Ladenburg).³⁵⁸⁾ Vergl. auch das Beispiel unter 1., S. 172. Oder man stellt den Boden des Kastens aus mehreren sich kreuzenden Bohlenlagen her. So hat man bei den neueren Brückenbauten der Breslau-Schweidnitzer Bahn, unweit Stettin, deren drei in einer Gesamtstärke von 40 cm dicht schließend zusammengearbeitet und durch übergelegte Zangen von 23 cm Stärke zusammengehalten (Fig. 1 bis 3, Taf. IV). Ähnliche Anordnungen zeigen neuere amerikanische Bauwerke.³⁵⁹⁾

b) Zur Bildung der senkrechten Wände stellt man nach einem häufig angewandten Verfahren auf die Rahmbalken Stiele, zunächst an den Ecken und außerdem in geeigneten Abständen dazwischen (Fig. 16 bis 19, 22, 27 bis 29, 31 u. 32, Taf. III). Sie werden an den Seiten mit Nuten zur Aufnahme von Tafeln aus wagerechten Bohlen mit aufgenagelten Quer- und Strebeleisten versehen und meist durch Holme und Zangen in ihrer Stellung erhalten. Die Verbindung der Wände mit dem Boden wird durch lotrechte eiserne Stangen bewirkt, welche durch die Enden der Querzangen geführt, mit dem Boden durch hier angebrachte Haken befestigt und oben durch Schraubenmuttern angezogen werden (Fig. 19, 22 bis 24); oder die Stangen bilden nach Fig. 31 u. 32 lange Schraubbolzen, die nach oben entfernt werden können. Behufs Beseitigung der Wände nach Vollendung des Mauerwerkes werden die Schrauben gelöst und die Eisenstangen abgehakt, bezw. gehoben. Die Wände kommen dann zum Schwimmen. Man hat auch wohl die Ständer mit einem Schwalbenschwanz in das Rahmholz gesetzt und durch einen bis über Wasser reichenden Keil fest geschlagen (Fig. 25, Taf. III).

An Stelle der einzelnen Tafeln wendet man mitunter wagerechte Balken an, die zwischen doppelten, mit Schwalbenschwänzen in das Rahmholz des Bodens eingesetzten Ständern ihren Halt finden (Fig. 23). Ferner werden die Wände statt aus wagerechten aus lotrecht stehenden Bohlen zwischen Rahmhölzern zusammengesetzt, deren unteres mit dem Rahmholz des Bodens durch Nut und Feder verbunden und durch lösbare Eisenstangen befestigt wird (Fig. 31 u. 32, Taf. III). Oder man stellt sie aus einzelnen lotrechten Bohlen zusammen, deren jede zweite, mit einem Schwalbenschwanz versehen, in dem Rahmholz durch die nächste Bohle festgekeilt wird (Fig. 26). Da hierbei die Hölzer an den Verbindungen durch Aufquellen sich so fest ineinander schließen, daß sie später schwer wieder zu lösen sind, so verdienen die erst erwähnten Ausführungsweisen den Vorzug.

³⁵⁸⁾ Es ist hier die Gründung des ersten rechtsseitigen Pfeilers dargestellt. Für die übrigen Strompfeiler wurden die in gleicher Weise ausgeführten Senkkasten, statt auf Grundpfähle, auf ein Betonbett von 1,8 m Stärke gesetzt, das von Spundwänden umgeben war, vergl. Allg. Bauz. 1847, S. 218 und 1850, S. 260.

³⁵⁹⁾ Unter anderen die Eisenbahnbrücke über den St. Maurice-Fluß in Kanada. Vergl. Engng. 1878, II. S. 182. — Vergl. auch Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 530. (Kaimaueranlage zu Rouen.)

Bei großen Kasten wird häufig eine innere Versteifung der Wände erforderlich, die, dem Fortschritt der Mauerung entsprechend, später wieder entfernt wird.

c) Zusammensetzen und Einbringen der Kasten. Die Senkkasten werden gewöhnlich auf dem Lande zusammengezimmert und dann flott gemacht, größere, wie Schiffe auf Hellingen, kleinere wohl unter Benutzung einer Wippe, die, während der Bearbeitung des Kastens wagrecht stehend, nachher durch Beseitigung der Stützen auf der einen Seite allmählich soweit geneigt wird, daß der Kasten ins Wasser gleitet. Ein anderes Verfahren besteht darin, am Ufer eine genügend tiefgelegene oder zu vertiefende Baustelle gegen das Wasser derart abzuschließen, daß sie wasserfrei gemacht werden kann. Nach Fertigstellung des Kastens durchsticht man die Dämme und kann nach Eintritt des Wassers in die Grube den Kasten schwimmend fortführen. Wo Ebbe und Flut stattfindet, ist dies Verfahren sehr bequem, da das Wasserschöpfen dabei ganz vermieden werden kann. Größere Kasten werden häufig auf einem Floß erbaut, welches man durch leere Tonnen schwimmend erhält und durch nachheriges Anfüllen derselben mit Wasser tiefer senkt, als den Boden des Kastens, sodaß dieser über dem Floß schwimmend fortgeführt werden kann.

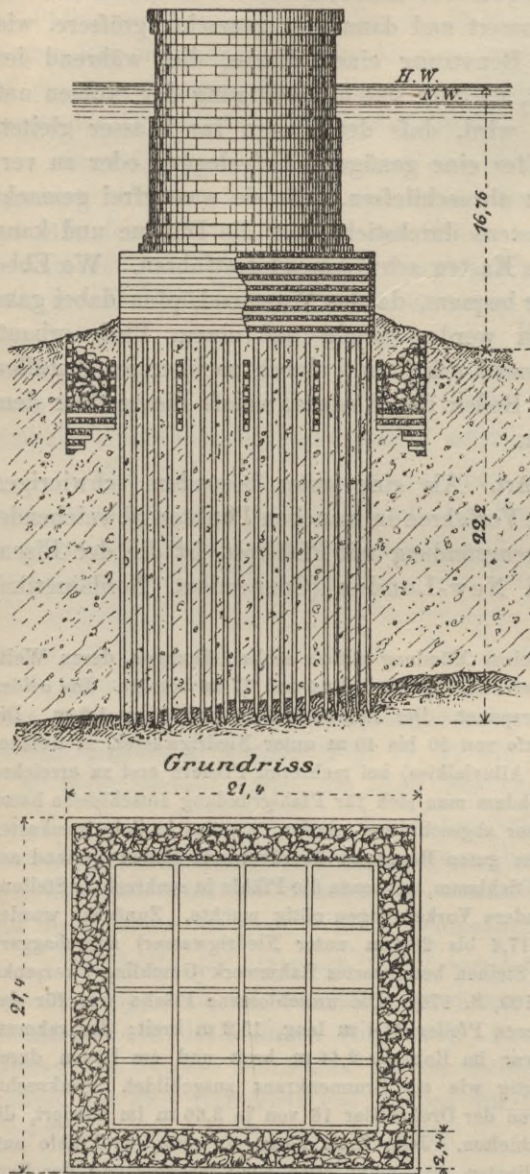
3. Hölzerne Senkkasten besonderer Art. Als eine unter besonders schwierigen Verhältnissen ausgeführte, von dem üblichen Verfahren in manchen Punkten abweichende, und dem Steinkistenbau ähnliche, Senkkastengründung mit Pfahlrost, ist die der Eisenbahnbrücke über den Thames-Fluß bei New-London (Connecticut, Nordamerika) anzuführen.

Die Brücke überschreitet den Fluß nahe seiner Mündung mittels sechs Öffnungen, deren Weite mit Einschluss des Pfeilers, von beiden Ufern aus gerechnet, je 45,7, 94,5 und 77 m beträgt. Die beiden Mittelöffnungen werden von einer Drehbrücke überspannt. Der Flutwechsel beträgt 1 bis 1,8 m. Die Schwierigkeit der Gründung lag in der großen Tiefe von 30 bis 40 m unter Niedrigwasser, in welcher der gute Baugrund (grober mit Steinen gemischter Alluvialkies) bei mehreren Pfeilern erst zu erreichen war. Bis zu diesen Tiefen mußten die Pfähle, nachdem man sich für Pfahlgründung entschlossen hatte, eingetrieben und dann 13,7 bis 18,3 m unter Wasser abgeschnitten werden, um das in Schwimmkasten zu versenkende Mauerwerk aufzunehmen. Der den guten Baugrund überdeckende Boden bestand aus 18 bis 23 m mächtigen Lagen von Sand, Thon und Schlamm, in denen die Pfähle in senkrechter Stellung unwandelbar erhalten werden mußten, was besondere Vorkehrungen nötig machte. Zunächst wurden die Baugruben 5,5 bis 7,7 m unter Flußsohle (17,6 bis 23,4 m unter Niedrigwasser) ausgebaggert. Sodann wurde für jeden Pfeiler ein hölzernes, mit Steinen beschwertes Rahmwerk (Geschlinge) versenkt, welches die Pfeilergrundfläche umschloß (s. Fig. 109, S. 176). Die umschlossene Fläche war für den Drehpfeiler 21,4 m im Geviert groß, für die anderen Pfeiler 24,4 m lang, 15,2 m breit; der rahmenartige, unten geschlossene, oben offene Kasten war im Rahmen 2,44 m breit und am Boden durch entsprechend angeordnete Balkenlagen schneidenartig wie ein Brunnenkranz ausgebildet. Senkrechte Balkenwände teilten die Geschlinge in Zellen, deren der Drehpfeiler 16 von je 3,66 m im Geviert, die anderen Pfeiler je 8 von 4,57 m im Geviert enthielten. Jede Zelle hatte 40 bzw. 46 Pfähle aufzunehmen. Die Geschlinge sind nur 7 m hoch, dienten also nicht etwa zur Umschließung der Baugruben bis über Wasser, sondern nur zur Führung und Sicherung der Pfähle in ihrem oberen Teile. Die Pfähle waren 26 bis 29 m lang. Nach Fertigstellung der Rammarbeiten und des, unter Zuhilfenahme von Taucherarbeiten bewirkten, Abschneidens der Pfahlköpfe wurde der Raum zwischen den Pfählen mit Kies ausgefüllt.

Das Aufmauern und Versenken des Pfeilermauerwerkes in Schwimmkästen mit abnehmbaren Seitenwänden geschah in herkömmlicher Weise. Bemerkenswert sind die bedeutenden Abmessungen der Kasten, von denen derjenige für den Drehpfeiler 15,24 m im Geviert, die übrigen 18,29 m zu 9,14 m im Rechteck groß waren, während ihre Höhen 28 m, 15,24 m und 13,7 m betragen. Bezeichnend für die Bauweise der über großen Holzreichtum verfügenden Amerikaner sind die Böden der Senkkasten, welche in Stärken von 7,16 m, 4,7 m und 2,9 m auf den vorgenannten Grundflächen aus dicht an- und übereinander gepackten Balken hergestellt sind.

Fig. 109. Pfeiler der Brücke über den Thames-Fluss bei New-London.

M. 1:450.



Die Ausführung der Brücke war der Union Bridge Company in New-York am 6. April 1888 übertragen worden.³⁶⁰⁾

Senkkasten eigenartiger Ausführung mit Schachtanordnungen behufs Entfernung des den tragfähigen Baugrund überlagernden Schlammes, die also nicht „aufgesetzt“, sondern „versenkt“ wurden, kamen bei der Brücke über den Hudson bei Poughkeepsie zur Verwendung.³⁶¹⁾ Ihrer Ausbildung nach und weil ihre Wandungen als tragende Teile auftreten³⁶²⁾, können sie jedoch als „hölzerne Brunnen“ angesehen werden und sind daher in § 36 unter 3. näher beschrieben.

4. Senkkasten mit gemauerten Seitenwänden. Abweichend von der bisher besprochenen Ausführungsweise der Senkkasten mit hohen hölzernen Wänden hat zuerst der Engländer Sir Samuel Bentham in den Jahren 1811/12 bei Erbauung einer 60 m langen Kaimauer bei Sheerneyschwimmkasten mit gemauerten Umschließungswänden angewandt. Ihr Boden bestand aus Holz und hatte bei jedem Kasten eine Länge von 6,4 m in der Richtung der Mauer und von 7,5 m quer dazu. Er trug zunächst ein umgekehrtes Gewölbe aus Backsteinen in Romancement und ferner die gleichfalls aus Backsteinen ausgeführten Umfassungsmauern von 6,4 m äußerer Länge in jeder Richtung, verstärkt durch eine nahezu kreisförmige innere Mauer, nach der in Fig. 4 u. 5, Taf. IV dargestellten Anordnung.

Diese Senkkasten wurden am Ufer hergestellt, mit steigender Flut an ihren

Bestimmungsort geöffnet, dann durch eine künstliche Belastung (über das später zu tragende Gewicht hinaus) in den Boden gedrückt, bis ein genügend tragfähiger Grund erreicht war. Später hat man sie mit Beton gefüllt und darauf den oberen Teil der Mauer vollendet. Vor dem Versenken wurden die Kasten dicht aneinander geschlossen und so hinabgedrückt.

³⁶⁰⁾ Vergl. Engng. 1891, Aprilheft und Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252; ferner: Gründung der Sagilla-Brücke der Brunswick-Western-Eisenbahn mittels hölzerner Senkkasten. Engng. news 1893, I. S. 8 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 42.

³⁶¹⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 227 u. 522, Auszug aus Scientific american, Suppl. 1878, März, S. 1794.

³⁶²⁾ Vergl. § 35.

Bei den in den Jahren 1874/75 ausgeführten Brückenbauten der Breslau-Schweidnitzer Bahn unweit Stettin sind mehrere Pfeiler mittels Senkkasten gegründet worden, deren Boden aus 3 Lagen sich kreuzender, durch Werg, Teer und Pech schiffsmäßig abgedichteter Bohlen von zusammen 40 cm Stärke, welche durch übergelegte Zangen zusammengehalten wurden, hergestellt sind und am Umfange 1,90 m hohe Wände aus senkrecht gestellten Pfosten, Kreuzhölzern und Gurthölzern trugen, die mit dem Boden fest verbunden blieben. Innerhalb dieser hölzernen Kasten und auf ihrem Boden sind zunächst zwei Ziegelflächschichten zur Ausgleichung der Vertiefungen zwischen den Zangen verlegt, dann auf dieser Unterlage die voll gemauerten Umfassungswände, unten 2 Steine, in 1 m Höhe 1,5 Steine stark, aufgemauert und gleichzeitig durch Aufführen von Querwänden mehrere brunnenartige Abteilungen gebildet worden (Fig. 1 bis 3, Taf. IV).

Nachdem erst wenige Schichten verlegt waren, hat man jedesmal den betreffenden Kasten über die Baustelle zwischen Pfahlreihen gefahren, hier durch Ankertaue festgehalten und gegen den Wellenschlag durch Fahrzeuge und Flöße geschützt, die am Umfange des Gerüsts festgelegt wurden. Durch Vermehrung des Mauerwerkes in der Sohle und durch Höherführung der Umfassungsmauern ist dann allmählich der Kasten tiefer gesenkt worden, bis er das zu seiner Aufnahme vorbereitete Bett erreichte. Um für den Fall eines etwa eintretenden Vollaufens der Senkkasten mit Wasser, infolge des Wellenschlages, oder auf andere Weise, vorbereitet zu sein, wurden an den Boden der Kasten Hängestangen befestigt und an ihren oberen Teilen mit Löchern versehen, in welche Stahlsplinte gesteckt wurden, die bei zu plötzlichem Sinken des Senkkastens sich in Pfannen legen und dadurch die Abwärtsbewegung hemmen sollten. Diese Vorrichtung ist indessen in keinem Falle zur Wirkung gekommen.³⁶³⁾

5. **Eiserne Senkkasten** werden neuerdings ebenfalls angewendet und ganz in derselben Weise wie die bei der Druckluftgründung gebräuchlichen eisernen Kasten (Caissons) aus entsprechend versteiften, mittels Winkeleisen zusammengesetzten Blechtafeln hergestellt.

a) Nach dem Vorbilde der für die Hafendämme in Madras verwendeten, wurden seit 1895 eiserne Senkkasten zur Erbauung der Hafendämme in Bilbao benutzt. Sie waren von rechteckigem Querschnitt, 13 m lang, 7 m breit und 7 m hoch, im Innern mit einer Schicht Cement ausgefüllt und wurden während der Ebbe schwimmend zur Baustelle geschafft, wo sie auf die dafür vorbereitete Steinschüttung nebeneinander versenkt und mit je 12 Betonblöcken von 30 cbm (4 m lang, 3 m breit und 2,5 m hoch) (s. Fig. 15, Taf. III) ausgefüllt wurden.³⁶⁴⁾

b) Eiserne Senkkasten von besonders großen Abmessungen, die ebenfalls auf abgegliche Steinschüttungen gesetzt wurden, kamen für den Hafendamm des neuen Hafens zu Cuxhaven zur Verwendung.³⁶⁵⁾ Der Kasten für den Vorkopf war 120 m lang, 15,5 m hoch, im Boden 9 m und oben 7,45 m breit. Der Boden und die Seitenwandungen bestanden durchweg aus Blech von 5 mm Stärke und waren durch Winkeleisen miteinander verbunden. In Abständen von 1,3 m lagen querüber Bodenstücke von 0,9 m Höhe aus 6 mm starkem Blech, die an den Wänden, unten und oben beiderseits mit Winkeleisen gesäumt waren und an den Endwänden Eckbleche von 0,6 m Höhe besaßen. Die Seitenwandungen wurden in Abständen von 0,65 m durch lotrecht stehende I-Träger No. 12 (Spanten) versteift, auf welche in senkrechten Abständen von 2 m wagerechte Gurte aus I-Trägern No. 16 genietet wurden. Der unterste Gurt lag 1,5 m über dem Boden, traf also mit der Oberkante der erwähnten Eckbleche zusammen. In wagerechtem Abstände von 3,9 m und 2 m lotrecht voneinander entfernt, wurden ferner eiserne Anker von 25 mm Durchmesser zur Verbindung der Wände untereinander angebracht. Die Absteifung des 415 t schweren Kastens erfolgte im Innern durch Holz.

Der Kasten wurde wie ein Schiff auf Galgen erbaut, dann bis zu einem passenden Tiefgange mit Beton gefüllt und an die Baustelle gefloßt, wo die Füllung, bei gleichzeitiger Absenkung, fortgesetzt wurde. Dabei wurde darauf geachtet, daß der Höhenunterschied zwischen dem äußeren Wasserstande und dem Mauerwerk im Innern des Kastens nie größer als 1,5 m war. Um dies zu ermöglichen, wurden

³⁶³⁾ Näheres über diese Gründung findet sich in dem Aufsätze von A. Wiebe: „Die Bauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn im Oderthal bei Stettin“. Deutsche Bauz. 1875, S. 363.

³⁶⁴⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1897, III. S. 431.

³⁶⁵⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 393 ff.

15 kreisrunde, 7,8 m von Mitte zu Mitte voneinander entfernte, 1 m über dem Boden beginnende Hohlräume von 6,8 m ausgespart, die später, nach dem Aufsitzen des Kastens, zum Teil mit Beton, zum Teil mit Sand ausgefüllt werden sollten³⁶⁶⁾, worauf eine 2 m dicke, über den ganzen Kasten reichende Betonschicht aufgebracht und mit einer 5 cm starken Asphaltischicht abgedeckt wurde, welche die Unterlage für die im Beton verankerte Abdeckschicht aus Granitplatten von 30 cm Stärke bildete. In der Höhe von 9,5 m über dem Boden, oder 2 m unter NW. beginnt eine Granitverkleidung von 0,425 m durchschnittlicher Stärke.

Trotz aller Vorsichtsmaßregeln wurde bei der Ausführung der Senkkasten leck. Die Leckstelle war nicht zu finden und das Wasser blieb in einer Lücke des sonst 2 m über NW. fertigen Mauerwerkes, während des Eintritts der Ebbe 2 m hoch stehen. Während der Flut verschwand es plötzlich wieder und die Lücke konnte fertig ausgemauert werden. Als Erklärung hierfür wird angegeben³⁶⁷⁾, daß wahrscheinlich die Flutströmung den Leck geschlossen und außerdem die Kastenwand vom Mauerwerk abgedrückt hatte, sodafs die verhältnismäfsig geringe Wassermenge aus der Lücke in den Raum zwischen Mauer und Kastenrand fliefsen konnte.

Neben den grofsen Kasten wurde hafenseitig ein zweiter, kleinerer eiserner Kasten von 22 m Länge, 6 m Breite und 8 m Höhe für den Teil des Damms benutzt, welcher die Landungstreppe, die gemauerte Fortsetzung des Deiches bis zur Hafeneinfahrt, ein kleines Gebäude und den Flutmesser aufzunehmen bestimmt war. Dieser, im Übrigen ähnlich hergestellte, aber auf einen Pfahlrost abgesenkte sogenannte „Treppenkasten“, erhielt einen Boden aus Bohlen von 8 cm Stärke, die querüber durch I-Träger No. 28 versteift wurden.

Der Zwischenraum zwischen beiden Kasten wurde mit Beton in Säcken unter Wasser bis zur Niedrigwasserlinie ausgefüllt und dann ausgemauert. Der Übergang vom „Treppenkasten“ zur Kaimauer aufseideichs wurde durch einen hölzernen, ein unregelmäfsiges Sechseck mit zwei langen Seiten bildenden, auf Pfahlrost aufstehenden Anschlußkasten vermittelt.³⁶⁸⁾

§ 31. Der Steinkistenbau.³⁶⁹⁾ In ähnlicher Weise, wie das im § 30 unter 3. beschriebene, rahmenartige Geschlinge zur Sicherung der Langpfähle des Pfahlrostes in ihrem oberen Teile dient, wirken die Steinkisten einer in Schweden üblichen Bauweise.

Als Beispiel möge hier die Bauausführung einer Ufermauer in dem Hafen von Gothenburg angeführt werden. Der Untergrund besteht dort durchweg aus angeschlemmtem Schlick von sehr geringer Tragfähigkeit, unter welchem der Fels erst in fast unerreichbarer Tiefe beginnt. Vor den Ufermauern in den neueren Hafenteilen beträgt die Wassertiefe 5,94 m, vor älteren, nach derselben Bauart ausgeführten Mauern, die sich gut bewährt haben, 5,05 m. Die einzelnen bei dieser Bauart vorkommenden Arbeiten werden folgendermassen beschrieben.

Zunächst wird der Boden bis nahe zur Hafensohle mit sehr flacher landseitiger Böschung ausgebagert und dann die hölzerne „Kiste“ eingebracht. Diese besteht (s. Fig. 10, Taf. VI) aus 4 Langwänden von vollkantigen Balken, welche in je 1,78 m Entfernung durch eben solche Querwände zu einem steifen, im Grundrifs rostartigen, Ganzen verbunden sind. Die Länge dieser Kisten beträgt 6 bis 30 m. Ihre Versenkung geschieht von Baugerüsten aus; zur Beschwerung werden dabei mit Steinen angefüllte Kasten in regelmäfsigen Zwischenräumen aufgesetzt. In diese Zwischenräume werden alsdann Pfähle von 14,84 m Länge in 0,49 m Abstand von Mitte zu Mitte eingerammt und die Kisten zur Verhütung des Aufschwimmens an diese angeklammert. Darauf können die Steinkisten entfernt und auch an den bisher von diesen bedeckten Stellen die Pfähle eingerammt werden. Es erfolgt nun das Rammen einer Spundwand vor der Kiste zum Schutz gegen Unterspülung, dann das Vorschütten des Steinfufses und das Einbringen von Kies in die leeren Räume der Kiste. Die Herstellung des Mauerkörpers wird in hölzernen Schwimmkasten vorgenommen und zwar zunächst bis etwas über die Mittelwasserhöhe, sodafs die Seitenwände dieser Schwimmkasten entfernt werden können. Hierauf bringt man die Faschinen mit ihrer Beschwerung hinter der Mauer bis zu gleicher Höhe ein. So bleibt das Ganze bis zum nächsten

³⁶⁶⁾ Die Ausfüllung mit Sand unterblieb, um eine Gewichtsvermehrung zu vermeiden.

³⁶⁷⁾ Dasselbst S. 404.

³⁶⁸⁾ Dasselbst S. 395.

³⁶⁹⁾ Aus Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 44.

Jahre stehen, um etwaiges Setzen abzuwarten. Alsdann werden die Arbeiten mit Vollendung des Mauerwerkes und der Hinterfüllung zum Abschluss gebracht. Die aus dem Grundrifs (s. Fig. 10a) ersichtliche eigenartige Form der Enden der Schwimmkasten ist gewählt worden, weil man die Erfahrung gemacht hat, dafs eine Zerstörung der Mauer am leichtesten am stumpfen Stofs dieser Kasten eintritt, während die Stöfse der Kisten ohne schädlichen Einflufs sind.

Das Mauerwerk besteht aus Werksteinen von festem Granit mit Hintermauerung von Gneis. Die Kosten berechnen sich für die Mauer mit ihrem Unterbau zu 850 M. f. d. lfd. m, für die Faschinenarbeiten (Material und Arbeitslohn) zu 363 M., zusammen 1213 M. Hierbei sind die Faschinenarbeiten zu 6,80 M. f. d. cbm, die Kosten eines 14,85 m langen, 0,22 m starken Pfahles einschliesslich Rammen, zu 20,25 M. angesetzt.³⁷⁰⁾

Eine andere Verwendungsart haben die Steinkisten bei Herstellung von Bohlwerken im Hafen von Stockholm gefunden. Hier besteht der feste Boden aus Granitfelsen, über dem bis nahe unter Wasserspiegel leichtflüssige Schlickmassen von solcher Beschaffenheit lagerten, dafs eine Ausbaggerung der Baugruben für die Ufermauern nicht möglich war. Man schüttete deshalb an den Baustellen der Uferwerke grosse Mengen von grobem, ziemlich reinem Kies in das Wasser, welcher infolge seines gröfseren Gewichtes den Schlick verdrängte und schliesslich einen auf dem Felsen ruhenden, bis etwas über den Wasserspiegel reichenden Damm mit etwa dreifachen Böschungsneigungen bildete. Sobald dieser Zustand durch Bohrungen festgestellt war, konnte mit Ausführung der Bohlwerke begonnen werden und zwar richtete sich die Bauart nach der Tiefe des Felsbodens unter Wasser. War diese etwa 8 m und darüber, sodafs die eingerammten Pfähle in der Kiesschüttung genügenden Halt fanden, so wurde eine Pfahlreihe mit Spundwand, Bohlenverkleidung und Verankerung in gewöhnlicher Herstellungsart gewählt.

Waren aber die Tiefen bis zum Felsen geringer als 8 m, so wurde eine aus vollkantigen Balken hergestellte Kiste auf den durch Baggerung geebneten Kies versenkt, indem zwei durch wagerechte Balken gebildete Abteilungen der Kiste mit Steinen bepackt wurden. Nach Versenkung der Kiste wurden in dem durch die vordere Doppelwand gebildeten Raum derselben die Bohlwerkspfähle geschlagen und die leeren Räume der Kiste mit Steinen angefüllt. Soll später zur Ausführung in Mauerwerk übergegangen werden, so genügt es, die über die Kistenoberfläche hinausgehenden Holzteile abzuschneiden, um alsdann das Mauerwerk, ähnlich wie nach Fig. 110, S. 180, auf die Kisten aufsetzen zu können. Nach Fertigstellung der Bohlwerke wird der Kies vor ihnen bis zu der erforderlichen Tiefe von 5,94 m unter Niedrigwasser ausgebaggert.

Bei Ausführung dieser Uferwerke, namentlich bei dem Versetzen der Kisten, hat man vielfach Taucher verwendet und hierbei mit gutem Erfolge den Versuch gemacht, eine Fernsprechverbindung mit ihnen herzustellen, indem man einen Sprechapparat in den oberen Teil des Taucherhelms einsetzte.

In Rufsland sind beim Bau des Seekanals von St. Petersburg nach Kronstadt Steinkisten in grosser Ausdehnung zur Verwendung gekommen. Ihre Gesamtlänge wird zu etwa 17000 m angegeben. Sie sind in je zwei Reihen für jeden der beiden den Seekanal einschliessenden Dämme versenkt und zwischen ihnen sind die Dämme aus Baggerboden aufgeschüttet worden. Die einzelnen, zum gröfsten Teil im Winter auf dem Eise zusammengestellten und von hier versenkten, Steinkisten haben eine je nach der Wassertiefe schwankende Breite von 3,2 bis 6,4 m und eine möglichst grosse Länge erhalten, um die schwer auszuführende Verbindung der sich aneinander schliessenden Kisten nicht allzu häufig erforderlich zu machen. Die im Sommer hergestellten Steinkisten

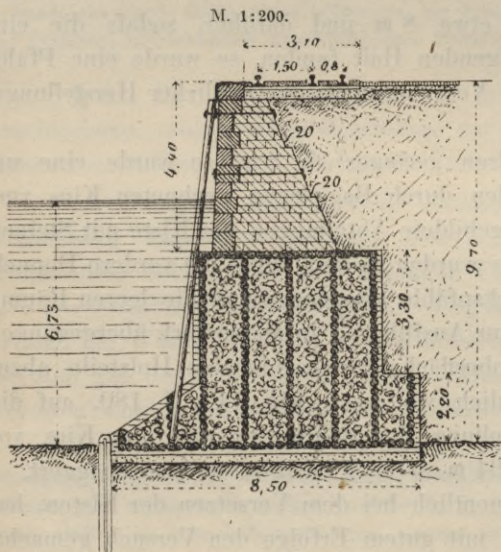
³⁷⁰⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 394.

wurden am baltischen Ufer fertig gezimmert, alsdann zum Schwimmen gebracht und an den Verwendungsort geschleppt. Nachdem sie dort verankert waren, wurden sie möglichst rasch aus den Steinkähnen mit Steinen gefüllt und versenkt. Im Ganzen sollen für die Versenkung der Steinkisten und für die Beschüttung der Molenböschungen etwa 720 000 cbm Steine angeliefert worden sein. Der Holzverbrauch wird zu 500 000 Rundhölzer von 6,4 bis 8,5 m Länge und 0,2 bis 0,25 m im mittleren Durchmesser angegeben.

Der an den Seekanal sich anschließende neue Hafen ist mit Kaimauern eingefasst, die ebenfalls auf großen Steinkisten aufgebaut sind. Diese Kisten haben 8,5 m Sohlen- und 4,8 m Kopfbreite bei 5,5 m Höhe (siehe Fig. 110). Die darauf stehenden Mauern sind im Fufs 3,2 m, in der Krone 1,4 m breit und 4,4 m hoch. Die Kosten für 1 m Länge des Kaimauerhafens haben etwa 850 M. betragen.³⁷¹⁾ In welcher Weise die unter Wasser stehenden Mauerteile hergestellt sind, ist in unserer Quelle nicht angegeben.

Bei dieser Art der Verwendung der Steinkisten sind ihre Blockwände die eigentlich tragenden Bauteile, während die in die einzelnen Abteilungen der Kisten lose eingeschütteten Steine nur zur Beschwerung beim Versenken und zur Stützung der

Fig. 110.
Kaimauer in Kronstadt auf Steinkisten.



Blockwände gegen seitliche Verschiebungen und Verdrückungen dienen. Sollen die Blockwände ihren Zweck voll und ganz erfüllen, so erfordern sie reichliche Stärken und ein sorgfältiges Zusammenarbeiten der Hölzer. Es erscheint fraglich, ob die Steinkisten zur Aufnahme und sicheren Übertragung der Last des Bauwerkes auf den Baugrund, wie hier nach Fig. 110, überhaupt geeignet sind. Sie scheinen als große Steinmassen, welche durch Verzimierung zusammengehalten werden, mehr da am Platze zu sein, wo es sich um Schaffung von Widerständen gegen seitlich wirkende Schubkräfte handelt, wie bei dem oben erwähnten Seekanal von St. Petersburg nach Kronstadt, oder wo sie zur Führung und seitlichen Sicherung von Pfählen dienen, wie bei den schwedischen Bauten.

Die auf felsigem Untergrunde erbauten Hafenmauern und Wellenbrecher auf Bornholm³⁷²⁾ sollten in der Weise ausgeführt werden, daß am Ufer Holzkisten angefertigt wurden, deren untere Seiten nach der durch die Peilung der Baustelle erhaltenen Form bearbeitet, dann an die Verwendungsstelle geschafft und dort versenkt werden sollten. Dann wurde die Kiste bis zum oberen Rande, etwa 10 cm unter Niedrigwasser, mit großen Steinen gefüllt (s. Fig. 7, Taf. III), worauf man die Seitenwände aufmauerte. Sind die Wände genügend hoch aufgeführt und mit Cement verstrichen, so wird der Zwischenraum mit kleineren Steinen ausgefüllt, eine Decke von bearbeiteten Steinen aufgelegt und mit Cement verstrichen.

In Amerika, wo der Steinkistenbau (*crib work*) schon seit langer Zeit sehr verbreitet ist, soll die Ausführung früher in der Beziehung oft sehr mangelhaft gewesen

³⁷¹⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 62, nach den Mémoires de la société des ingénieurs civils 1883, S. 312 u. ff.

³⁷²⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 319.

sein, daß die einzelnen Kisten sich ungleich senkten und den Zusammenhang verloren. Neuerdings sucht man derartigen Mängeln durch Beschaffung einer gleichmäßigen Unterstützung mittels eingerammter Pfähle, Kies- und Steinschüttungen vorzubeugen (vergl. die Gründung der Brücke über den Thames-Fluß bei New-London, § 30 unter 3., S. 175). Die Kisten werden dort aus kräftigen beschlagenen Balken meist mit vollen Außenwänden zusammengezimmert und innen durch Voll- und Halbwände in Abteilungen geteilt, von denen einige Böden erhalten, die übrigen unten offen bleiben. Sie werden schwimmend an die Verwendungsstelle gefahren und durch Einbringen von Steinen in die mit Böden versehenen Abteilungen zum Sinken gebracht, worauf man die übrigen Abteilungen ebenfalls mit Steinen füllt. Eine häufige Verwendung finden die Steinkisten dort zu Wellenbrechern, Leitdämmen, Bohlwerken, Wehranlagen u. dergl.; überhaupt zu solchen Bauwerken, bei denen es darauf ankommt, schwere Massen zu schaffen, welche dem Anprall der Wellen, dem Schube der Erdmassen und anderen auf sie einwirkenden Seitenkräften den nötigen Widerstand entgegenzusetzen vermögen. Als tragende Bauteile werden sie vielfach zu vorübergehenden Zwecken, zu Notpfeilern zerstörter Brücken u. dergl. benutzt.

§ 32. Mantelgründung, hölzerne und eiserne Pfeilerumhüllungen. Eine der Brunnen- und Röhregründung (vergl. §§ 35 bis 37) ähnliche Gründungsart ist diejenige, bei welcher kastenartig verbundene Wände aus Holz oder Schmiedeisen — also Kasten ohne Boden, d. h. Mäntel — zur Umschließung der Baugrube auf den Baugrund hinabgesenkt werden. Sie sind vorzugsweise zur Gründung von Brückenpfeilern angewandt worden und zwar mit bestem Erfolge, namentlich in solchen Fällen, wo der tragfähige Baugrund entweder von so leicht beweglichen Bodenschichten überlagert war, daß diese dem Eindringen der Umschließungswand nur geringen Widerstand entgegensetzten, oder wo der Baugrund durch vorheriges Baggern freigelegt werden konnte. Bei dem verhältnismäßig großen Umfange, welchen diese Mäntel meist erhalten, und bei der Ausführungsweise ihrer Wände sind sie weniger geeignet, festere Bodenschichten auf erhebliche Tiefen zu durchteufen, gehören daher im Gegensatz zu den Senkbrunnen und Senkröhren der Flachgründung an und vertreten im wesentlichen die Fangdämme (vergl. § 19), mit denen sie auch das gemeinsam haben, daß sie, wenigstens in ihren oberen Teilen, wieder entfernbar, also nur zu vorübergehender Benutzung hergestellt werden.

1. **Ausführungen in Holz** sind in den vierziger Jahren auf der Eisenbahn von Tours nach Bordeaux, nach den Plänen des französischen Ingenieurs Beaudemoulin, mehrfach, teils bei Gründungen auf Fels-, teils bei solchen auf zähem Thonboden, angewandt worden.

Bei der ersten Ausführung dieser Art, an der Brücke über die Vienne, haben die Mäntel eine rechteckige Grundrißform von 14,58 m unterer Länge und 5,08 m Breite, bei einer Höhe von 4,60 m und $\frac{1}{5}$ Neigung der Wände, erhalten, deren Oberkante nach Versenkung der Mäntel bis 1 m über Niedrigwasser reichen sollte. Zur Herstellung der Kasten wurden 16 : 16 cm starke Pfosten in 2 m Abstand durch drei Paar Zangen (20 : 25 cm stark) verbunden, welche 5 cm starke, lotrechte Bohlen zwischen sich aufnahmen. Ferner wurden zwischen die inneren Zangen der beiden obersten Paare, mit etwa 1,6 m Abstand, Stiele gestellt und gegen diese wagerechte, in den Fugen kal-faterte, Bohlen befestigt, um in dem oberen Teile eine dichte Umschließungswand zu erhalten. Sobald man nun den Felsboden durch Baggerung von den ihn überlagernden

Schichten gesäubert hatte, wurde jeder Kastenmantel zwischen zwei Schiffen versenkt, dann trieb man die lotrechten Bohlen, welche nicht dicht aneinanderschlossen, fest bis auf den Felsen und füllte den inneren Raum 3,26 m hoch mit Beton, dessen Oberfläche bis in den von wasserdichten Wänden umgebenen oberen Raum reichte. Nach genügender Erhärtung des Betons konnte das Wasser darüber entfernt und das Pfeilermauerwerk im Trockenem ausgeführt werden.

Bei einer anderen Brücke über die Creuze bestand der Baugrund aus dichtem Thon, der 2 m unter Niedrigwasser lag und mit einer Kiesschicht überdeckt war. Die Mäntel von 18,80 m unterer Länge und 10,20 m Breite sollten hier bis auf den Thon gesenkt, die Grundsohle aber noch 2 m tiefer gelegt werden und dazu die Baugrube in dem dichten Thon ausgegraben werden. Sie mußten deshalb auf ihre ganze Höhe, nicht nur wie bei dem vorigen Beispiele, in dem oberen Teile, wasserdichte Wände erhalten, welche aus wagerechten Bohlen, die sich gegen lotrechte, durch Gurthölzer und Streben gesicherte, Stiele legten, gebildet wurden. Für den ersten Pfeiler liefs man den zwischen zwei Schiffen aufgehängten Kasten auf das vorher geebnete Flußbett mittels Haspeln allmählich hinab und senkte ihn dann durch vorsichtiges Entfernen des Bodens, wobei man den Wasserspiegel im Innern durch kräftiges Pumpen möglichst niedrig zu halten suchte, bis etwa 0,70 m in den Thon. Darauf stellte man durch Umschütten der Mantelkästen mit Thon einen wasserdichten Abschluß unterhalb der Mäntel her und konnte nun nach Ausschöpfen des Wassers den Thon bis auf die beabsichtigte Tiefe im Trockenem abgraben, wobei allerdings mit großer Vorsicht verfahren werden mußte, um nicht ein Einstürzen der Wände herbeizuführen.

Etwas abweichend war das Verfahren beim zweiten Pfeiler, indem man hier, um das sehr umständliche weitere Versenken des Kastens, nachdem dieser das Flußbett erreicht hatte, zu vermeiden, unter dem Schutz eines vorläufig aus Steinen geschütteten Dammes den Kiesboden bis auf den Thon in einer solchen Breite, wie sie zur Aufnahme des Kastens und des umschließenden Thondammes erforderlich war, durch Baggerung entfernte, dann nach Herstellung des unteren wasserdichten Abschlusses die Baugrube trocken legte, vertiefte und den in den Außenwänden aus Mauerwerk, im Innern aus Beton bestehenden Grundbau herstellte (vergl. Fig. 16, Taf. IV).³⁷³⁾

Bei den Bauten auf der Bahn von Lorient nach Brest hat man nach den Mitteilungen des Chef-Ingenieurs Croizette-Desnoyers³⁷⁴⁾ statt der äußeren Dichtung durch Thondämme (auch Thonsäcke), im Innern der Mantelkasten Fangdämme aus Beton errichtet, welche später einen Teil des Pfeilers bildeten (vergl. Fig. 17, Taf. IV). Die Ausführungsweise dürfte aus der Zeichnung und nach dem über die Viennebrücke (S. 181) Mitgeteilten genügend verständlich sein. In einem ähnlichen Falle hat man dem Mantelkasten lotrechte Wände gegeben, um die Ausfüllung des inneren Fangdammes zu erleichtern und die Bekleidung innen angebracht, um sie an die Ausführung anzuschließen. Zu letzterer ist an Stelle des Betons Thonboden verwendet und hierdurch eine wiederholte Benutzung des Mantelkastens ermöglicht worden.

Bei der Brücke der oldenburgischen Eisenbahn über den Georgs-Vehn-Kanal³⁷⁵⁾ sind 1 Mittelpfeiler und 1 Landpfeiler mit Anwendung von Senkkasten ohne Boden gegründet worden, die bei etwa 5,5 m Länge, Breiten von 3 und 6 m erhalten haben. Der

³⁷³⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1849, II. S. 129 ff.

³⁷⁴⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273, auch Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 353.

³⁷⁵⁾ Vergl. Buresch. Die Eisenbahnbrücke über den Georgs-Vehn-Kanal. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 233.

tragfähige Baugrund (Sand) lag unter einer $1\frac{1}{2}$ m tiefen Schicht Moor und Darg. $4\frac{1}{2}$ m unter mittlerem Wasserspiegel. Die Senkkasten waren hier aus gestrichenen, 7,5 cm starken, 5,50 m langen, unten zugespitzten Bohlen von trockenem Nadelholz, mit Hilfe von Gurtungen u. s. w. (s. Fig. 15, Taf. IV), zusammengebaut und soweit als nötig kalfatert. Der Kasten für den Mittelpfeiler ist dann auf einer leichten Rüstung an Ort und Stelle geschoben und zwischen Schiffen versenkt worden. Der Kasten für den Landpfeiler konnte an seiner bleibenden Stelle gezimmert werden. Durch vorläufiges Baggern und Graben erreichte man eine gerade Stellung der Kasten und diese wurden nun so stark mit Schienen belastet, daß sie in den Boden eindrangen. Da Darg und Moor das Wasser sehr gut abschließen, so konnte der Innenraum leicht leer geschöpft und die Ausgrabung des Bodens bis in die Nähe des Sandes im Trockenen bewirkt werden, wobei mit zunehmender Tiefe die Hölzer gegeneinander abgestützt wurden. Als die Abgrabung bis etwa 0,30 m über dem Sandboden gediehen war, brach das Wasser von unten durch, füllte die Kasten und es wurde nun das weitere Ausheben des Bodens mittels Hand- bzw. Kettenbagger vorgenommen. Nachdem dann der tragfähige Baugrund bloßgelegt, der Innenraum bis zur Höhe der Kanalsohle betoniert, nach genügender Erhärtung des Betons das Wasser entfernt und dabei die vorher beseitigten Holzspreizen wieder eingesetzt waren, konnte das Mauerwerk hergestellt werden. Sobald dieses bis über gewöhnliche Flut gebracht war, wurden die Bohlen der Kasten über dem oberhalb der Betonierung liegenden Gurtholze von innen soweit eingesägt oder abgestemmt, daß sie nach Abnahme der oberen Zangen ohne Schwierigkeit einzeln abgebrochen werden konnten.

In Amerika sind die unten offenen Senkkasten bei neueren Brückengründungen in dem unteren Teil häufig aus Blockwänden zusammengesetzt, bei großen Wassertiefen wohl in doppelter Anordnung, wobei dann der Zwischenraum mit Steinen gefüllt worden ist, um das Sinken zu erleichtern (s. § 31). Für den oberen Teil hat man meist eine leichtere Ausführungsweise aus lotrechten Hölzern und Bohlen gewählt und diese nur zeitweise als Fangdamm bei Ausführung des Mauerwerkes bis Hochwasserhöhe benutzt.³⁷⁶⁾

Bei der Brücke über den Orangefluß bei Bithalie in Südafrika mußten die Pfeiler auf Felsen gegründet werden, dessen obere Schichten etwa 2 m tief abzarbeiten waren. Hier hat man ein dem ovalen Pfeilergrundriß angepaßtes hölzernes Rahmwerk am Ufer gezimmert und doppelt beschalt, mit einem Zwischenraum von 0,61 m zwischen beiden Wänden, dann dasselbe an die Baustelle gefloßt und durch Belastung bis auf den Felsen gesenkt. Darauf ist innerhalb des ringförmigen Raumes der Flusssand über dem Felsen entfernt und Thon zwischen den beiden Wänden bis über Wasser eingestampft worden, worauf ein Kranz von mit Sand gefüllten Säcken in 0,46 m Abstand von dem Holzwerk gebildet, der Raum zwischen letzterem und den Säcken ebenfalls mit Thon ausgefüllt und die Außenseite der Säcke mit eingeschütteten Steinen umschlossen wurde. Nachdem auf diese Weise eine dichte Umhüllung hergestellt war, hat man das Wasser innerhalb derselben ausgepumpt und die erforderlichen Sprengarbeiten vorgenommen.

Diese Art der Gründung wurde mit gutem Erfolge bei den meisten Pfeilern im Flusse angewandt, dessen Wassertiefe in der trockenen Jahreszeit nur etwa 2 m beträgt, während in der nassen Jahreszeit (November bis Februar) das Hochwasser bis 13 m über Niedrigwasser steigen soll.³⁷⁷⁾

2. Umhüllungen von Eisenblech hat zuerst der französische Ingenieur Ployette beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Marne bei Nogent zur Marne (mit vier überwölbten Öffnungen von je 50 m Weite) angewandt, wo das Flußbett in den oberen Schichten

³⁷⁶⁾ Vergl. Scientific american Suppl. 1876, Mai, S. 310: Missouri-Brücke zu Booneville; auch Engng. 1875: Grand Avenue Bridge in Philadelphia über den Schuylkill.

³⁷⁷⁾ Vergl. Engng. 1879, I. S. 371.

aus feinem Sand und Schlamm bestand, dann aus verschiedenen Mischungen von Sand und Thon und in einer Tiefe von 3 m unter der Sohle, 7 m unter Niedrigwasser, aus tragfähigem Sande. Die an den Enden halbkreisförmig abgerundeten Hüllen für die einzelnen Pfeiler erhielten eine obere Länge von 21,75 m und eine Breite von 10 m (vergl. Fig. 6 u. 7, Taf. IV). Um die Folgen einer etwaigen Zerstörung ihres unteren Teiles möglichst unschädlich zu machen, wurde die Stärke der Betonschicht auf das Maß von 3 m beschränkt, sodafs schon in der Höhe der Flußsohle das Mauerwerk beginnt. Die dieser Höhe entsprechende unterste Zone des Mantels wurde aus dünnem Blech von $4\frac{1}{2}$ mm in den Seiten, 4 mm in den gekrümmten Flächen zusammengesetzt, darauf folgte eine zweite Zone von $3\frac{1}{2}$ m Höhe, welche einem starken Wasserdruck während der Gründungsarbeiten ausgesetzt war und deshalb aus 10 bzw. 8 mm starken Blechen hergestellt wurde, die dritte Zone von $2\frac{1}{2}$ m konnte nach Ausführung des Mauerwerkes wieder entfernt werden, und da sie eine nur geringe Pressung auszuhalten hatte, so verwendete man für sie Blech von $4\frac{1}{2}$ bzw. $3\frac{1}{2}$ mm Stärke. Die einzelnen Zonen bestanden wieder aus Ringen, die durch Winkeleisen miteinander verbunden wurden. Im Innern waren zur Versteifung lotrechte T-Eisen angebracht, an welche wagerechte Zuganker angriffen.

Jede Blechhülle, in einem Gewichte von 63300 kg für die beiden unteren Zonen, von 6577 kg für die obere Zone, zusammen 69877 kg wiegend, wurde auf einer von 2 Kähnen getragenen Rüstung hergestellt. Nach Aufstellung der untersten Zone hob man sie mittels 8 Schrauben an, entfernte die Arbeitsdiele, auf welcher sie bis dahin gestanden, und liefs sie soweit zwischen den Schiffen hinabsinken, als nötig war, um mit dem Aufbringen der zweiten Zone vorgehen zu können u. s. f. Nach Fertigstellung der Hülle flöfste man sie nach der zuvor ausgebaggerten Baustelle und versenkte sie bis auf den festen Boden, ein Vorgang, der 5 Stunden Zeit in Anspruch genommen hat. Demnächst wurde der Grund innerhalb der Umschließung mit Handbaggern gehörig gereinigt und dann mit der Versenkung des Betons begonnen.

Nach genügender Erhärtung des Betons mußte behufs Ausführung des Mauerwerkes das Wasser ausgeschöpft werden. Da aber die Hülle nicht stark genug war, um für sich dem äußeren Wasserdruck widerstehen zu können, so brachte man während des Ausschöpfens eine Auszimmerung darin an, welche mit dem Fortschreiten des Mauerwerkes allmählich wieder entfernt wurde. Um nach Vollendung des Grundmauerwerkes die oberste, vorübergehend angebrachte, Zone der Blechhülle beseitigen zu können, wurde das Wasser bis zur zweiten Zone ausgepumpt, dann löste man die Schraubbolzen, mit welchen die zweite und dritte Zone verbunden waren, ersetzte sie durch Korkpfropfen und konnte nun die oberste Zone mit Winden abheben, wobei die Pfropfen leicht nachgaben.³⁷⁸⁾

Nach diesem Vorgange sind im Jahre 1866 für die Brücke über die Weser zu Bremen 5 Pfeiler, darunter ein Drehpfeiler gegründet worden.³⁷⁹⁾

Die Mäntel sind hier im unteren Teile 21,5 m lang, bzw. 13, 5,4 und 5,1 m breit und haben eine Höhe von 3,47 m bei $\frac{1}{12}$ Anlauf. Ihr Gewicht, unter Hinzurechnung der vorübergehend aufgesetzten oberen Teile, betrug bzw. 40078, 27478 und 27153 kg. Das Flußbett besteht aus festem Kies und ist behufs Aufnahme der eisernen Mäntel

³⁷⁸⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1856, II. S. 282; auch Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 431.

³⁷⁹⁾ Berg. Beschreibung der Gründung und des eisernen Oberbaues der Brücke über die große Weser in Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215.

1,16 m tief bis 3,47 m unter Niedrigwasser ausgebaggert. Die Eisenhüllen sind dann zwischen je 2 Prahmen herbeigeschifft und mittels Flaschenzügen jedesmal in wenigen Stunden versenkt worden. Um ein ungleichmäßiges Eindringen der unteren scharfen Kante der Mäntel und damit ein ungleichmäßiges Setzen zu verhindern, hat man in einem Abstände von 0,3 m Höhe von der Unterkante an die Innenseite der Mäntel ringsum Winkeleisen genietet und unter diesen Eichenholzklötze in 0,25 m Abstand befestigt. Zur Sicherung der Fundamente, deren eiserne Umhüllungen in das durch Baggerung sorgfältig vorbereitete Kiesbett nicht weiter hinabgeführt sind, was auch kaum zu bewerkstelligen gewesen wäre, hat man ausgedehnte Steinwürfe um diese angeordnet. Die Kasten wurden dann bis 0,9 m unter Niedrigwasser mit Beton gefüllt, auf welchen später das Mauerwerk gesetzt ist. Die endgiltigen Teile der Umhüllungen reichen bis zum gewöhnlichen Niedrigwasser; der vorübergehend aufgesetzte oberste Ring hat eine Höhe von 1,16 m erhalten.

Der Aufwand an Eisen f. d. cbm des Körperinhaltes aus Grundfläche mal Tiefe unter Niedrigwasser (= Höhe der endgiltigen Umhüllung) hat bei den verschiedenen Pfeilern der Weserbrücke etwa 77 kg betragen; bei denen der vorerwähnten Marnebrücke mit 7 m Fundamenttiefe unter Niedrigwasser etwa 100 kg.

Die Vereinigung der Mantel- mit der Kastengründung erfolgte bei der Gründung der Pfeiler der neuen Tower-Brücke in London und beim Bau des Mittelpfeilers der Donaubrücke bei Gutenstein (vergl. § 37 unter 2. a. und Fig. 8 bis 14, Taf. IV). Über die Vereinigung mit der Druckluftgründung s. § 38; über die Verwendung der Mantelgründung bei Ausbesserungsarbeiten s. § 39 unter 5.

3. Was die **Kosten** dieser Gründungsart betrifft, so haben sie bei der Weserbrücke an Anlieferung und Aufstellung der eisernen Senkkasten, Ausbaggerung, Steinwürfen und Beton nach den Angaben des Erbauers 10,92 Thlr. Gold = 36,4 M. f. d. □' Grundfläche betragen (= 435 M. f. d. qm). Zieht man hiervon die Kosten für Beton mit 4,27 Thlr. Gold f. d. □' = 170 M. f. d. qm ab, so ergeben sich die eigentlichen Gründungskosten einschließlic für die Baggerung und Steinschüttung, welche letztere bei ihrer ganz besonderen Bedeutung jedenfalls mit zu der Gründung zu rechnen ist, zu 265 M. f. d. qm oder $\frac{265}{3,47} = \text{rund } 76 \text{ M. f. d. cbm}$ des Rauminhaltes aus Grundfläche mal Fundamenttiefe. Diese verteilen sich auf die Kosten:

Für Anlieferung der eisernen Hüllen und die Arbeit des Versenkens einschließ-	M.
lich der Geräte mit	27,7
„ die bei der Beförderung und dem Versenken gebrauchten Rüstungen und	
Schiffe mit	4,2
„ Steinwürfe	26,8
„ Baggerung und Wasserschöpfen (letzteres nur zu einem geringen Betrage) mit	17,3
zusammen	76,0

Für die Brücke über die Marne stellen sich die auf dieselbe Kubikeinheit bezogenen Kosten:

Für die Bearbeitung des Eisens zu den Umhüllungen (f. d. kg = 0,2 Fres.) .	M.
„ die Zusammensetzung, Rüstung, Schiffsmiete u. s. w. (0,186 Fres. f. d. kg)	17,6
„ das Versenken (0,003 Fres. f. d. kg)	16,5
zusammen	0,3
zusammen	34,4

Die Kosten für die Eisenbestandteile und diejenigen der Baggerung sind in unserer Quelle nicht angegeben. Nimmt man erstere zu 0,4 Fres. f. d. kg an, so be-

tragen sie f. d. **cbm** des Fundamentkörpers 40 Fres. oder 32 M. und die Gesamtkosten der Umhüllung einschließlich Versenken und Wasserschöpfen $34,4 + 32 = 66,4$ M. ohne Baggerung und Steinschüttung.

Für die Gründung der unter 1. erwähnten Brücke über die Creuze werden die Kosten ohne Mauerwerk und Beton wie folgt angegeben (1 Fres. = 0,8 M. gesetzt).

Erster Pfeiler.		M.
Lieferung, Zusammensetzung und Versenkung des Mantelkastens		4275
Wasserschöpfen, Ausheben und Beförderung von 862 cbm Abtragsboden . .		14027
Miete und Ausbesserung der Pumpen		958
Gerüste und Nebenkosten		1496
	zusammen	20756
Zweiter Pfeiler.		M.
Herstellung des Mantelkastens auf dem Zimmerplatze (Material und Arbeitslohn)		3683
Seine Versenkung einschließlich der Schiffsmiete, der Hebezeuge und sonstigen Geräte		3367
Baggerung, Thon zum Fangdamm, vorläufiger Schutzdamm und endgiltige Steinschüttung		4577
Ausheben und Fördern des Bodens, Wasserschöpfen, Arbeitslohn für Her- stellung des Fangdammes u. s. w.		8153
Gerüste mit Zubehör und verschiedene Nebenkosten		3493
	zusammen	23273

Bei einer Grundfläche von $18 : 9,5 \text{ m} = 171 \text{ qm}$ und einer Gründungstiefe von 4 m unter Niedrigwasser stellen sich die Kosten der Gründung ausschließlich des Mauerwerkes f. d. **cbm** des Rauminhaltes aus Grundfläche und Gründungstiefe zu $\frac{23273}{171 \cdot 4} = \text{rund } 34 \text{ M.}$; die Zeit der Ausführung war das Jahr 1846.³⁸⁰⁾

§ 33. Sicherung der Grundbauten gegen Unterspülungen. Hauptsächlich die weniger tief hinabreichenden, sowie die von leicht beweglichem Boden umgebenen Grundbauten sind es, die eines besonderen Schutzes gegen die ausspülende Einwirkung des fließenden Wassers bedürfen. Bei Besprechung der einzelnen Gründungsarten wird zwar schon auf die gebräuchlichen Mittel hingewiesen, welche man gegen den Angriff unterirdischer Quellen sowohl, als gegen das Ausspülen durch offen vorüberfließendes Wasser zur Sicherung der Grundbauten anwendet. Der Übersicht wegen mögen jedoch die wichtigsten Mafsregeln, sofern sie nicht einen wesentlichen Teil der Gründungsart selbst ausmachen, hier noch kurz zusammengestellt und begründet werden.

Als Schutzwerke in obigem Sinne kann man Schutzwände, Steinschüttungen und Faschinen ohne und mit Pfahlwerken und Bettungen unterscheiden, die sowohl einzeln für sich oder vereinigt zur Anwendung kommen.

1. Mit **Schutzwänden**, die aus Spund- oder Pfahlwänden bestehen, umgiebt man den Grundbau mantelartig im Boden und schützt dadurch den Untergrund namentlich gegen Ausweichen. Diese Schutzwände können je nach der Lage der einzelnen zu schützenden Fundamentkörper zu einander, für jeden besonders, oder für mehrere Teile gemeinschaftlich angeordnet werden. So schließt man häufig bei kleineren Brücken mehrere Pfeiler zusammen durch Spundwände ein, indem man diese aufserhalb der Pfeilerköpfe, der Brückenachse gleichlaufend, schlägt und die Wände an den Langseiten der einzelnen Pfeiler fortläßt, wobei meist der Boden zwischen den Wänden in seiner

³⁸⁰⁾ Weitere Beispiele in: G. Liébaux. Fondations à l'air libre et à l'air comprimé. Emploi du caisson-batardeau divisible et mobile. Ann. des ponts et chaussées 1881, I. S. 323.

Oberfläche durch Bettungen geschützt wird. Ähnlich verfährt man bei kleinen Brücken mit nur einer Öffnung und bei Durchlässen, indem man hier quer durch das Bett des Wasserlaufes vor den Brückenhauptern Wände eintreibt. Bei Bauwerken, die einem starken Wasserauftrieb ausgesetzt sind, wie z. B. Schleusenböden, bringt man andererseits Querspundwände unter dem Boden in größerer Zahl an, um dadurch die Quellszüge abzuschneiden und Wasserdichtigkeit zu erreichen.

2. Die **Steinschüttungen** sind ein sehr gebräuchliches Mittel, um den Angriff des Wassers auf den den Grundbau umlagernden Boden zu mäfsigen. Dabei müssen die einzelnen Steine eine solche Gröfse und Lage erhalten, dafs sie vom fliefsenden Wasser nicht fortgeführt werden können. Man lagert sie deshalb mit entsprechend flacher Böschung, bringt die gröfseren Steine zweckmäfsig an der Oberfläche an, oder schützt diese bei sehr starkem Wasserangriff durch eine regelmäfsige Abpflasterung, die häufig sogar in Mörtel gesetzt wird. Zur Sicherung der gewöhnlichen Steinschüttungen gegen das Losreißen einzelner Steine haben sich auch die, zuerst bei der Brenner-Bahn zum Schutz von Bahndämmen angewandten, sogenannten Kettensteinwürfe sehr nutzbar erwiesen. Diese bestehen aus der Verbindung von nahezu gleich grofsen Steinblöcken durch etwa 1 m lange, an eingegossenen Haken befestigte Ketten und werden zweckmäfsig in zwei sich kreuzenden Lagen um das zu schützende Bauwerk versenkt, sodafs sie einen netzartigen Überzug über den Steinschüttungen bilden.³⁸¹⁾

Steinschüttungen kommen vielfach in Verbindung mit Spundwänden vor, vorzugsweise in solchen Fällen, wo ohne sie der die Spundwand umlagernde Boden durch heftigen Stromangriff leicht auf gröfsere Tiefen fortgespült und dadurch der Bestand der Spundwand gefährdet werden könnte.

Von welchem Einflufs die Steinschüttungen für Strompfeiler in Flüssen mit leicht beweglicher Sohle und plötzlichen Hochwassern als Schutz gegen Unterspülung sind, zeigen die an sich wenig tiefen, aber mit starken Steinschüttungen versehenen Beton Gründungen der Weichselbrücken bei Fordon (s. Fig. 20, Taf. IV) und bei Thorn, bei denen sich im Laufe der Zeit die ursprüngliche Gestalt des Strombettes durch die Einwirkung der Hochwasser und des Eises derart geändert hat, dafs die Rinne in allen Stromöffnungen der genannten Brücken gegenwärtig tiefer liegt (s. Fig. 18 u. 19, Taf. IV), als die Unterkante der Betonsohle³⁸²⁾; trotzdem ist keine Unterspülung der Pfeiler erfolgt. Immerhin kann die daselbst, der angewandten Flachgründung wegen, ausgeführte massenhafte Steinschüttung nicht zweckentsprechend genannt werden, da durch ihre Höhe bis zum Niedrigwasserspiegel und durch ihre auferordentlich grofse Ausdehnung gerade die tiefen Auswaschungen des Bettes zwischen den Pfeilern hervorgerufen sind³⁸³⁾, abgesehen von den ferneren Mifsständen, dafs ihre jährliche Unterhaltung sehr kostspielig ist und durch sie eine auch für die Schifffahrt hinderliche Versperrung des Stromes stattfindet.

Die Fragen, in welcher Weise durch Steinschüttungen der Schutz der Strompfeiler gegen Unterspülung vorzunehmen ist und welche Teile der Pfeiler dieses Schutzes am meisten bedürfen, sind neuerdings durch die von Prof. Engels in Dresden an-

³⁸¹⁾ Vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, S. 434 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 57.

³⁸²⁾ Vergl. Mehrrens. Über Flachgründung und Tiefgründung der Brückenpfeiler. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164 u. 177, welchem Aufsatz die Figuren 18 bis 20, Taf. IV entnommen sind und in welchem gezeigt wird, dafs eine Tiefgründung mittels Druckluft oder Brunnen den Verhältnissen besser entsprochen und sich mindestens ebenso billig gestellt hätte.

³⁸³⁾ Vergl. Engels. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 236.

gestellten Modellversuche³⁸⁴⁾ über Auskolkungen wesentlich geklärt worden. Während früher meist angenommen wurde, daß die Unterspülungen am gefährlichsten am Hinterkopfe der Pfeiler auftreten, hat man schon bei den Überschwemmungen des Jahres 1856 in den Thälern der Loire, des Allier und des Cher in Frankreich, welche den Einsturz mehrerer Brücken zur Folge hatten, die Beobachtung gemacht, daß durchweg zunächst die stromaufwärts gerichtete Seite der Pfeiler gelitten hatte.³⁸⁵⁾ Eine weitere Reihe von Beispielen für die Unterwaschung des Vorkopfes (Muldenbrücke bei Döbeln, Jeezel-Brücke bei Hitzacker, Karls-Brücke bei Prag und die Eisenbahnbrücke über den piccolo Reno bei Bologna) führt Engels in der genannten Abhandlung an und giebt hierfür auch durch seine, nach dem Vorbilde von Durand-Claye³⁸⁶⁾ vorgenommenen umfangreichen Versuche einen Nachweis und eine Erklärung.

Die Modellversuche von Prof. Engels nähern sich insofern mehr, wie diejenigen von Durand-Claye, der Wirklichkeit, als er, statt Fundamentkörper mit geneigten Wandungen, wie Durand-Claye sie anwandte, solche mit lotrechten Wandungen benutzte. Ferner betrug bei Engels die Pfeilerbreite 6 cm, also etwa $\frac{1}{7}$ der Lichtweite des 40 cm breiten Gerinnes, während bei Durand-Claye die Pfeilerbreite etwa der Hälfte der Rinne gleichkam. Auch benutzte Engels die verschiedensten Vorkopfformen und Anordnungen, untersuchte geradlinig und cylindrisch begrenzte Körper und machte nicht allein Beobachtungen über die Form der Auswaschungen, sondern auch über die Steinschüttungen selbst und ihren Einfluß auf letztere. Dadurch endlich, daß die Dauer des Wasserdurchflusses (15 Min.), sowie die übrigen äußeren Umstände (Wassermenge, Wassergeschwindigkeit u. s. w.) bei allen Versuchen die gleichen waren, wurden diese unter sich vergleichbar.

Nach Aufsetzen des 10 cm hohen Pfeilerkörpers und Einbringen einer 7 cm hohen Schicht von Normalsand in das Gerinne wurde die Wasserzuführung so geregelt, daß nach Öffnen eines Schiebers das Wasser durchaus ruhig in das Gerinne trat und in einer 1,4 cm hohen Schicht mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,446 m in der Sekunde die Rinne durchfloß. Dabei wurde die Beobachtung gemacht, daß auf eine Sandschicht gesetzte Pfeiler alle am oberen Ende unterspült wurden und stromaufwärts kippten, während bei den auf den Grund der Rinne gesetzten Pfeilern sich ein Kolk bildete, der sich am oberen Kopf stets vertiefte.

Nach 15 Minuten wurde jedesmal der Wasserzufluß durch Schließen des Schiebers abgestellt, worauf mit Hilfe von aus Celluloid bestehenden Blättern (Durand-Claye hatte Kartonblätter verwendet), die senkrecht oder strahlenförmig vom Pfeiler auslaufenden Profile aufgenommen und aus diesen die Schichtenpläne und Aufrisse abgeleitet wurden. Fig. 23, Taf. IV zeigt die Darstellung des der genannten Quelle entnommenen Beispiels der Auswaschung des Bodens um einen mit dreieckigem Vor- und Hinterkopf versehenen parallelepipedischen Pfeiler.

Die Versuche mit Steinschüttungen wurden von Engels in der Weise hergestellt, daß das Sandbett unmittelbar an den Hinterkopf herantretend angeordnet wurde, während längs der übrigen Pfeilerbegrenzung eine den Auswaschungsergebnissen entsprechende Höhlung bis zur Oberfläche der Sandschicht, aber nicht darüber hinaus, mit vollkommen wagerecht abgeglichenem Kies von etwa 6 mm Korngröße ausgefüllt wurde (s. Fig. 24, Taf. IV).

Sämtliche Versuche zeigten, daß die Gefahr der Unterspülung bei Brückentpfeilern stets an den Vorköpfen erheblich größer ist, als an den Hinterköpfen. Die Versuche mit Steinschüttungen ergaben, daß die in Fig. 24 gezeigte Anordnung des Steinwurfes den Pfeiler vollkommen vor Unterspülung zu schützen im Stande ist. Bei *bb* bildeten sich stets die tiefsten Rinnen. Sobald der Steinwurf erhöht wurde, nahmen diese Rinnen an Tiefe zu, was ein Nachstürzen der Steine auf den Pfeilerlängsseiten zur Folge hatte. Stets war der stärkste Angriff auf den Steinwurf am Vorkopf, bei

³⁸⁴⁾ Engels. Schutz der Strompfeiler-Fundamente gegen Unterspülung. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 407 ff.

³⁸⁵⁾ Vergl. daselbst und Ann. des ponts et chaussées 1856, II. S. 103 u. 405, sowie Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 238.

³⁸⁶⁾ Ann. des ponts et chaussées 1873, I. S. 467.

dem Beispiel in Fig. 24 in den Punkten *aa*, am stärksten beim parallelepipedischen Kopf, am schwächsten beim halbkreisförmigen.

Die Gesamtergebnisse seiner Versuche faßt Engels folgendermaßen zusammen:

- a) Die Notwendigkeit, den Hinterkopf der Pfeiler durch Steinwurf gegen Unterspülung zu schützen, nimmt unter sonst gleichen äußeren Umständen in etwa demselben Maße ab, als das Verhältnis der Pfeilerlänge zur Pfeilerbreite zunimmt.
- b) Bei dreieckigen Vorköpfen ist besonders der Übergang aus dem Vorkopf in die Pfeilerlängsseiten durch Steinwurf zu schützen; es sind das selbst die schwersten Steine auszuwerfen.

Die Zuschärfung der Vorkopfspitze hat einen wesentlichen Einfluß auf die Verminderung der Auskolkung.

- c) Bei runden Vorköpfen ist besonders der stromaufwärts gelegene Teil des Vorkopfes zu schützen.
- d) Die Form des Hinterkopfes hat auf die Gestaltung der Auswaschung keinen Einfluß von praktischer Bedeutung.
- e) Der Steinwurf ist nicht über die Flußsohle hinaus zu erhöhen, dafür aber bis in gehörige Tiefe, wenn nötig unter vorhergehender Ausbaggerung, hinabzuführen.

Bei Beachtung obiger Grundsätze kann man nach Engels mit einem Mindestaufwande an Anlage- und Unterhaltungskosten die Standsicherheit eines Pfeilers herbeiführen, ohne gleichzeitig den durch den Pfeiler bewirkten Aufstau unnötig zu vermehren, wodurch namentlich der Schifffahrt ein wesentlicher Dienst geleistet wird. Sollten sich in obiger Weise angeordnete Steinschüttungen als nicht ausreichend erweisen, so dürften sie durch Bettungen (s. unten) oder Grundswellen zu ergänzen sein, welche, die unterhalb der Pfeiler anstehenden Sohlenrücken miteinander verbindend, die zwischen den Pfeilern befindlichen Auswaschungsrinnen der Quere nach abschneiden.

3. **Faschinenwerke**³⁸⁷⁾, welche teils als gewöhnliche Faschinen durch aufgebrachte Belastungen versenkt, besser aber als eigentliche Senkfaschinen und Sinkstücke mit eingebundenen Steinen bzw. Kies verwandt werden, haben eine ähnliche Wirkung wie die Steinschüttungen und behalten neben diesen, trotz ihrer Vergänglichkeit, zum Schutz gegen Unterspülungen besonders in solchen Gegenden ihre Bedeutung, wo Schüttsteine schwer zu beschaffen oder zu kostspielig sind, Buschwerk dagegen leicht zu haben ist. Ein Beispiel von Faschinenschutzwerken in Verbindung mit Steinpflasterungen zeigt der Bau des Leuchtturms in der Unterweser.³⁸⁸⁾ In außerordentlich großen Abmessungen sind Faschinenwerke gelegentlich der Pfeilergründung für die Mississippibrücke bei Memphis zur Ausführung gekommen. Die tragfähige Thonschicht befand sich erst in größerer Tiefe unter der aus leicht beweglichem groben Sande bestehenden Flußsohle. Um Spülungen in der Nähe der Pfeiler zu vermeiden, wurden daher vor dem Versenken der aus Yellow-Pine-Holz gezimmerten, mittels Druckluft abgesenkten Kasten, auf der Baustelle Sinkstücke (Matratzen) von 122 m Länge und 73 m Breite aus Weidenfaschinen hergestellt und versenkt. Auf diese setzten dann die Senkkasten auf, um zunächst die Sinkstücke zu durchbrechen, welche mit ihren unversehrt gebliebenen

³⁸⁷⁾ Über die Herstellung der Faschinen vergl. Band III, Kap. XI, § 10 u. 11.

³⁸⁸⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 479 und 1858, S. 501.

Teilen die Grundbauten gegen Unterspülungen schützten. Diesem Mittel wird im wesentlichen der glatte und schnelle Fortgang der Gründungsarbeiten zugeschrieben.³⁸⁹⁾

4. **Pfahlwerke** werden in Verbindung mit Steinschüttungen und Faschinen gleichfalls als Schutz gegen Unterspülungen verwendet, indem man den Grundbau mit einer oder mehreren Reihen von Pfählen umgibt und die Zwischenräume mit Steinen oder Faschinen ausfüllt. Durch die Pfähle werden die zwischen sie gefüllten Steine oder Faschinenpackungen in ihrer Lage gesichert und die Schutzwerke können, wenn nicht andere Gründe dagegen sprechen, eine steilere Böschung erhalten.

5. **Bettungen.** Ausser den vorerwähnten Schutzmitteln zur unmittelbaren Sicherung der Fundamente gegen den Stromangriff werden häufig zwischen den einzelnen Grundbauten im ganzen Bereich des Bauwerkes Befestigungen der Sohle des Wasserlaufes nötig, um auf weitere Entfernung einer Vertiefung des Bettes, welche allmählich fortschreitend den Grundbauten gefährlich werden könnte, vorzubeugen. Diese sogenannten „Bettungen“ können in verschiedenster Weise hergestellt werden.

Eine der gebräuchlichsten Arten sind die Pflasterungen, oder das sogenannte Herdpflaster, das namentlich bei Durchlässen und sonstigen Bauwerken in kleineren Wasserläufen verwendet wird. Ihre Abmessungen und die Art der Unterbettung richtet sich nach der Heftigkeit des Stromangriffes. Um die durch Auswaschen einzelner Steine leicht entstehenden Beschädigungen einzuschränken, pflegt man das Herdpflaster durch tiefer reichende Quermauern, Herdmauern, zu unterbrechen und solche auch an den Ein- und Ausläufen anzuordnen. Zwischen diesen Herdmauern bildet dann das Pflaster einzelne für sich geschützte Abteilungen, sodafs eintretende Beschädigungen in der Regel auf kurze Strecken beschränkt bleiben. Die mehr oder weniger sorgfältig bearbeiteten Steine werden bei dem einfachen Herdpflaster meist in Thon gesetzt. Anstatt der Herdmauern werden oft Spundwände, besonders am Ein- und Auslauf, ausgeführt.

Bei sehr starkem Stromangriff wendet man den gemauerten Herd an, gewöhnlich in Form eines Sohlengewölbes, dem man in geeigneten Fällen eine Unterlage von Sand, nach Entfernung etwa vorhandener loser Erdschichten, auch eine solche von Steinen, Beton, oder eine Unterstützung durch Pfahl- oder Schwellrost giebt. Die Ausführung, welche wegen der dabei erforderlichen Trockenlegung der Baugrube oft schwierig wird, geschieht wie bei den anderen Gründungen im Wasser (vergl. §§ 23 u. 25).

Um die Arbeit zu vereinfachen und das Wasserschöpfen zu sparen, wählt man statt des gemauerten Herdes wohl auch eine Betonschüttung.

In Verbindung mit Pfahl- und Schwellrosten kommen auch hölzerne Böden vor, die aber behufs dauernden Bestandes stets unter Wasser bleiben müssen. Die Pfähle werden unter dem Boden zweckmässig mit dem Stammende nach unten eingeschlagen, um ein Auftreiben durch hydrostatischen Druck zu verhüten. Am Ein- und Auslauf begrenzt man die hölzernen Böden durch Spundwände.

Bei gröfseren Wassertiefen verursacht die Ausführung der vorerwähnten Bettungen in Flüssen oft erhebliche Schwierigkeiten und Kosten. Wo daher Befestigungen der Flufssohle in grofser Ausdehnung nötig werden, greift man meist zu anderen Mitteln. In § 30, S. 173 ist bereits die Sicherung einer aus leicht beweglichem Sande bestehenden Flufssohle durch etwa 0,6 m starke Lagen Thon, in welche Bruchsteine verschiedener

³⁸⁹⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 108; Railroad gazette 1893, S. 713 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 57.

Größe gebettet wurden, erwähnt. Oft begnügt man sich auch mit einfacher Überdeckung des Grundes mit Steinen.

Eine andere häufig vorkommende Befestigung ist die durch einen Herd aus Faschinen, welchen man am besten aus Senkfaschinen oder Sinkstücken herstellt, die am Lande angefertigt, zwischen Kähen an ihre Stelle geführt und regelmässig nebeneinander versenkt werden.

II. Fundamentabsenkung und Tiefgründung.

§ 34. **Pfahlrostgründung.** Der Pfahlrost (stehende Rost) findet in folgenden Fällen Anwendung:

- Wo unter nachgiebigen Bodenschichten fester Baugrund in solcher Tiefe liegt, daß man ihn mittels Rostpfählen erreichen und durch sie die Last des Bauwerkes übertragen kann. Er hat hier seine eigentliche Bedeutung,
- wo der feste Baugrund nicht zu erreichen ist und man die oberen Bodenschichten durch Eintreiben von Pfählen soweit verdichten will, daß sie genügenden Widerstand gegen das weitere Eindringen der Pfähle unter der Last des Bauwerkes leisten,
- wo der Baugrund in den oberen Schichten zwar tragfähig, aber leicht beweglich ist, wie Sand u. s. w. und die gewöhnliche Umschließung des Grundbaues mit Spundwänden und Steinschüttung nicht hinreichende Sicherheit gegen Unterspülung bietet, wo man deshalb die Last des Bauwerkes auf tieferliegende Schichten übertragen will.

Jeder Pfahlrost muß in solcher Tiefe angeordnet werden, daß sämtliches Holzwerk beständig unter dem niedrigsten Wasserstande bleibt. Gegen seitliche Bewegungen wird der Pfahlrost am besten gesichert, wenn er sich möglichst wenig über dem Boden (dem Flußbett) erhebt (tiefer Pfahlrost). Der Kostenersparung wegen legt man ihn indessen häufig höher (hoher Pfahlrost) und sichert ihn durch Steinschüttungen, Faschinen und Schrägpfähle in seiner Lage.

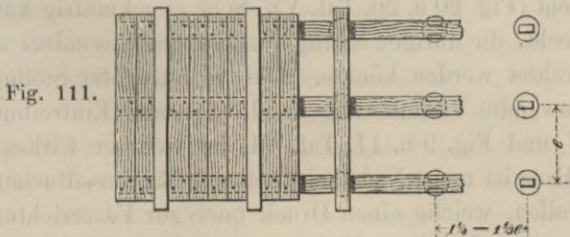


Fig. 111.

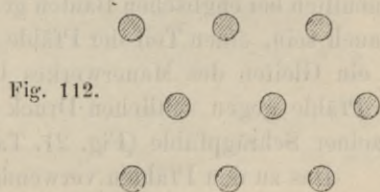


Fig. 112.

1. **Tiefiegender Pfahlrost**, insbesondere nach seiner älteren, in Deutschland meist üblichen Anordnung.

Die Pfähle (Rost- und Grundpfähle), meist 0,2 bis 0,3 m stark, werden in einzelnen Reihen eingerammt, deren Abstand von Mitte zu Mitte sich nach der Stärke der Pfähle und nach der Last, welche sie zu tragen erhalten, richtet. Er schwankt gewöhnlich zwischen 0,7 und 1,2 m, während der Abstand der einzelnen Pfähle jeder Reihe in der Richtung der Grundschwellen $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ mehr betragen kann, also 0,9 bis 0,5 m. Die Pfähle werden so einander gegenübergestellt, daß sie die Ecken eines Rechteckes bilden (s. Fig. 111), seltener in Versatz angeordnet (Fig. 112), wovon später.

Jede Pfahlreihe trägt einen Holm (Rostschwelle, Grundschwelle), dessen Stärke von der zu tragenden Last und der Entfernung der Pfähle abhängt, die aber selten weniger als 0,25 m beträgt; die üblichen Abmessungen liegen zwischen $\frac{20}{25}$ und $\frac{25}{30}$ cm. Die Holme werden nach dem älteren Verfahren mit den einzelnen Pfählen durch Zapfen verbunden. Wo ein Auftrieb stattfinden kann, wie z. B. bei Schleusenböden, läßt man einzelne Zapfen ganz durchgehen und verkeilt sie von oben. Die Stöße der Holme werden verwechselt, stumpf über den Pfählen angeordnet und durch seitlich angenagelte eiserne Schienen gesichert.

Über die Rostschwellen werden in gleichen Abständen wie die der Pfähle, oft auch in größerer Entfernung, Zangen oder Querschwellen, etwa 0,15 m breit, 0,17 bis 0,2 m hoch, gelegt und mit ihnen verkämmt, wobei die Rostschwellen möglichst wenig geschwächt werden dürfen. Man ordnet sie deshalb auch häufig zwischen den Pfählen an, um sie nicht da mit den Rostschwellen zu verbinden, wo letztere schon durch die Nuten geschwächt sind.

Zwischen den Zangen und ihnen gleichlaufend werden Bohlen von 8 bis 10 cm Stärke auf die Rostschwellen gebracht und mit Nägeln befestigt. Damit ihre Oberfläche in die gleiche Höhenlage mit den Zangen kommt, müssen letztere um das Maß, um welches sie stärker sind, als die Bohlen, mit den Grundswellen verkämmt sein. Häufig läßt man indessen die Zangen über den Bohlenbelag hervorragen, worüber Näheres unter 6., c.

Der Raum unter dem Belag, der zum Abschneiden der Pfahlköpfe und Anarbeiten der Zapfen entsprechend tief ausgegraben oder hohl zu lassen ist, wird, nach beendetem Rammen und Zurichten des Belags, mit Thon ausgeschlagen bzw. ausgemauert, betoniert oder mit Steinen ausgefüllt. Nach dem Aufbringen des Belages ist der Rost zur Aufnahme des Mauerwerkes fertig.

a) Über die Rostpfähle ist bereits in § 4 ausführlich gesprochen, namentlich auch in § 12 über ihre Tragfähigkeit. Die Richtung, in welcher die Rostpfähle eingerammt werden, muß möglichst der Druckrichtung der zu stützenden Last entsprechen. Bei Widerlagern, Futtermauern u. s. w. empfiehlt es sich daher, die Pfähle schräg einzurammen (Fig. 25, Taf. V) und auch den Rostbelag geneigt anzuordnen, wie dieses namentlich bei englischen Bauten geschieht (Fig. 20 u. 26, Taf. V). Sehr zweckmäßig kann es auch sein, einen Teil der Pfähle lotrecht, die übrigen schräg anzuordnen, besonders da, wo ein Gleiten des Mauerwerkes befürchtet werden könnte. Die bei lotrechter Stellung der Pfähle gegen seitlichen Druck angewandte Verankerung des Rostes oder Eintreibung einzelner Schrägpfähle (Fig. 21, Taf. V und Fig. 9 u. 11, Taf. VI) ist weniger wirksam.

Das zu den Pfählen verwendete Holz ist meist Nadelholz, seltener Eichen-, Buchen-, Ellernholz u. s. w. Für die Rostschwellen, welche einen Druck quer zur Faserrichtung auszuhalten haben, ist bei starker Belastung derselben Eichen- oder ein anderes festes Holz vorzuziehen.

b) Für die Grundrifsanordnung des Pfahlrostes ist die Form des darauf zu setzenden Grundmauerwerkes bestimmend. Am einfachsten gestaltet sich die Anordnung bei rechteckigem Grundrifs des Rostes, wie er bei Brückenpfeilern häufig vorkommt. Bei dem in Fig. 16, Taf. V dargestellten Beispiele für einen Widerlagspfeiler mit rechtwinkelig sich anschließenden kurzen Flügeln sind für letztere die Rostschwellen parallel denen des Pfeilers gelegt und über diese die Querschwellen des Pfeilers fortgesetzt.

Fig. 17, Taf. V zeigt den Rost für ein Widerlager mit schrägen Flügeln. Die Rostschwellen für letztere sind hier in der Längenrichtung der Flügel angeordnet und

mit denen des Widerlagers abwechselnd zusammengeschoben, um beide Teile gut zu verbinden. Die Querswellen sind rechtwinkelig dazu gelegt.

Häufig läßt man auch beim Anschluß eines Seitenteiles an den Hauptteil die Grundswellen der einen Richtung als Zangen über die der anderen Richtung übergreifen und erhält dadurch verschiedene Höhenlagen für die Rostbeläge beider Teile (Fig. 18 u. 19); die Ausführung wird dadurch einfacher als in dem vorigen Falle.

e) Die Reihenfolge der Arbeiten bei Herstellung eines Pfahlrostes richtet sich danach, ob bei der Beschaffenheit der Baustelle es vorzuziehen ist, die Rammarbeiten im Trockenen vorzunehmen oder nicht. Im ersteren Falle kommt es zunächst auf die Umschließung der Baugrube an, bezw. auf die Herstellung der dazu erforderlichen Fangdämme. Die Baugrube wird danach unter Wasserschöpfen bis zur erforderlichen Tiefe ausgehoben, auf ihre Sohle werden die Ramm Bühnen gelegt und sodann die Spundwände und die Rostpfähle geschlagen. Die nächste Arbeit ist das Abschneiden der Pfähle und, wenn erforderlich, das Anarbeiten der Zapfen (vergl. Fig. 1, 2, 6, 23 u. 24, Taf. V).

Um bei wagerechter Anordnung des Rostbelages in einfacher Weise die gleiche Höhenlage für die Auflager der Grundswellen festzulegen, kann man das Wasser in der Baugrube ansteigen lassen und seine Spiegelfläche in der betreffenden Höhe an den Pfählen anzeichnen. Nach Bearbeitung der Pfahlköpfe werden die Grundswellen aufgebracht, darauf die Zangen und zuletzt die Bohlen nach vorheriger Ausfüllung der Zwischenräume zwischen den Pfählen. Stehen einzelne Pfähle so weit aus der Flucht, daß sie von den Grundswellen nicht getroffen werden, so muß man an ihren Seiten Knaggen befestigen.

Soll das Einrammen der Pfähle vor Trockenlegung der Baugrube vorgenommen werden, so kann man von schwimmenden Gerüsten aus zunächst die Pfähle der Spundwände und der später auszuführenden Fangdämme schlagen, um diese zu den festen Rammrüstungen für das Eintreiben der Rostpfähle zu benutzen. Nach dem Einrammen der Pfähle erfolgt die Umschließung der Baugrube, dann die Trockenlegung und die Ausführung der übrigen Arbeiten in der vorher angegebenen Reihenfolge.

In allen Fällen muß das Legen des Rostes schnell geschehen, um die Zeit des tiefen Ausschöpfens möglichst abzukürzen. Soweit als thunlich sind deshalb die Verbandhölzer vorher auf dem Lande zuzurichten. Auf den Belag des Rostes wird das Mauerwerk in hydraulischem Mörtel ohne weiteres aufgesetzt.

d) Zur Sicherung gegen Unterspülung ist in vielen Fällen die Umschüttung der Pfähle mit Steinen ein ausreichendes Mittel. Perronet hat dasselbe bei seinen Brückenbauten meist angewandt (Fig. 4, Taf. V).

In Deutschland ist es gebräuchlicher, Spundwände zu schlagen, die schon während des Baues von Nutzen sein können, indem sie die größeren Quellen abhalten und auch wohl zu Fangdämmen verwendet werden. Zu letzterem Zwecke läßt man sie anfangs höher stehen und schneidet sie später ab (Fig. 6 u. 8, Taf. V).³⁹⁰⁾ Häufig soll die Spundwand ferner das Erdreich gegen seitliche Bewegungen sichern und Wasseradern unter dem Bauwerk abschließen.

Ein Beispiel hierfür zeigt die Wiederherstellung der versackten Ufermauer in Brunsbüttel³⁹¹⁾ (s. Fig. 7 u. 8, Taf. VI). Die Pfahlroste der Kaimauern waren hier so hoch hinaufgeführt worden, daß die Mauerhöhe selbst im Binnenhafen auf 5,3 m, im Vorhafen auf 6,5 m sich beschränkte und dem-

³⁹⁰⁾ Fig. 6 zeigt die Anordnung vom Bau des Neisse-Viadukts bei Görlitz.

³⁹¹⁾ Vergl. Fülischer. Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 526 ff.

entsprechend auch das Gewicht der Mauer nur gering ist. Ferner sind die Pfahlroste im Verhältnis zur Mauer sehr breit, beide auf rund 7 m angelegt. Bei dieser Breite steigt der gewachsene Boden in flacher Böschung von der Hafensohle bis an die Unterkante des Rostbelages hinauf. Die hinter dem Rost angebrachte Spundwand steht daher unterhalb des Rostbelages ganz in gewachsenem Boden und hat also bei dem in ganzer Länge durchgehenden Rost der Vorhafenmauer einen Erddruck nicht aufzunehmen, bei der Binnenhafenmauer nur in dem Teil, der zwischen den Pfeilern und über der Höhe des Rostbelages die Bogenfelder abschließt. Nachdem nach Fertigstellung der Mauer mit der Vertiefung des Binnenhafens in einem Abstände von 7,5 m vom Fuß der Mauer begonnen worden war, bemerkte man am 27. Juli 1893 hinter der Ufermauer in dem Hinterfüllungsboden eine Senkung, die langsam, aber stetig zunahm, während gleichzeitig die Hafensohle sich vor der Mauer langsam hob. Plötzlich erfolgte am Nachmittage desselben Tages eine starke Bewegung des ganzen Erdkörpers, in welchem die Mauer stand, und eine Mauerstrecke von etwa 170 m Länge war bis zu 2,8 m vorgeschoben und bis zu 3 m herabgedrückt worden (s. Fig. 7, Taf. VI), wobei sämtliche Pfahlroste in sich und im Verhältnis zur aufrühenden Mauer unversehrt geblieben waren. Bohrungen ergaben die in Fig. 7 dargestellte Schichtung³⁹²⁾, wonach die unteren Schichten zum Teil so weich waren, daß der Bohrer schon durch das Gewicht des Gestänges allein eindrang und der Inhalt des Bohrlöffels beim Aufziehen herausfloß. Diese weiche, schlammige und dabei fette Schicht lagerte nahe über einer festen Sandschicht in einer mittleren Stärke von 1 m und zwar in einer Tiefe, in welche die Pfähle des Pfahlrostes nicht hinein reichten und hatte den Mauereinsturz dadurch herbeigeführt, daß sie nach Aufbruch der Hafensohle seitwärts entweichen konnte und dadurch der darüber lagernde, den Pfahlrost mit der Ufermauer tragende, Boden seine Unterstützung verlor. Da erneute Belastungen keine weiteren Senkungen oder Verschiebungen der Mauer herbeiführten, wurde beschlossen, die gesackte Mauer als Unterbau für eine neue Stirnmauer zu benutzen. Um jedoch Wiederholungen des eingetretenen Unfalles vorzubeugen, ordnete man vor und hinter der Mauer eine Pfahlwand, bzw. einen Pfahlrost an (s. Fig. 8, Taf. VI), die beide mindestens 1 m tief in die feste Sandschicht hinabreichten.³⁹³⁾

Die Pfahlwand, welche, die weiche Schicht abschneidend, hauptsächlich darauf hinwirken sollte, die Bewegung der schlammigen Masse nach dem Hafen hin unmöglich zu machen, wurde so nahe an die Mauer herangerückt, als es die vortretenden Schrägpfähle gestatteten. Um die späteren Baggerarbeiten nicht zu verhindern, sind ferner die Köpfe der Pfähle bis 0,5 m unter die planmäßige Hafensohle hinuntergejungfert worden.

Der Pfahlrost hinter der Mauer soll die weiche Schlammschicht entlasten, indem durch ihn das Gewicht der hinter der Mauer lagernden Bodenmassen auf den festen Sanduntergrund übertragen wird.

Fig. 8, Taf. VI stellt denjenigen Querschnitt der Mauer dar, in welchem sowohl die größte Verschiebung, als auch die größte Versackung eingetreten ist. Die dunkel schraffierten Flächen zeigen das Mauerwerk, das von dem ursprünglichen Querschnitt wieder benutzt wurde, die gerissen schraffierten Flächen den abzubrechenden Teil und die hell schraffierten Flächen den Querschnitt der neuen Stirnmauer. Der vordere Teil des alten Pfahlrostes mußte entfernt werden, woher die vier Pfosten der vordersten Pfahlreihe dicht über dem Boden abgeschnitten, die Querholme gekürzt und der äußere Längsholm entfernt wurden.

Wo die Spundwand nur zum äußeren Schutz des Rostes dient, ist es am gebräuchlichsten, sie getrennt vom Rost anzuordnen (Fig. 6 u. 8, Taf. V). Ihre Tiefe ist dabei unabhängig von der des Rostes, muß aber genügend groß sein, um ein Unterwaschen unmöglich zu machen. Steht ein Überweichen der Spundwand etwa infolge des Erddruckes zu befürchten, so kann man sie durch Rostanker mit den Querswellen des Rostes verbinden, die an letztere mit Nägeln befestigt und außerhalb der Wand mit Muttern festgeschraubt werden (Fig. 9). Soll sie aber auch mit zum Tragen dienen, was namentlich bei Futtermauern häufig beabsichtigt wird, so ist es zweckmäßig, die Spundbohlen bei ausreichender Stärke (etwa 20 bis 25 cm) ebenso tief wie die Pfähle reichen zu lassen. In solchen Fällen stellt man die Wand den Pfählen möglichst nahe und läßt die Zangen und Bohlen des Rostes über die Spundwand reichen, setzt letztere

³⁹²⁾ Daselbst S. 532.

³⁹³⁾ Daselbst S. 534.

auch wohl dicht an die Pfähle und verbindet die Holme beider durch eiserne Bolzen (Fig. 11).

Um die Ausführung zu vereinfachen, hat man die vorderen Rostpfähle mit Nuten versehen und zwischen ihnen die Spundbohlen eingesetzt (Fig. 10). Diese hauptsächlich in Frankreich mehrfach angewandte Ausführungsart erschwert indessen die Herstellung der Spundwand.

Zuweilen hat man auch die vordere Pfahlreihe ganz fortgelassen und an deren Stelle die Spundwand gesetzt, siehe u. a. bei den Docks zu Hull (Fig. 20, Taf. V).

Wo die Spundwand wesentlich den Zweck hat, das Nachsinken des Erdreiches zu verhüten und den Seitendruck auf die Rostpfähle zu übertragen, steht sie wohl hinter der ersten Pfahlreihe (Fig. 12). Mehr zu empfehlen ist indessen in solchem Falle die Anordnung hinter dem Rost nach Fig. 21 und die gleichzeitige Sicherung gegen Überweichen durch Einsetzen von Strebpfählen. (Schrägpfähle s. unten unter 4.)

Bei Schleusen, Wehren u. dergl. Anlagen dienen die Spundpfähle zum Abschließen von Wasseradern und zur Verhinderung der Wasserbewegung unterhalb des Rostbelages. Sie werden dabei unter dem Rost und mit diesem oft fest verbunden angeordnet, teils neben einer Pfahlreihe, teils gleichzeitig als Ersatz einer solchen und dann auch zum Tragen bestimmt. Bei Fachbäumen für Wehre u. s. w. kommt häufig eine Verbindung nach Fig. 15 vor. Über die Ausführung der Spundwände vergl. § 6 u. 7.

2. Abweichende Ausführungen. An Abweichungen von den bisher erörterten Ausführungen sind folgende zu erwähnen:

a) Die Pfähle der einzelnen Reihen stellt man nicht einander gegenüber, sondern versetzt sie, um sie in gleichen Abständen voneinander anordnen zu können. Der Zweck, den Boden zu verdichten, wird damit besser erreicht (vergl. Fig. 24, Taf. V).

b) Die Holme werden auf den Rostpfählen nicht mittels Nut und Zapfen, sondern mit Holzschrauben oder langen Nägeln befestigt. Die Auflagerung der Grundswellen auf die Pfähle wird dadurch eine vollkommenere, weil es bei der Anarbeitung der Zapfen kaum möglich ist, diese so genau auszuführen, daß die ganze Berührungsfläche zwischen Pfahl und Holm zum Tragen kommt (s. Fig. 7, Taf. V, neue Londonbrücke).³⁹⁴⁾

c) Die Zangen werden nicht so tief mit den Grundswellen verkämmt, daß ihre Oberfläche in gleiche Höhe mit der des Bohlenbelages zu liegen kommt (nach Fig. 13); sie ragen vielmehr über letztere hervor (Fig. 14, Taf. V). Bei Herstellung des Grundmauerwerkes in Backsteinen macht man diesen Vorsprung meist der Stärke einer Backsteinschicht gleich. Zweck dieser Anordnung ist, die Zangen weniger zu schwächen. Der mitunter angeführte weitere Vorteil, daß eine Verschiebung des Mauerwerkes auf dem Rostbelage damit besser verhindert werde, ist nur selten von Bedeutung.

d) Die Zangen werden, nach der besonders in Frankreich üblichen Ausführungsweise, ganz fortgelassen und die Grundswellen ebensowohl in der Längsrichtung, wie der Quere nach gelegt. Da hierbei an die Stelle jeder Querschwelle eine bedeutend schwächere Bohle tritt, so wird an Kosten gespart.

Da die Zangen die Langswellen in gleichen Abständen erhalten und ihr Ausweichen nach der Seite verhindern sollen, diese Bewegung aber nur selten zu befürchten ist, außerdem ein Querverband durch den Bohlenbelag erreicht wird, so erscheint das

³⁹⁴⁾ Bei der 1872/75 erbauten Elbbrücke bei Pirna hat man Holzschrauben angewandt und diese 40 cm lang, 3 cm stark gemacht. — Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.

Fortlassen der Zangen in den meisten Fällen statthaft. Perronet hat in solchen Fällen ein starkes, an den Ecken überblattetes, Rahmholz um den Rost gelegt und in dieses die einzelnen Grundswellen schwalbenschwanzförmig eingelassen (vergl. Fig. 4 u. 5, Taf. V, Brücke bei Neuilly; auch Fig. 3, Alma-Brücke in Paris, erbaut 1854/55).

e) Zuweilen fehlt der Bohlenbelag und das Mauerwerk ruht unmittelbar auf den Grund- und Querswellen. Es wird damit beabsichtigt, das Mauerwerk in Verbindung mit den Rostfeldern zu bringen, um alle leeren Räume zu vermeiden.

f) Es werden sowohl die Belagbohlen, wie auch die Verbandhölzer des Rostes fortgelassen und das Mauerwerk stützt sich unmittelbar auf die Pfähle. Bei zusammenpressbarem Boden läßt man um die Pfähle und auch über ihnen einen Spielraum, sodafs eine gewisse Bewegung eintreten kann, ohne dafs dadurch das Bauwerk in seinem Zusammenhange gestört wird. Bei nachgiebigem Boden hat dieses Verfahren manche Bedenken, dagegen wird es bei der Vereinigung des Pfahlrostes mit der Betongründung und besonders in solchen Fällen mit Vorteil angewandt, wo der Pfahlrost nur den Zweck hat, bei etwa eintretenden Unterspülungen des an sich tragfähigen, aber leicht beweglichen oberen Bodens die Last des Bauwerkes alsdann auf tiefere Schichten zu übertragen und so im Notfall als Stütze zu dienen. (Vergl. Betongründung, § 28 unter 3., S. 159 bis 161, Fig. 42, Taf. II, Fig. 23 u. 25, Taf. V.)

g) Eine erhebliche Verminderung der Gründungskosten wird durch das bei geringerem Stromangriff und für unwichtigere Bauwerke zuweilen angewandte Verfahren, den Rostbelag zu versenken, herbeigeführt, indem dabei Fangdämme und Wasserschöpfen ganz wegfallen. Die Pfähle werden hierzu unter Wasser in richtiger Höhe abgeschnitten und die Räume zwischen ihnen sorgfältig verfüllt, wobei ähnliche Vorsichtsmafsregeln wie bei der Senkkastengründung (§ 30, S. 172) zu beachten sind. Der Rostbelag kann im Ganzen verbunden, herbeigeföst und zwischen Lenkstangen durch Aufbringen einer Belastung versenkt werden. Vorher eingesetzte Nägel werden mittels eines Aufsetzers in die Pfähle eingeschlagen und dadurch die Belagshölzer vorläufig befestigt. Nach richtiger Lage des Belages können dann die Steine der untersten Mauerschicht unter Wasser, welches natürlich nur niedrig über dem Belage stehen darf, versetzt und die Fugen nachträglich mit hydraulischem Mörtel ausgegossen werden, worauf das weitere Mauerwerk in gewöhnlicher Weise hergestellt wird.

Der Rostbelag kann auch stückweise auf die Pfähle gebracht werden, indem zuerst die Schwellen zwischen Leitstangen versenkt und mit den Pfählen befestigt werden, und darauf in gleicher Weise mit dem aus einzelnen Tafeln bestehenden Bohlenbelag verfahren wird.

3. Hoher oder hoch liegender Pfahlrost. Statt eines niedrigen Pfahlrostes wird in manchen Fällen ein hoher angeordnet, der dann bis nahe unter den niedrigsten Wasserstand reicht. Für Brückenpfeiler kommt diese Anordnung seltener (ein Beispiel zeigt die Gründung der Alma-Brücke in Paris, Fig. 3, Taf. V), für Kaimauern und Molen dagegen häufiger zur Anwendung (s. die Fig. 1 bis 11, Taf. VI), weil durch das höhere Hinaufragen der Pfähle die Mauermaße eine geringere zu sein braucht, wodurch die vom Pfahlrost zu tragende Last verkleinert wird.

Eine Umschließung der Baugrube findet meist auch hier statt, es wird aber wegen der geringeren Wassertiefe über der Fundamentsohle der Wasserdruck geringer und infolge dessen die Ausführung einfacher und weniger kostspielig.

Da bei der hohen Rostlage die Pfähle erheblich über den festen Boden hervorragen, so sind sie nicht allein auf Knicken beansprucht und in diesem Sinne zu be-

rechnen, sondern es wird auch noch die Aufwendung besonderer Mittel erforderlich, um sie in ihrer Stellung zu sichern und zwar:

- a) Vorherige Verdichtung des Bodens durch Sandschüttungen und etwaige spätere Anwendung einer die Pfahlköpfe zusammenhaltenden Betondecke.
- b) Rahmenartige Führungskasten, welche durch Belastung mit Steinen versenkt werden und in ihren offenen Teilen zur Aufnahme und sicheren Führung der einzurammenden Pfähle dienen.
- c) Steinschüttungen, welche nach dem Einrammen der Pfähle zwischen den vorragenden Pfahlköpfen ausgeführt werden.
- d) Faschinen, welche vor dem Einrammen der Pfähle versenkt werden.
- e) Anwendung von Schrägpfehlern und Verankerungen.

Zu a) In einem Moorboden werden die Pfähle, selbst wenn sie bis in den festen Boden reichen, nur eine geringe seitliche Widerstandskraft zeigen, weil der halbflüssige Zustand des Bodens ein seitliches Ausweichen gestattet und selbst, wenn ein solcher Pfahlrost mit der Rostdecke in den Schlamm Boden zu stehen kommt, ist er in ähnlicher Lage wie ein hoher Pfahlrost und als solcher anzusehen. Wesentlich verbessert wird die Standfähigkeit eines solchen Pfahlrostes daher durch eine Verdichtung der oberen Schichten, wobei in gewissen Fällen noch Verstrebungen, Anbringungen von Herdmauern, Bettungen u. s. w. von Nutzen sein können, wie nachstehende Beispiele zeigen.

α. Für unbedeutendere Brücken der Eisenbahn von Lorient nach Nantes³⁹⁵⁾ in Frankreich hat man, wenn die Brücken außerhalb des Flußlaufes ausgeführt werden konnten und der Felsen tiefer als 4 bis 5 m unter dem Boden lag, zunächst den Bauplatz überschüttet, als wenn es sich um die Herstellung eines Dammes statt einer Brücke handelte, dann nach erfolgter Verdichtung des Untergrundes den Damm wieder entfernt und in dem verdichteten Boden einen Pfahlrost hergestellt.

Bei einer Brücke von 15 m Breite mit eisernem Überbau mußte, obwohl zwischen den Rosten der Widerlager eine Verstrebung angebracht war, noch ein Herdmauerwerk in Beton von 1 m Stärke zwischengebracht werden, da eine Verdrehung der Pfeiler in der Weise eintrat, daß sie sich unten etwas näherten und oben voneinander entfernten. Dies tritt insbesondere dann leicht ein, wenn die Einsenkung des Bodens durch die künstliche Belastung nicht tief genug hinabreicht und die unteren Schichten in zu großer Ausdehnung weich bleiben. Es empfiehlt sich daher in solchen Fällen, eine erhebliche Belastung durch die Überschüttung zu erzeugen und dieselbe längere Zeit einwirken zu lassen.

Bei einer anderen Brücke derselben Bahnlinie mit mehreren Öffnungen von 15 und 18 m Weite, mit Steinpfeilern und eisernem Überbau in einem Damme von 4 m Höhe auf einer Moorschicht von 10 bis 13 m Tiefe, gestalteten sich die Verhältnisse bei den Stirnpfeilern, obwohl der vor der Gründung aufgebrachte Boden bis zu 10 m einsank, besonders dadurch noch schwieriger, daß nach Maßgabe der Wasserstände des durchzuleitenden Flusses der Rost ziemlich tief unter der Oberfläche des Geländes verbleiben mußte. Die Bewegungen in den Stirnpfeilern wurden so erheblich, daß eine doppelte Versteifung zwischen den Rosten sämtlicher Pfeiler und die Ausfüllung des Zwischenraumes dieser wagerechten Verstrebungen durch ein Herdmauerwerk in Beton von 1,5 m Stärke notwendig wurde. Bei einer weiteren Brücke mußte sogar zu einer Verlängerung des Pfahlrostes nach hinten geschritten werden, um zu verhüten, daß der Damm unmittelbar hinter dem Stirnpfeiler auf den schlammigen Untergrund drückte und dadurch das Bauwerk in seiner Standfestigkeit bedrohte.

β. Für die Gründung der Kaimauer auf der Halbinsel Feyenoord³⁹⁶⁾ bei Rotterdam wurden ebenfalls Sandschüttungen vor dem Einrammen der Pfähle des Pfahlrostes verwendet, der sich dabei auf eine verhältnismäßig große Breite landeinwärts erstreckte. Die quer zur Längsrichtung der Mauer reihenweise angeordneten Rostpfähle sind durch Gurthölzer und Schwerter zu einem in sich steifen Gerüst verbunden. Außerdem ist in der Längsrichtung der Mauer unter der Mitte des Rostes eine 8 cm starke Bohlwand angeordnet und von 3 zu 3 Pfahlreihen sind zwischen die Rostpfähle ähnliche Bohlwände gesetzt, um die Wirkung von Längsströmungen auf die schwach gedeckten Böschungen unter der Rostoberfläche aufzuheben.

³⁹⁵⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273 und Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 358.

³⁹⁶⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1876, S. 263.

7. In Verbindung mit Sandschüttungen hat man die Gründung auf Pfahlrost mit oberer Betondecke beim Bau der Langenbrücke über die Dahme bei Köpenick³⁹⁷⁾ zur Anwendung gebracht. Die vier Brückenpfeiler mußten bei Wassertiefen von 5 bis 6 m erbaut werden. Der tragfähige Baugrund lag unter einer Schlammsschicht und wurde an einer Stelle erst 14 m unter Mittelwasser bei einer Mächtigkeit der Schlammsschicht von 8 m erreicht. Die Dahme hat hier eine so geringe Strömung, daß sie fast als ruhiges Gewässer erscheint. Deshalb konnte die Gründung durch Sandschüttung vorbereitet und erleichtert werden, indem durch Verschüttung des Sandes der Schlamm an den Pfeilerbaustellen zur Seite gedrängt und die Wassertiefe auf etwa 3,5 m ermäßigt wurde. Das danach erfolgte Einrammen der Rostpfähle ging in dem reinen und gleichmäßigen Sandboden anfangs sehr leicht von statten, bald aber wurde der Boden so verdichtet, daß die letzten Pfähle nur mit einer besonders kräftigen Dampfamme durch Schläge eines 1600 kg wiegenden Rammklotzes bei 4,5 m Fallhöhe einzutreiben waren. Das Einrammen der Umschließungswand für die Baugrube vollzog sich in dem stark verdichteten Sandboden nur schwer, aber doch gleichmäßig. Durch die Sandschüttung haben die langen Rostpfähle einen festen, gegen Seitendruck gesicherten Stand erhalten; durch die Betonlage, in welche die Pfahlköpfe 1,50 m weit hineinreichen, ist eine weitere Verspannung der Pfähle und eine möglichst günstige Verteilung des Druckes erreicht.

Zu b) Bezüglich der rahmenartigen Führungskasten kann auf die Gründung der Thames-Brücke bei New-London (s. § 30, S. 176) und den in Schweden gebräuchlichen Steinkistenbau (s. § 31, S. 178) hingewiesen werden. In Amerika soll mehrfach das sogenannte Cashing-System zum Schutz der Pfähle angewandt werden, bei welchem man eine Gruppe von eingeramnten Pfählen mit einem Blechmantel umgibt und den Zwischenraum zwischen den Pfählen und dem Blechmantel mit Beton ausfüllt.³⁹⁸⁾

Zu c) Steinschüttungen bilden zwischen den Pfahlköpfen hoher Pfahlroste, namentlich bei Seebauten, eine gute Versteifung, solange der Boden nicht zu schlammig und nachgiebig ist, sodafs sie dadurch zu tief einsinken und nicht zur Ruhe kommen. Sie sind nach dem Vorschlage von Hagen³⁹⁹⁾ bei den Molenbauten der Ostseehäfen: Swinemünde, Rügenwaldermünde und Pillau, wo Sandboden vorherrscht, mit Vorteil verwendet worden, während in Stolpmünde, angeblich wegen zu rascher Bauausführung und ungenügender Verankerung, der Bau während eines heftigen Sturmes teilweise einstürzte.⁴⁰⁰⁾ Die Steinschüttung muß nach Hagen einige Jahre ruhen, bevor mit dem darauf zu errichtenden Mauerwerk begonnen werden darf, damit die Steine, durch den Wellenschlag der Stürme zusammengerüttelt, eine feste Lagerung erhalten, wobei sich die Zwischenräume mit Sand ausfüllen. Auch kann dann noch eine Auffüllung eingesackter Stellen stattfinden.

Ist aber der Untergrund sehr schlickhaltig, so werden die Steine schon durch ihre Schwere tief in den Boden einsinken, die Zwischenräume füllen sich statt mit Sand, mit Schlickmasse aus, welche die Steine glatt und schlüpfrig macht und deren Druck auf die Pfähle und Pfahlwände erhöht, sodafs diese auseinandergetrieben und infolge dessen stärkere Pfahlwände und Verankerungen nötig werden. In solchen Fällen ist es daher besser, die unter d) besprochenen Senkfaschinen, oder wenigstens kleinere Steine, Gerölle oder Steinschlag zwischen den Pfahlköpfen zu verwenden, wie dies die nachstehenden Beispiele der Ufermauern im Hafen von New-York und Boston (s. Fig. 9 u. 11, Taf. VI) zeigen, bei welchen an beiden Orten der Untergrund auf großen Tiefen aus schlammigem Klai Boden bestand.

³⁹⁷⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 358.

³⁹⁸⁾ Vergl. Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, Anm. 56, S. 39.

³⁹⁹⁾ Seeufer- und Hafenaubau, III. Bd., § 57.

⁴⁰⁰⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 539.

a. Bei der Bauausführung der Ufermauer im Hafen von New-York⁴⁰¹⁾ wurde zunächst die Baustelle auf die erforderliche Tiefe ausgebaggert, hierauf wurden die Pfähle eingerammt und durch Taucherarbeit miteinander verbunden. Alsdann erfolgt das Abschneiden der drei vorderen Pfahlreihen unter Wasser mit Kreissägen, sowie das Aufbringen des über Niedrigwasser liegenden oberen Rostes. Nunmehr wurde die Steinschüttung lagenweise vorgenommen, und zwar so, daß zwischen den Pfählen Kleinschlag, außerhalb derselben dagegen gröfsere Schüttsteine abgestürzt wurden. Nachdem die Schüttung zwischen den vorderen Pfahlreihen durch Taucher eingeebnet war, erfolgte die Versetzung der künstlichen Betonblöcke, welche das Granitmauerwerk unterstützen. Der als Hintermauerung desselben dienende Betonklotz wurde an Ort und Stelle durch Schüttung hergestellt. Zur Hinterfüllung verwendete man Bauschutt und Baggererde, falls letztere nicht geradezu flüssig war (s. Fig. 9, Taf. VI).

Da sich an einigen Stellen Bewegungen in der Ufermauer zeigten, so wurde auf Antrag des mit der Bauleitung beauftragten Obergeringieurs ein Sachverständigen-Ausschufs eingesetzt, welcher die bisherigen Ausführungen prüfen und erforderlichenfalls Abänderungsvorschläge machen sollte. Aus den Untersuchungen dieses Ausschufs hat sich ergeben, daß die Bewegungen nur in einer stellenweise stattgehabten Verschiebung der ganzen Mauer, einschließlic der Fundierung, bestehen, daß dagegen eine Neigung zum Kippen sich nirgends kundgegeben hat. Da solche Verschiebungen in dem weichen Boden überhaupt nicht zu vermeiden sind, so empfahl der Ausschufs die Beibehaltung der gut bewährten und verhältnismäfsig billigen Herstellungsweise. Mit Rücksicht darauf, daß durch die wirbelnden Bewegungen des Wassers beim Ingangsetzen der Schiffsschrauben der wasserseitige Fuß der Steinschüttung aufgewühlt und ein Nachstürzen der Schüttsteine vom Fusse der Betonblöcke aus herbeigeführt werden kann, wird vorgeschlagen, die Betonblöcke noch etwa 0,50 m tiefer hinabreichen zu lassen, um das Pfahlwerk besser gegen den Bohrwurm zu schützen, der ihm in der jetzigen Höhe unter Umständen gefährlich werden könnte. Ferner hielt es der Ausschufs für angemessen, die Steinschüttung nahezu gleichmäfsig auf beide Seiten der Pfahlwerke zu verteilen und auf die Rückseite nur so viel Mehrlast zu bringen, als der Absteifung durch die Strebepfähle entspricht. Schließlic riet der Ausschufs, die Granitmauer erst einige Zeit nach Fertigstellung der übrigen Arbeiten auszuführen, wenn die Steinschüttung sich vollständig gesetzt hat.

ß. In ähnlicher Weise wurde bei der Gründung der Ufermauer im Hafen zu Boston⁴⁰²⁾ (Massachusetts) verfahren (s. Fig. 11, Taf. VI). Längs der Ausdehnung der Mauer wurde eine Vertiefung ausgebaggert, der Pfahlrost geschlagen und mit Steingerölle ausgefüllt. Die Pfähle sind aus Tannenholz, haben am unteren Ende einen Durchmesser von 25,4 cm, am oberen Ende einen solchen von 15,2 cm und stehen 10,65 m unter dem mittleren Niederwasser, mindestens 4,57 m im dichten Thonboden.

Zu d) Senkfaschinen sind namentlich aus den unter c) berührten Gründen als Aussteifung hoher Pfahlroste in schlammigem Boden vorzuziehen und vielfach in Holland gebräuchlich, wo der Faschinenbau überhaupt sehr verbreitet ist. Beispiele dieser Art zeigen die Kaibauten bei Rotterdam (s. Fig. 26, Taf. V), die unter sehr ungünstigen Bodenverhältnissen, bei einer sehr tiefen Lage des tragfähigen Sandbodens unter weichen Moor- und Dargschichten, welche den Rostpfählen wenig Halt gegen seitliches Kippen boten, hergestellt werden mußten.⁴⁰³⁾ Auch bei dem Molenbau im Brunsbütteler Hafen (s. Fig. 1 bis 6, Taf. VI) hat man es aus den erwähnten Gründen vorgezogen, Faschinenpackungen zur Aussteifung der Pfähle zu verwenden und die Mauer selbst unmittelbar auf den Pfahlrost zu setzen, da bei dieser Ausführungsweise die Pfahlwände fast keinen seitlichen Druck erleiden und bei etwaiger Beschädigung der Pfahlwand von aussen, die Auswechselung der Pfähle ohne Schwierigkeiten und mit geringen Kosten erfolgen kann, weil weder ein Nachstürzen des Füllmaterials, noch eine Beschädigung des oberen Mauerwerkes zu befürchten ist. Eine Faschinenpackung ist auch dichter und um die Hälfte billiger, als eine Steinschüttung, nur prefst sie sich allmählich zusammen und muß von Zeit zu Zeit eine neue Decklage erhalten, was bei der Ausführungsweise der

⁴⁰¹⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 84 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 38.

⁴⁰²⁾ Engng. news 1898, März, S. 191.

⁴⁰³⁾ Über neuere Beispiele vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 353 ff.

Brunsbütteler Molen vom gangartigen, von oben zugänglichen, unter der Mole und um den Molenkopf sich herumziehenden Hohlraum aus leicht zu bewerkstelligen ist⁴⁰⁴⁾ (siehe Fig. 1 bis 3, Taf. VI).

α. Bei der Bauausführung der genannten Molen⁴⁰⁵⁾ wurden, nach Ausbaggerung der Baugrube auf 15 m Breite, zunächst die beiden mittleren Reihen der Jochpfähle des Pfahlrostes der Mauer durch zwei unmittelbar wirkende Dampfkrannen von 1400 kg Bärge wicht und 1,4 m Hub, die gemeinsam auf einem Pralm in der planmäßigen Entfernung von 4,3 m aufgestellt waren, gerammt. Die Pfähle waren 2 m länger als notwendig beschafft, und ragten daher bis zur gewöhnlichen Hochwasserhöhe hinauf. Die Anfertigung der meist 20 m langen, zwischen 8 und 9 m breiten (für den Molenkopf 13 m breit) und 1,5 m hohen Sinkstücke (s. Fig. 6, Taf. VI) erfolgte hierauf auf einem an die gerammten Pfahlreihen angehängten Gerüst, das zur Ebbezeit, nachdem das Wasser etwa 1,5 m tiefer als die Pfahlköpfe sich eingestellt hatte, hergestellt wurde, indem sogenannte Schlitten zwischen die in der Längsrichtung der Molen um 1,25 m von einander entfernten Jochpfähle geflößt und in genau gleicher Höhenlage an 4 eisernen Klammern aufgehängt wurden. Diese Schlitten bestanden aus je 4 miteinander verbundenen, 20 cm hohen und 15 cm breiten Balken, deren Länge reichlich der unteren Breite der Sinkstücke gleichkam. Jede Trosse war mit der einen Klammer fest verbunden, während sie an der anderen einen leicht zu lösenden Knoten hatte (s. Fig. 5, Taf. VI). Zu dem unteren Rost des Sinkstückes wurden Eisenbänder aus 2 zusammengeflochtenen Drähten von je 3,5 mm Durchmesser verwandt. Statt der Luntleine kam 1,5 mm starker geglähter Draht zur Verwendung. Nach Fertigstellung des unteren Rostes wurde mit dem Aufbringen der Faschinen und des oberen Rostes begonnen, was sehr rasch geschehen mußte, da das Versenken vor Eintritt des nächsten Hochwassers erfolgte. Sobald das Sinkstück fertig gebunden war, wurde an dem äußeren Rande entlang eine Faschinenwurst befestigt, um das Herunterfallen der Beschwerungssteine zu verhüten. Vor dem Aufbringen der Beschwerungssteine wurden sämtliche löslichen Knoten der Trossen, in denen die Schlitten hingen, auf einmal gelöst und dann die Schlitten unter dem Sinkstück seitwärts hervorgezogen und zwischen diejenigen Pfahljoche geflößt, zwischen denen das nächste Sinkstück hergestellt werden sollte. Zur vollständigen Auspackung waren 5 Lagen von Sinkstücken erforderlich. Für die Südost-Mole wurden 35, für die Nordwest-Mole 77 Sinkstücke hergestellt und versenkt mit einem Gesamtvolumen von 32000 cbm.

Nach Versenkung der Sinkstücke wurde mit den Rammarbeiten fortgefahren, wozu die bisher gerammten Pfähle verholmt und auf den Holmen Schienen verlegt wurden, die der Doppelramme ein Fahrgleis boten. Diese schlug zunächst die lotrechten Pfähle der beiden Pfahlreihen für den Unterbau des Molenmauerwerkes, welche durch die 7,5 bis 8 m starken Buschkörper der Sinkstücke hindurch gerammt werden mußten, was ohne große Schwierigkeiten gelang und nicht einmal Pfahlschuhe oder sonstige Hilfsmittel notwendig machte. Der Doppelramme für die senkrechten Pfähle folgte eine zweite Doppelramme für die Schrägpfähle des Pfahlrostes und dieser endlich eine dritte für die beiden äußeren Schrägpfahlreihen (s. Fig. 4, Taf. VI), welche Bären von 1800 kg Gewicht, bei 1,7 m Fallhöhe hatte und ebenfalls unmittelbar wirkend war.

Nach Beendigung dieser Rammarbeiten wurden die Pfähle der beiden mittleren Pfahlreihen mit ihren Köpfen auf dieselbe Höhe niedergeschlagen, wie die übrigen und die Holme und der Rostbelag aufgebracht. Die Pfähle der mittleren Reihen stecken also 2 m tiefer im Boden, als die übrigen und als im Entwurf vorgesehen war.

Das Ausfüllen des Zwischenraumes zwischen den Sinkstücken und den Schrägpfahlwänden mit Senkfaschinen und Steinen konnte, nach der angeführten Quelle, wegen starker Schlickablagerungen nur in der Weise geschehen, daß man den Schlick durch Verstärken der Steine nach Möglichkeit zu verdrängen suchte und auf diese Steine die Senkfaschinen packte und kräftig belastete.

β. Für die Kaianlage in Rotterdam hat man in einem Falle (s. Fig. 26, Taf. V) sowohl der Kostenersparnis wegen, als auch zur geringeren Belastung der in den verschiedenen Neigungen eingeschlagenen bis 18 m langen Pfähle, den unteren Teil der Uferbekleidung durch breite, regelmäßig aufeinander gelegte Sinkstücke ersetzt, jedes 0,5 m stark und nur mit Klaiboden beschwert, um den durchzutreibenden Rostpfählen möglichst wenig Widerstand entgegenzusetzen. Bei einer Gesamtdicke von 2,5 m und einer unteren Breite von 13 m, von der 8 m hinter der massiven oberen Mauer liegen und von der Hinter-

⁴⁰⁴⁾ Vergl. Fülcher. Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 541.

⁴⁰⁵⁾ Vergl. daselbst S. 543 ff.

füllungserde bedeckt werden, gewährt dieser Faschinenkörper einen äußerst wirksamen Schutz gegen das Überweichen der hoch über dem festen Boden hervorragenden Rost- und Ankerpfähle.⁴⁰⁶⁾

e) Schrägpfähle und Verankerungen. Wenn der Pfahlrost nicht nur lotrechten, sondern auch seitlichen Druck erfährt, wird diesem, wie dies bereits kurz erwähnt und wie es die besprochenen Beispiele mehrfach zeigen, durch Anwendung einer Anzahl von Schrägpfählen (s. Fig. 21 u. 26, Taf. V und Fig. 8 bis 11, Taf. VI), oder durch die Stellung aller Pfähle in die zu erwartende Druckrichtung (s. Fig. 20, 25 u. 26, Taf. V), oder endlich durch gleichzeitige Schrägstellung der Fundamentsohle senkrecht zur Druckrichtung (s. Fig. 20 u. 25, Taf. V), entgegengewirkt werden müssen. Wo eine solche Schrägstellung der Pfähle nicht ausführbar ist, müssen diese entsprechend verankert oder verstrebt werden⁴⁰⁷⁾ (s. Fig. 10, Taf. VI).

Auch bei den oben besprochenen Molen in Brunsbüttel machte sich der Mangel von zweckentsprechend angeordneten Schrägpfählen unter dem Rost, die beim Entwurf im Hinblick auf die große Breite des Faschinenkörpers nicht für notwendig erachtet worden waren, insofern geltend, als sich nach der Fertigstellung der Molen zeigte, daß sie unter der Einwirkung der wechselnden Wasserstände ständig in Bewegung waren.⁴⁰⁸⁾ Bei Ebbe neigten sich die Molen etwas über, bei Flut richteten sie sich wieder auf, wobei sich Risse in der Mauer öffneten und wieder schlossen. Infolge dessen wurden hinter der Südwest-Mole 11, hinter der Nordwest-Mole 24 Verankerungen angebracht, die an den Stellen, wo die Risse sich zeigten und die Bewegung am größten war, 4 m, an den zwischenliegenden und anschließenden Stellen 8 m voneinander entfernt angeordnet wurden und aus Böcken bestanden, von deren Köpfen je ein starker, schmiedeiserner, verzinkter, mit einem Spansschloß versehener Anker unter dem Molenmauerwerk her nach je einem Querholm des Pfahlrostes geführt war. Jeder Bock bestand aus zwei 13 m langen, lotrechten und zwei 15 m langen, mit der Neigung 1:2 eingerammten kiefernen Pfählen von 35 cm Durchmesser. Seit dieser Verankerung sind weitere Bewegungen der Molen nicht beobachtet worden. Fälscher betont aber an der durch die Anmerkung 408 angezogenen Stelle, daß unter ähnlichen Verhältnissen, wo durch den Schlick, der sich in kurzer Zeit und bis zu großer Höhe hinter den Molen ablagerte, ein sehr starker einseitiger Druck gegen den Faschinenkörper ausgeübt wird, eine Aussteifung durch Schrägpfähle, wie sonst bei Pfahlrosten unter Ufermauern üblich, sehr zu empfehlen ist.

4. Die **Kosten** des eigentlichen Pfahlrostes sind in ihrem Hauptbetrage von den Preisen der Baustoffe und von den Kosten der Rammarbeiten abhängig. Das Aufbringen der Rost- und Belaghölzer nebst den zugehörigen Arbeiten verursacht einen nur geringen Prozentsatz von den Gesamtkosten und dieser wird durch die Anordnung des Rostes wesentlich mit bedingt. Letzteres gilt auch von den vorläufigen Anlagen für Umschließung und Trockenlegung der Baugrube (vergl. § 19 u. 20). Über die Kosten der Rammarbeiten sind im § 10 Angaben enthalten. Die Preise für die Baustoffe, namentlich für Holz, ändern sich aber nach Zeit und Ort der Verwendung so sehr, daß es ohne Wert sein würde, hier Durchschnittssätze aufzustellen. Mehr als bei den meisten übrigen Gründungsarten werden hier die Kosten durch die besonderen Orts- und Zeitverhältnisse beeinflusst, sind aber in jedem Falle nach den Materialpreisen und den in den früheren Paragraphen besprochenen Arbeitsleistungen annähernd zu ermitteln. Einige Beispiele für die Kosten ausgeführter Pfahlrostfundierungen lassen wir folgen.

α. Bei der Elbbrücke bei Pirna (1872/75) sind 4 m lange Rostpfähle von 490 qcm Querschnitt in durchschnittlich 0,85 m Abstand (f. d. qm 1,6 Stück Pfahl) verwendet worden.⁴⁰⁹⁾ Die Gesamtkosten des eigent-

⁴⁰⁶⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1874, S. 371.

⁴⁰⁷⁾ Über neuere Pfahlrostgründungen vergl. ferner: Pfahlrost bei Brückengründungen. Railroad Gazette 1892, II. S. 665. — Über Pfahlrostgründungen in Chicago. Engng. news 1893, II. S. 228. — Gründungen von Brückenpfeilern, im besonderen auf Pfahlrost. Engng. 1893, II. S. 244. — Verschiedene Gründungsarten. Engng. news 1893, II. S. 301.

⁴⁰⁸⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 547.

⁴⁰⁹⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33 und Deutsche Bauz. 1877, S. 137.

lichen Pfahlrostes, dessen Tiefe unter Niedrigwasser in Tabelle XV angegeben ist, berechnen sich hier auf durchschnittlich 135 M. f. d. qm, wovon 26,25 M. auf 1 Rostpfahl von 490 qcm Querschnitt und 4 m Länge, 20,60 M. auf 1 Spundpfahl von 0,14 m Stärke und 4 m Länge, 31,50 M. auf 1 Nutpfahl, 15,75 M. auf 1 qm Verschwellung, 6,50 M. auf 1 qm Bohlenbelag, 35,50 M. auf 1 cbm Cementbeton zur Ausfüllung der Rostfelder entfallen.

Zu den eigentlichen Kosten des Pfahlrostes treten noch diejenigen für Fangdämme, Wasserschöpfen, Baggerung, Gerüste u. s. w., deren Betrag aus folgender Zusammenstellung der Kosten der Ausführung bis zur Wasserhöhe zu entnehmen ist:

	Strom- Gruppenpfeiler M.	Linksseitiger Strompfeiler M.
Fangdamm	19 523	11 957
Ausbaggerung	500	709
Wasserschöpfen	5 639	2 911
Pfahlrost	30 336	7 692
Mauerwerk	38 251	17 503
Gerüst, Aufsichts- und Insgemeinkosten, Lokomobilen und Rammen anteilig geschätzt	17 495	2 860
	111 744	44 007
Ab der Wert des alten Materials	—	3 342
Bleiben Kosten	111 744	40 665

β. Weitere Angaben über vorerwähnte Brücke und über drei Rheinbrücken mit Pfahlrostgründung sind folgender Zusammenstellung zu entnehmen.

Tabelle XV. Zusammenstellung der Kosten einiger Pfahlrostgründungen.

	Elbbrücke bei Pirna		Strompfeiler der Rheinbrücke		
	Stromgrup- penpfeiler	Linksseitiger Strompfeiler	bei Waldshut	bei Konstanz	bei Mannheim
Tiefe der Rostpfahlspitzen unter Niedrigwasser m	6—6,5	6,5—7	10	18	10
„ des Rostbelags (Fundamentsohle) „ m	2,83	3,4	2,5	2,8	2,7
Fläche der Fundamentsohle eines Pfeilers qm	233	124	72	100	265
Kubikinhalt des Pfeilermauerwerkes unter Niedrigwasser cbm	636	387	—	—	—
Pfeilerhöhe über Niedrigwasser m	—	—	12,9	7,4	12,25
Kubikinhalt eines ganzen Pfeilers cbm	—	—	700	475	1800
Kosten der Ausführung bis zur Wasserhöhe im Ganzen M.	111 744	40 665	—	—	—
f. d. cbm Mauerwerk „	175	105	—	—	—
f. d. qm Sohlfläche „	480	327	—	—	—
Gesamtkosten eines Pfeilers im Ganzen „	—	—	97 500	85 000	190 000
f. d. cbm Mauerwerk „	—	—	139	179	106
Kosten des Mauerwerkes eines Pfeilers im Ganzen „	—	—	41 000	32 550	116 750
f. d. cbm „	—	—	58,6	68,5	64,8
Kosten der übrigen Arbeiten im Ganzen für je einen Pfeiler „	—	—	56 500	52 450	73 250
f. d. qm Sohlfläche „	—	—	785	524	276
Der Baugrund besteht aus	grobem Kies und Ge- schiebe, mit Sandstein- und Basaltwacken.		Kies und Gerölle.	preßbaren blaugrauen Letten.	Kies mit einzelnen Lettenab- lagerungen.
An Brückenöffnungen sind vorhanden	6 zu 30 m, 1 zu 24 m, 1 zu 20 m, 1 zu 16 m mit Gewölben.		1 zu 54 m 2 zu 36 m mit Gitter- trägern.	3 zu 40 m mit eisernen Bögen.	3 zu 87,4 m mit Gitter- trägern.

NB. Zur Aufbringung des Mauerwerkes auf den Pfahlrost sind bei den Rheinbrücken bei Konstanz und Mannheim hölzerne Senkkasten benutzt.

§ 35. Brunnen- und Röhrengründungen. Diese beiden ihrer Ausführungsweise nach ähnlichen, ihrem Wesen nach verschiedenen Gründungsarten werden häufig miteinander verwechselt.

Beiden gemeinsam ist, daß hohle, oben und unten offene röhren- oder kastenförmige Körper, meist mit Hilfe aufgebrachter Belastungen, unter Ausschachtung der den festen Baugrund überlagernden Bodenschichten in ihrem Innern, durch diese Schichten hindurch bis auf den tragfähigen Baugrund abgesenkt und dann mit Beton, Mauerwerk oder anderen geeigneten Füllstoffen ausgefüllt werden, sodafs ein Grundpfeiler entsteht, der eine auf ihn einwirkende Gebäudelast auf den festen Baugrund zu übertragen im Stande ist. Nur selten geschieht die Absenkung nicht bis zum festen Boden, sondern nur bis zu einer solchen Tiefe, die hinreichend ist, den Brunnen oder die Röhre infolge der Reibung der Mantelflächen am Erdreich vor einem tieferen Einsinken zu bewahren.

Die Art der Absenkung gestaltet sich also bei beiden Gründungsarten gleichartig, denn in beiden Fällen wird, sofern nicht die Bodenbeschaffenheit dieses verhindert, das Grundwasser während des Absenkens von unten in den durch die Wandungen umschlossenen Raum eintreten, sodafs die Beseitigung der lockeren Bodenschichten und später das Einbringen des Betons in der Regel unter Wasser zu geschehen hat. Soll die Brunnen- oder Röhrenfüllung aus Mauerwerk bestehen, so wird dieses nach Erhärtung der unteren Betonschicht und nach Ausschöpfen des Wassers über derselben, im Trockenem ausgeführt. Dabei ist es gleichgiltig, ob die Wandung des abzusenkenden röhren- oder kastenförmigen Körpers aus Stein, Holz oder Eisen besteht, wenn sie nur wasserdicht ist und insbesondere genügende Widerstandsfähigkeit gegen den von außen einwirkenden Erddruck aufweist.

Als Unterschied beider Gründungsarten wird jedoch mit Recht hervorgehoben⁴¹⁰⁾, daß bei der Brunnengründung der Brunnenmantel selbst einen wesentlichen Teil des herzustellenden Grundpfeilers bildet und mit zum Tragen des auf ihm zu errichtenden Bauwerkes dient, während bei der Röhren- und Kastengründung der Mantel nur eine Umhüllung des in seinem Schutze zu errichtenden Pfeilers bildet und somit mehr der Schachtzimmerung oder einer Verkleidung und Aussteifung der Baugrubenwandung entspricht.

In diesem Sinne wird in den folgenden Paragraphen die Besprechung der Brunnengründung von derjenigen der Röhren- und Kastengründung getrennt erfolgen.

Das Verfahren, röhrenförmige Körper aus Mauerwerk zu versenken, ist bekanntlich schon seit langer Zeit bei Herstellung von Brunnen und Schächten angewandt worden. In großem Maßstabe hat der ältere Brunel dieses Verfahren im Jahre 1825 beim Bau des Themsetunnels in London befolgt, wo ein cylindrischer Schacht von etwa 30 m Durchmesser bis auf die Sohle des Tunnels abgeteuft und später zur Aufnahme der Zugangsrampen benutzt wurde. Zu Burton in England ist 1861 ein Wasserbrunnen von etwa 12 m Durchmesser und 0,94 m starkem Ringmauerwerk auf 12 m Tiefe in Sand- und Kiesboden versenkt worden. Im Hafen von St. Nazaire in Frankreich wurden 1854 die Mauern der Hafendämme auf Senkbrunnen von 6 m im Quadrat und 1,5 m Wandstärke gestellt.⁴¹¹⁾ Bei der Gründung von Hochbauten sind gemauerte Brunnen

⁴¹⁰⁾ Vergl. Schmitt. Fundamente. Handbuch der Architektur, III. Teil, 1. Band, 2. Aufl. Darmstadt 1891. S. 366.

⁴¹¹⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 329.

in Deutschland u. a. beim Bau des Hamburger Bahnhofs zu Berlin im Jahre 1846 zur Anwendung gekommen.

Zur Gründung von Brückenpfeilern haben in Europa zuerst englische Ingenieure das Verfahren, cylindrische Körper zu versenken, angewandt und zwar in Form von gußeisernen Röhren; so Brunel im Jahre 1849 bei der Themsebrücke zu Windsor und Redman 1856 bei der Landungsbrücke bei Gravesend.⁴¹²⁾

Nach den günstigen Erfolgen, welche man mit dieser Gründungsart erzielt hatte, wurde beim Bau der ostindischen Eisenbahnen für die auf große Tiefe in beweglichen Flussbetten hinabzuführenden Brückenpfeiler ein ähnliches Verfahren in Aussicht genommen. Die schwierige und kostspielige Beschaffung des Eisens gab indessen Veranlassung, von diesem Material abzusehen und statt der gußeisernen Röhren Brunnen aus Ziegelmauerwerk abzuteufen, ein Verfahren, welches von den Eingeborenen Ostindiens schon seit Jahrhunderten bei Anlage von Wasserbrunnen und bei Gründungen befolgt sein soll. Die auf solche Weise (1860/62) gegründete Brücke über den Jumnafluß mit 14 Öffnungen zu je 62,5 m, bei der jeder Mittelpfeiler auf 10 Brunnen aus Ziegelmauerwerk ruht, die bei 4,1 m äußerem Durchmesser und 1,02 m Wandstärke bis etwa 13 m unter Niedrigwasser versenkt sind (s. Fig. 5 u. 6, Taf. VII), ist vorbildlich geworden.⁴¹³⁾

Nach dem Bekanntwerden dieses Bauwerkes hat die Gründung mittels gemauerter Senkbrunnen eine außerordentliche Verbreitung gefunden, in Deutschland namentlich seit 1865, nachdem Stein durch seine Bauten bei Stettin⁴¹⁴⁾, Buresch durch diejenigen an den oldenburgischen Eisenbahnen⁴¹⁵⁾ die Zweckmäßigkeit des Verfahrens auch für hiesige Verhältnisse nachgewiesen hatten. Sie eignet sich für Bauten der verschiedensten Art und für sehr bedeutende Gründungstiefen, sowohl wegen der Raschheit der Ausführung, als auch wegen der geringen Kosten. Sie hat besonders günstige Ergebnisse gezeigt, wenn Schichten von leicht beweglichen, durch Baggerung bequem zu entfernenden Bodenarten, wie Schlick, Moor, Sand, Kies, leichte Thonarten u. s. w. zu durchdringen waren, aber auch bei schwereren Bodenarten, namentlich Thon, sich oft vorteilhaft erwiesen. Der Fortgang der Arbeit wird nur sehr erschwert, wenn Hindernisse, wie Baumstämme, Holzreste und große Steine vorkommen, die zunächst entfernt werden müssen, ehe die weitere Senkung erfolgen kann (vergl. § 14, S. 78 bis 81). Das Beseitigen solcher Hindernisse ist meist sehr mühsam und, wenn nicht geschickte Taucher zur Verfügung stehen, oft so zeitraubend und kostspielig, daß dadurch die Vorteile dieser Gründungsart in hohem Grade beeinträchtigt werden können.

Bei näherer Besprechung der hierher gehörigen Gründungsarten mögen sie nach dem Material der Senkkörper und nach der Verwendungsart der Wandungen unterschieden werden in Gründungen mittels Senkbrunnen und mittels eiserner und hölzerner Röhren (Kastengründung).

⁴¹²⁾ Inzwischen hatte Stephenson 1852 die Pfeiler der Nilbrücke zu Kairo in dieser Weise gegründet.

⁴¹³⁾ Gründung der Eisenbahnbrücke über den Jumnafluß bei Allahabad in Ostindien. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 585; The Civilengineer 1863, Dezemberheft.

⁴¹⁴⁾ Vergl. Stein. Erweiterungsbauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn.

⁴¹⁵⁾ Vergl. Mitteilungen über die Fundierung großer Brücken von Buresch im Notizblatt des Arch.-u. Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen 1876, S. 121.

§ 36. Gründung mittels Senkbrunnen.

1. Gemauerte Senkbrunnen.

a) Form, Gröfse und Anordnung der Brunnen. Von den verschiedenen Grundriffsformen, welche man den gemauerten Senkbrunnen gegeben hat, ist die kreisrunde, wie sie bei Wasserbrunnen üblich ist, die für das Senken günstigste und gegen den seitlichen Bodendruck am meisten widerstandsfähige. Bei der konzentrischen Form des Senkkörpers zu dem Mittelpunkt der umschlossenen Fläche ist die Auflagerung auf den Boden am gleichmäfsigsten und das Eindringen der Bodenmassen von aufsen, besonders in leicht beweglichem Boden, bei der sich bildenden kegelförmigen Baggergrube am geringsten. Für sehr tiefe Gründungen wird diese Form noch jetzt von manchen Ingenieuren als die allein richtige bezeichnet. Jedoch ist in neuester Zeit unter schwierigen Verhältnissen (vergl. unter d., S. 210) die Gründung des Schutthaldepfeilers für die Kornhaus-Brücke in Bern mit einem Brunnen von länglich geformtem Querschnitt mit stichbogenförmigen Endabschlüssen (s. Fig. 20, Taf. VI) erfolgt und auch schon früher haben sich bei weniger bedeutenden Tiefen rechteckige und unregelmäfsige Formen ebenfalls gut bewährt und man hat sie gern gewählt, weil sie sich in den meisten Fällen der Grundriffsform des zu tragenden Bauwerkes besser anpassen lassen, als runde. So sind beim Bau des Sandthorhafens in Hamburg zur Unterstützung der Kaimauer rechteckige Brunnen von 5,3 m Länge, 4,3 m Breite und 0,72 m Wandstärke gesenkt, bei den Brückengründungen an der Venlo-Hamburger Bahn rechteckige Brunnen bis 6,7 m Länge und 4,5 m Breite auf 7 m Tiefe (s. Fig. 1 u. 2, Taf. VII), an der Posen-Kreuzburger Bahn quadratische Brunnen von 5 m Seite bei 0,64 m Wandstärke (s. Fig. 3 u. 4, Taf. VII), bei den Flutbrücken im Memelthale bei Tilsit rechteckige von $7,3 \times 5,9$ m mit abgestumpften Ecken.

An der oldenburgischen Bahn kommen kreisrunde Brunnen bis 6,50 m äufserem Durchmesser vor, deren Versenkung ohne Schwierigkeit von statten gegangen ist. Man will dort die Erfahrung gemacht haben, dafs gröfsere Brunnen mit mehr Sicherheit tief gesenkt werden, als kleinere. Ähnliche Abmessungen, nämlich von 5,65 bis 7,22 m äufserem Durchmesser bei 0,81 m Wandstärke, haben auch die Brunnen unter den Strompfeilern der Weichselbrücke bei Thorn⁴¹⁶⁾, je 3 unter einem Pfeiler (s. Fig. 7 u. 8, Taf. VII), sowie die der Flutbrücken im Memelthale bei Tilsit (6 m Durchmesser).⁴¹⁷⁾

Unregelmäfsige Grundriffsformen sind vielfach für die Brunnen unter den abgerundeten Vorköpfen von Brückenpfeilern und zu anderen Zwecken angewandt. Über eine eigentümliche, dem Kleeblatt ähnliche Grundriffsform, welche bei Gründung einer Kaimauer in Glasgow gewählt ist vergl. Fig. 11 u. 12, Taf. VII und die Beschreibung unter d., S. 211. Mitunter hat man auch Brunnen mit ringförmiger Grundfläche nach oben in elliptische und andere, dem Aufbau sich annähernde Formen übergehen lassen.

Gröfsere Brunnen mit mehreren Scheidewänden sind ebenfalls verwendet worden, unter anderem für die Pfeilergründung der Oderbrücke in der rechten Oderufer-Bahn und werden die Vor- und Nachteile solcher einheitlicher Brunnen gegenüber den aus einzelnen kleineren Brunnen hergestellten Fundamenten wie folgt angegeben:⁴¹⁸⁾

- a. Es findet ein gleichmäfsigeres Setzen des fertigen Bauwerkes infolge des gröfseren Zusammenhanges des Grundbaues statt.

⁴¹⁶⁾ Vergl. Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 40.

⁴¹⁷⁾ Vergl. Die Überbrückung des Memelthales bei Tilsit. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 21 ff.

⁴¹⁸⁾ Vergl. Brennecke. Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 164.

β. Infolge des kleineren Verhältnisses zwischen Brunnenumfang und Grundfläche ist der Reibungswiderstand im Erdreich in Bezug auf das Gewicht des Mauerwerkes geringer, woher das Senken rascher und mit geringerer künstlicher Belastung erfolgen kann.

γ. Es ist ein Schiefstellen weniger zu befürchten.

δ. Man kann, wenn der Wasserzudrang dies überhaupt zulässt, die mittleren Brunnenabteilungen als Pumpenschächte benutzen, und die übrigen, ungehindert durch die Wasserförderung, im Trockenem ausmauern oder betonieren, worauf die Pumpenschächte zuerst unter Wasser, dann im Trockenem ausgefüllt werden.

Als Nachteile stehen dem gegenüber:

α. Das Absenken muß vorsichtiger ausgeführt werden, weil an mehreren Stellen gleichzeitig und in ungleichen Entfernungen vom Brunnenkranze gearbeitet wird, wodurch die Gefahr für das Reißen des Brunnens erhöht wird.

β. Der Grundbau erhält eine Mauermaße, die größer als notwendig ist, welcher Nachteil allerdings durch Aussparungen gehoben werden kann.

γ. Die Versenkung des großen Brunnenkörpers auf die Flußsohle wird bei großen Wassertiefen schwierig.

Die Tiefen, bis zu welchen in Deutschland Senkbrunnen ausgeführt wurden, überschreiten selten das Maß von 8 m unter Niedrigwasser. Wie weit man aber damit von der erreichbaren Grenze entfernt ist, beweisen die Ausführungen der Bauten in Ostindien. Die bereits erwähnte Jumna-Brücke bei Allahabad hat Pfeiler bis 13 m unter Niedrigwasser. Bei einer Brücke über denselben Fluß an der Rajpootana-Staatsbahn⁴¹⁹⁾ wurden 1872/75 gemauerte und außen verputzte Senkbrunnen von 3,8 m äußerem Durchmesser und 0,84 m Wandstärke, auf 0,91 m hohen schmiedeeisernen Schlingen, je 3 unter einem Pfeiler, angeordnet und zwischen 18 und 23 m unter Niedrigwasser gesenkt. Die Brunnen der Jumna-Brücke an der Kalkutta-Delhi-Eisenbahn und der Gorai-Brücke an der ostbengalischen Bahn⁴²⁰⁾ sollen 22 bis 25 m tief unter Niedrigwasser reichen.

Die Stellung der Brunnen zu einander richtet sich nach der Form und Bestimmung des Bauwerkes, welches sie zu tragen haben. Kommt Seitendruck vor, wie bei Futtermauern, so stellt man sie häufig ganz nahe, um die erforderliche Ausfüllung zwischen ihnen durch Spundwände, Steinpackungen u. s. w. auf ein thunlichst geringes Maß einzuschränken. Ein gleiches kommt bei Brückenpfeilern vor (s. Fig. 13, Taf. VII), um die Brunnen leichter gegen Unterspülung schützen zu können, um möglichst wenig an tragender Grundfläche zu verlieren und die Herstellung der oberen Verbindung durch Platten, Gewölbe u. s. w. zu erleichtern.⁴²¹⁾

Die Mindestgröße der den Brunnen zu gebenden Grundfläche bestimmt sich nach der Tragfähigkeit des Baugrundes. Beispielsweise erfährt der Kies- und Sandboden bei der Jumna-Brücke unweit Sirsowa in Indien einen Druck von 4,3 kg auf das Quadratcentimeter, bei den Brücken der oldenburgischen Bahnen dagegen höchstens 3,2 kg.

In lotrechter Richtung wird der Brunnen, um während des Senkens die Reibung des Bodens an seinen Außenwänden zu vermindern, vielfach auf die ganze Höhe oder auf einen Teil derselben, mit etwa $\frac{1}{24}$ bis $\frac{1}{12}$ Neigung der Wände, nach oben verjüngt. Dies Verfahren wird indessen nicht allgemein befolgt, da bei vielen Erdarten durch das Eindringen des Bodens in das Innere des Brunnens eine solche Lockerung des äußeren Erdreichs entsteht, daß die geringe Neigung der Wände für das Einsinken fast ohne

⁴¹⁹⁾ Vergl. Engng. 1875, II. S. 162.

⁴²⁰⁾ Gorai-Brücke. Engineer 1869, Dec. S. 394 und Engng. 1872, I. S. 117.

⁴²¹⁾ An der Elbbrücke bei Magdeburg der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn beträgt der Zwischenraum zwischen 2 Brunnen an den Kränzen nur 0,785 m.

Wirkung bleibt.⁴²²⁾ An der Innenseite wird der Brunnen nach unten abgeschragt, um die Fläche, mit der er sich auf den Boden stützt, zu vermindern und das Eindringen zu erleichtern (s. Fig. 1, 3, 5, 9, 10, Taf. VII).

b) Brunnenkränze. Die zur Unterstützung des Brunnenmauerwerkes beim Senken und zur Vermehrung seines Zusammenhanges dienenden Schlinge oder Kränze werden meist von Holz gefertigt, häufig mit Eisen verstärkt, mitunter auch ganz in Eisen hergestellt. Hölzerne Schlinge erhalten gewöhnlich eine mehr oder weniger keilartige, von den Abmessungen des aufzunehmenden Mauerwerkes abhängige Querschnittsform. Sie werden am einfachsten aus einzelnen Bohlenlagen übereinander zusammengesetzt, durch Bolzen und Nägel verbunden und an der unteren Kante wohl noch mit einem eisernen Reif versehen. Die Herstellung der Kränze aus Verbandhölzern ist schwieriger und kostspieliger, daher weniger üblich. Einige Querschnittsformen hölzerner Brunnenkränze sind in den Fig. 113 bis 118 dargestellt.⁴²³⁾

Fig. 113 bis 119. Brunnenkränze.

Fig. 113.

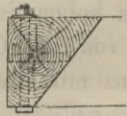


Fig. 114.

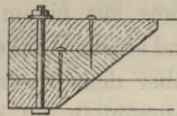


Fig. 115.

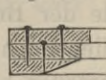


Fig. 116.

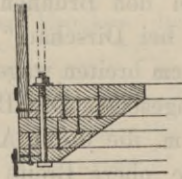


Fig. 117.

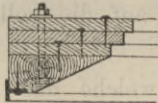


Fig. 118.

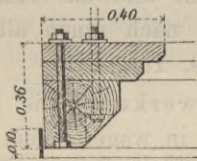
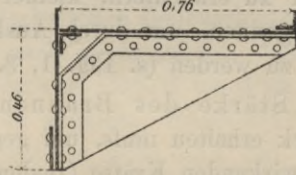


Fig. 119.



Gufseiserne, aus einzelnen Stücken mittels Flantschen zusammengesetzte Kränze finden nur selten Anwendung, häufiger solche aus Schmiedeisen, etwa nach Fig. 119.⁴²⁴⁾ Bei Brunnen mit geraden Seitenwänden ist mehrfach vorgeschlagen worden, die Brunnenkränze in der Mitte der geradlinigen Teile tiefer hinabreichen zu lassen als an den Ecken, um das Nachrutschen des Bodens, welches wegen der Trichterform der Baggergrube unter den Seitenflächen stärker ist als unter den Ecken, zu vermindern und mehr auszugleichen.

⁴²²⁾ Bei den Brunnensenkungen auf dem Güterbahnhof in Stettin hat sich dagegen die Torfmasse zuweilen so fest an die Brunnenwandungen gesetzt, daß der Boden bis reichlich 2 m (7') unter dem Kranze weggegraben war, ohne daß ein Senken erfolgte; dann geriet plötzlich der Brunnen in Bewegung und erreichte in wenigen Minuten den festen Baugrund. Deutsche Bauz. 1868, S. 380.

⁴²³⁾ Bei der Huntebrücke auf der oldenburgischen Bahn bestehen die Kränze von 5 m im Durchmesser aus 4 und 5 Bohlenlagen zu je 5 cm Dicke (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 11); allgemein bei den oldenburgischen Brücken aus 3 bis 6 Lagen. — Quassowski hat bei seinen Ausführungen an der Berlin-Potsdamer Bahn die Kränze aus 2 bis 4 Lagen von 4 bis 8 cm starken Bohlen herstellen lassen; vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 298. — Für die Thorner Weichselbrücke sind die Kränze von 5,65 bis 7,92 m Durchmesser aus 3 Bohlenlagen in einer Gesamtstärke von 0,63 m gebildet.

⁴²⁴⁾ Über eine bei der Uzenkisbrücke im Memelthale angewandte Ausführung aus Walzeisen und Bohlen, welche sich im Sandboden ganz gut bewährt haben soll, s. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 24. — Ähnliche Kränze sind beim Bau der Elbbrücke bei Barby benutzt, s. Zeitschr. f. Bauw. 1883, Taf. 47.

Gleichzeitig werden dadurch die Brunnen in den geraden Teilen gegen ein Nachgeben in lotrechter Richtung mehr gesichert. Bei Anwendung eiserner Verstärkungsrippen oder ganz eiserner Kränze verursacht diese Anordnung keine Schwierigkeiten.

Bei größeren Brunnen verbindet man den hölzernen Schling zweckmäÙsig mit einem falsartigen Aufsatz (Fig. 116), nach Buresch etwa 1,5 bis 3 m hoch, aus 3 bis 6 cm starken, durch Eisenringe und Nagelung verbundenen Brettern.⁴²⁵⁾

Für die Brunnen der Kaimauer aufseideichs des neuen Hafens in Cuxhafen hatte man zuerst, nach dem Vorbilde der Kaimauergründung in Calais (s. S. 214), Kränze aus Beton vorgesehen, jedoch barsten diese durch das keilförmige Eindringen des Erdreiches in das Innere des Brunnens und nicht weniger als 9 Kränze oder schon höher aufgemauerte Brunnen wurden unbrauchbar, sodafs man darauf schmiedeeiserne Kränze anwendete, die aus liegenden I-Eisen No. 30 bestanden, welche durch ein aufsen liegendes mit ihnen vernietetes Stahlblech von 400/10 mm verstärkt waren. An den vier Ecken war der obere Flantsch der Träger abgehauen, und ein Eckblech von 560/560/10 mm, mit einer unten, zwischen den Flantschen, liegenden Lasche vernietet, verband die beiden Träger.⁴²⁶⁾

Bei den Brunnen für die Vorlandpfeiler der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau⁴²⁷⁾ wurde der Brunnenkranz aus einem 20 cm hohen Stahlblech, einem 25 cm breiten wagerecht liegenden Blech und einem Winkeleisen von 150/105/13 mm zusammengesetzt. Die Brunnenmauer beginnt über dem Brunnenkranz mit einer Stärke von 0,25 m, die durch Auskragung im Innern allmählich auf 1,16 m anwächst.

Die obere Breite der Kränze wird nicht immer, namentlich nicht für gröÙere Brunnen, nach der vollen Mauerstärke der Brunnen bemessen; vielfach wird sie, um das Absenken zu erleichtern, kleiner gemacht und das Mauerwerk darüber in derselben Breite begonnen, um durch Auskragung nach innen allmählich auf die volle Stärke gebracht zu werden (s. Fig. 1, 3, 5 u. 9, Taf. VII).

c) Stärke des Brunnenmauerwerkes. Die Stärke, welche das Brunnenmauerwerk erhalten muß, um gegen die in wagerechtem und lotrechtem Sinne auf dasselbe einwirkenden Kräfte (Bodendruck, Wasserdruck, Eigengewicht des Brunnens und Belastung, Reibung und Adhäsion des Bodens) genügend widerstandsfähig zu sein, ist durch Rechnung schwer zu ermitteln, weil es kaum möglich ist, die Folgen der verschiedenen beim Senken vorkommenden Handhabungen genau zu übersehen und zutreffende GröÙen für die Rechnung zu gewinnen. Da nun der Kostenunterschied zwischen dem Brunnenmauerwerk und dem Füllmauerwerk nicht so erheblich ist, um auf eine möglichste Einschränkung des ersteren hinzuweisen, so empfiehlt es sich, bei Bemessung der Brunnenstärke eher zu weit zu gehen, als umgekehrt. Es ist nur darauf Bedacht zu nehmen, dafs der innere Raum groÙs genug bleibt, um die verschiedenen während des Senkens und des Ausmauerns erforderlichen Arbeiten bequem ausführen zu können und wenigstens in dem unteren Teil die Wandstärke nicht in einem das Senken erschwerenden MafÙe zu vergrößern.

Die Stärken des Brunnenmauerwerkes sind daher sehr verschieden angenommen worden. Beispielsweise wurden bei Bauwerken in Norddeutschland kleinere Brunnen bei etwa 4 qm äufserer Grundfläche mit 1 Stein (0,25 m) starkem Mauerwerk ausgeführt.

⁴²⁵⁾ Vergl. Notizblatt d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Niederrhein u. Westfalen 1876, S. 121.

⁴²⁶⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 408.

⁴²⁷⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 242.

Unter günstigen Verhältnissen finden sich $1\frac{1}{2}$ Stein (0,38 m) starke Ringe bei rechteckigen Brunnen bis zu $3,60 \times 3,0$ m äußeren Seitenlängen; unter schwierigeren Verhältnissen sind bei solchen Abmessungen 2 Stein (0,51 m) starke Ringe gewählt worden. Runde Brunnen von 4,5 m äußerem Durchmesser, rechteckige von 6,7 m Länge bei 4,5 m Breite (Venlo-Hamburger Bahn, s. Fig. 1 u. 2, Taf. VII) und quadratische von 5 m Seite (Posen-Kreuzburger Bahn, s. Fig. 3 u. 4) sind $2\frac{1}{2}$ Stein (0,64 m) stark gemacht. Die schon erwähnten Brunnen des Sandthorkais in Hamburg haben etwa 0,72 m Wandstärke, die runden Brunnen der Thorner Weichselbrücke bei 5,65 bis 7,22 m äußerem Durchmesser 0,81 m Stärke (s. Fig. 7 u. 8). Die gleichfalls runden Brunnen für die Vorlandpfeiler der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau haben bei 10,3 m äußerem Durchmesser am unteren Ende und 7 m Höhe eine Wandstärke von 1,16 m. Die rechteckigen Brunnen der Berlin-Potsdamer Eisenbahnbrücke über den Berliner Schiffahrtskanal haben bei 5,5 m Länge 4,7 m Breite, 0,94 m Wanddicke. In sehr starken Abmessungen sind die bis 13 m Tiefe versenkten Brunnen der Jumna-Brücke bei Allahabad ausgeführt. Sie haben bei 4,1 m äußerem Durchmesser 1,03 m Wandstärke, sodafs das Verhältnis der Ringfläche zu der Fläche des lichten inneren Raumes etwa 3:1 beträgt. Bei den vorher erwähnten Beispielen deutscher Bauwerke schwankt dieses Verhältnis meist zwischen $\frac{2}{3}:1$ und 1:1, steigt aber bei den Brücken der Berlin-Potsdamer Eisenbahn u. a. auf 1,5:1.

d) Ausführung des Mauerwerkes. Wie bereits erwähnt, wird meist das Brunnenmauerwerk nicht in der vollen Stärke über dem Kranze angelegt, sondern um das Senken zu erleichtern, in den unteren Schichten etwas schwächer gemacht und allmählich durch Auskragung verbreitert.

Wo nach der Beschaffenheit des Bodens ein Abreißen oder ein sehr ungleiches Setzen zu befürchten steht, wie es in Thonboden und wechselnden Bodenschichten leicht der Fall sein kann, pflegt man den Brunnen der Länge nach zu verankern. Die Ankerbolzen (je nach der Größe des Brunnens vier oder mehr von etwa 2 bis 4 cm Stärke) werden unter dem Schlinge mit Splinten oder Schrauben gehalten, ummauert und mit einem auf das Mauerwerk gelegten dünnen Kranze verbunden oder auch mit eisernen Platten verschraubt. Bei weiterem Aufmauern werden sie nötigenfalls verlängert. Durch solche Verankerung des unteren Mauerwerkes mit dem Brunnenschlinge wird die Steifigkeit des unteren Brunnenteiles erhöht und damit auch die Anwendung schwächerer Brunnenringe statthaft.

Das Brunnenmauerwerk wird in der Regel aus scharf gebrannten Backsteinen in Cement hergestellt (seltener in Trafmörtel, da dieser zu langsam bindet) und an der Außenfläche mit Cementmörtel sorgfältig verputzt, teils um die Reibung beim Senken zu vermindern, teils um für die spätere Ausmauerung den Brunnen wasserdicht zu erhalten.

Das Aufmauern der Brunnen erfolgt entweder in verschiedenen, dem Fortgange der Senkung entsprechenden Absätzen oder sofort in ganzer Höhe. Die Tiefe der Senkung, die Größe der Brunnen, die Art der anzuwendenden Baggervorrichtungen und Rüstungen, die Bodenbeschaffenheit, die zu erwartende Gleichmäßigkeit der Senkung und ähnliche Umstände sind in jedem Falle entscheidend. Es ist dabei zu beachten, dafs dem Brunnenmauerwerk, ehe es mit Wasser in Berührung tritt, genügende Zeit zum Erhärten gelassen werde.

Der Vorschlag von Millroy⁴²⁸, die Brunnen aus einzelnen fertigen Ringen von der Höhe mehrerer Backsteinschichten herzustellen, die von einer entsprechenden Hebevorrichtung erfaßt, auf den fertigen

⁴²⁸) Vergl. Engng. 1871, S. 170 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 286.

Brunnentheil gesetzt und mit diesem durch eine Cementschicht und dübelartig eingreifende Mauersteine verbunden werden sollen, erscheint nur für kleinere Brunnenabmessungen anwendbar und erfordert eine sehr genaue Arbeit.

Statt des Aufmauerns ist von P. Simons beim Bau des Schütthaldepfeilers der Kornhaus-Brücke in Bern das Untermauern zur Anwendung gebracht worden, weil bei dem unsicheren, leicht beweglichen Schüttbodyen durch die unvermeidliche Entstehung von Hohlräumen neben dem Brunnenmantel, sowie durch die, bei dem sonst üblichen Verfahren, mehr oder weniger ruckweise erfolgende Absenkung des Brunnens zu befürchten war, daß diese wenn auch noch so kleinen Störungen des Gleichgewichtes, selbst bei vorsichtigem Verfahren, die ganze Halde hätten in Bewegung setzen können. Über die in mehrfacher Beziehung lehrreiche und für ähnliche Verhältnisse nachahmenswerte Pfeilergründung entnehmen wir der unten angegebenen Quelle⁴²⁹⁾ das Folgende:

Der Pfeiler kam in eine steile Böschung zu liegen (s. Fig. 18, Taf. VI), in welcher zuerst eine etwa 16 m starke Auffüllung, dann 8 bis 9 m Lehm- und Sandboden und schließlich einige Meter der festen Kiesschicht zu durchfahren waren, sodaß sich im Ganzen etwa 28 m Gründungstiefe ergaben. Entsprechend der Bestimmung, daß die Belastung des Baugrundes 6 kg f. d. qcm nicht übersteigen sollte, wurden die Querschnittsflächen der zwei, getrennt nebeneinander abgeteufte, nur unmittelbar unter der Geländeoberfläche durch ein Gewölbe und entsprechende Verankerungen miteinander verbundenen Brunnenkörper (s. Fig. 17, Taf. VI) gewählt, die auf gleiche Weise aber hintereinander abgeteufte wurden. Zur Bekämpfung des bei Beginn der Arbeit einseitigen Erddruckes erhielten die Brunnen im Grundriss (siehe Fig. 20 u. 22) senkrecht zur Böschungslinie zwei gewölbte Seiten, während die gleichlaufend zu dieser liegenden geradlinig angeordnet wurden. Unter Voraussetzung der Vermeidung aller Hohlräume konnte auf diese Weise, da bei dem gleichen spezifischen Gewicht des Backsteinmauerwerkes und des zu durchfahrenden Erdreiches (1,7 bis 1,8) jede Bewegung ausgeschlossen war, vorausgesetzt werden, daß die geplante Arbeit nicht gestört würde, was in der Folge auch zutraf.

Die erste Arbeit bestand darin, den Mauerkranz bis in eine Tiefe herzustellen, in welcher der Druck der oberen Erdmassen mit Sicherheit von der unteren Böschung aufgenommen werden konnte. Hierzu wurde der Mauerkranz in vier getrennten Teilen mittels Ausschachtung hergestellt. Zuerst die untere gewölbte Stirn, dann die beiden Längsmauern und nach deren Erhärtung die obere gewölbte Seite. Dann wurde der Innenraum ausgegraben und die Längsmauern wurden gegeneinander abgespreizt, worauf das Abteufen mit Untermuerung begann.

Zur Herstellung eines bequemen Standes für die Maurer wurde die Sohle der Ausgrabung stets 1 m tiefer gehalten, als das aufzuführende Mauerwerk, wobei der untere Rand des Brunnenmauerwerkes durch untergelegte Bretter von 25 cm Breite und diesen entsprechende, eingerammte und dann verspreizte, Spundbohlen während der Ausgrabung des Innenraumes zwischen den letzteren gestützt und vor einer Abwärtsbewegung behütet wurde. Die horizontalen Bretter hatten eine Länge, die der Stärke des Mauerwerkes entsprach und boten durch zwei vorspringende Nasen den lotrechten Bohlen, welche mit Kopfring und Schuh versehen, 1,3 m tiefer hinabreichten, eine Führung. An den Längsseiten wurden die Bohlen durch doppelte, leicht lösbare Verspreizungen, an den Stirnen durch gebogene L-Eisen in lotrechter Lage erhalten.

Nach Ausgrabung des Raumes, wobei die Förderung des Aushubs in Kübeln erfolgte, wurden die Verspreizungen entsprechend tiefer angebracht und an 4 verschiedenen einander kreuzweise gegenüberliegenden Stellen (in Fig. 20 und 22 dunkel schraffiert und mit *a* bezeichnet) je 5 Spundbohlen mittels Ausgrabung und Schlagen etwa 70 cm tiefer getrieben. Die ihnen entsprechenden horizontalen Brettchen wurden entfernt, das freigelegte Erdreich wurde bis 30 cm unter Spundbohlenkopf, möglichst genau der Höhe der herzustellenden Mauerschicht entsprechend, ausgehoben, die Brettchen wurden wieder eingelegt und festgestampft, worauf die hergestellten vier Nischen mit 6 Rollschichten ausgemauert wurden. Dann verfuhr man an vier anderen Stellen (*bbbb* in Fig. 22) in gleicher Weise, welcher Vorgang sich noch zweimal wiederholte (bei *cccc* und *dddd* in Fig. 22), womit ein Mauerkranz geschlossen und das Tieferlegen, Verspreizen u. s. w. von Neuem für den nächst tiefer liegenden Mauerkranz von 0,96 m Höhe begann. Das Mauerwerk wurde mit Mörtel satt an die äußere Erdreichwandung

⁴²⁹⁾ P. Simons. Der Schütthaldepfeiler der Kornhaus-Brücke in Bern. Schweiz. Bauz. 1897, I. S. 36, auch Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 412.

angelegt, auch dann, wenn durch kleinere örtliche Einstürze oder infolge der Entfernung von Steinen größere Höhlungen entstanden, die auf diese Weise vollständig ausgefüllt wurden. Als Mörtel diente eine Mischung von 500 kg Portlandcement auf 900 l Sand. Jeder Kranz bestand ausschließlich aus Rollschichten, wodurch das Mauern und der Anschluß an die obere Schicht sehr erleichtert wurde. Die oberste 2,5 bis 3 cm starke Fuge wurde gut mit Mörtel gefüllt und mittels flacher Eisenstangen mit Steinsplittern u. s. w. ausgestopft.

In den Längsmauern wurden je in der vierten Schicht jedes zweiten Kranzes durch auskragende Backsteine kleine Vorsprünge gebildet, welche die Verspreizungen trugen, deren Anordnung aus den Fig. 19, 20 u. 21 ersichtlich ist. In einer Tiefe von 18 m unter der Geländeoberfläche mußte eine Verbreiterung der Gründungsfläche vorgenommen werden, welche durch ein allmähliches Hinausschieben der thalwärts gelegenen Stirnmauer erreicht und dabei die Mauerstärke vermehrt wurde, sodafs sie schliesslich das Doppelte der oberen Stärke betrug (s. Fig. 18). Die Ausfüllung mit Beton konnte in wenigen Tagen erfolgen.

Der östliche Brunnen hat sich während der Arbeit nur um 25 mm, der westliche um 11 mm gesenkt. In elfstündiger Tagesschicht wurden beim ersten Brunnen 2 Kränze = 1,92 cbm Mauerwerk, beim zweiten 3 Kränze = 2,88 cbm Mauerwerk in der Woche angefertigt.

Die beschriebene Art der Untermauerung wird sich überall dort zur Anwendung empfehlen, wo das Entstehen von Hohlräumen hinter der Brunnenwandung gefährlich werden kann und wo daher das Absenken des Brunnenkörpers nicht möglich ist. Das Verfahren ist billig, aber erfordert sehr zuverlässige Maurer, stete Beaufsichtigung und geht langsam, da das Erhärten des Mörtels bei jeder Schicht abgewartet werden muß. Auch dürfen die zu durchfahrenden Schichten nicht wasserhaltig sein. Bei geringem Wasserandrang würde für das Mauerwerk rasch abbindender Cement zur Anwendung kommen müssen. Bei starkem Wasserzufluß kann, sobald man sich rechtzeitig darauf einrichtet, die Druckluft zu Hilfe genommen werden.

Abweichend von der meist üblichen Herstellung der Brunnen in Backsteinmauerwerk hat man bei einer Kaimauer in Glasgow solche von Beton angefertigt (Fig. 11 u. 12, Taf. VII).

Einer Mitteilung von Franzius⁴³⁰⁾ entnehmen wir darüber Folgendes: Die Brunnen sind sämtlich aus einzelnen, rd. 0,7 m hohen und dabei aus mehreren Stücken zu einem Kleeblatt zusammengesetzten Ringen aufgebaut, von denen in Fig. 12, Taf. VII, zwei miteinander abwechselnde und einen regelmäßigen Verband bildende Schichten dargestellt sind. Die unterste Ringschicht ruht auf einem gußeisernen Schlinge. Dieser Schling ist aus 6 einzelnen, durch Flantschen mit je 4 Bolzen miteinander verbundenen Stücken so zusammengesetzt, dafs sein äufserer Umrifs mit dem der Ringe genau übereinstimmt. Er besitzt in seinen lotrechten sowohl als schrägen Wandungen etwa 2 cm Stärke, die Wandungen vereinigen sich unten zu einer Schneide und es wird der Hohlraum zwischen ihnen mit Cement ausgefüllt. Aufser an den als Flantschen gebildeten Enden werden die beiden Wandungen an einzelnen Stellen durch Zwischenstege zusammengehalten. Die schräge Wand endlich besitzt noch einen schmalen horizontalen Rand, in dem sich einige Lappen mit Augen für das Durchstecken der Windekettens befinden.

Die Betonringe bestehen, wie schon erwähnt wurde, ebenfalls aus einzelnen in den abwechselnden Schichten verschieden geformten Stücken, deren Stofs- und Lagerfugen wie bei gewöhnlichen Quadern mit Cementmörtel ausgefüllt wurden. Die zu jedem einzelnen Ringe gehörenden Stücke wurden auf einem festen Dielenboden in hölzernen, nur aus Seiten- und Zwischenwänden bestehenden Formkasten durch Einstampfen von Beton gebildet. Sobald der Beton 3 Tage lang in den Formen gestanden hatte, wurde der Holzkasten entfernt. Die Ringe standen nun bis zu ihrer völligen Erhärtung und Verwendung in zwei parallelen Reihen innerhalb des Gleises für einen Laufkran, mit dem die nummerierten einzelnen Stücke auf die zur Arbeitsstelle führenden Förderwagen gehoben werden. Mit der Numerierung wurde bezweckt, dafs die in einer ganzen Form gebildeten einzelnen Stücke sich wieder in denselben Ringe des Brunnens zusammenfanden. Zum Heben mittels Winden besafs jedes Ringstück drei schräg gerichtete Löcher für die Schlußkeile der Windekettens.

Wie Fig. 12 zeigt, wurden die im Querschnitt kleeblattförmigen Brunnen so nebeneinander gestellt, dafs sich die geraden Seiten nahe berühren. Weil aber eine Fuge von einigen Centimetern Weite unvermeidlich ist, so wurde nach beendigter Senkung an der inneren Seite der Mauer zwischen je zwei

⁴³⁰⁾ Deutsche Bauz. 1875, S. 31.

Brunnen ein Spundpfahl eingeschlagen, welcher das Hindurchdringen des Hinterfüllungsmaterials durch jene Fuge verhindert.

e) Das Absenken der Brunnen. Das Senken geschieht entweder vom festen Boden aus oder von Gerüsten, die fest oder schwimmend angeordnet werden können.

Erhebt sich an der Baustelle das Erdreich über den Wasserspiegel, so gräbt man es nahe bis zu diesem ab, verlegt den Brunnenkranz, mauert den Brunnen bis zu einer Höhe auf, wie sie unter den jedesmaligen Umständen für die Arbeit des Senkens am vorteilhaftesten erscheint und kann dann nach genügender Erhärtung des Mauerwerkes mit dem Senken vorgehen. Der Brunnen findet dabei von vornherein seine Unterstützung auf dem Boden und sinkt mit der Entfernung desselben unterhalb des Brunnenkranzes allmählich tiefer. Der Boden wird im Innern des Brunnens anfangs durch Graben gelöst und durch Werfen oder Heben in Kübeln entfernt, solange das eindringende Wasser ohne Schwierigkeiten und Gefahren zu beseitigen ist. Wird der Wasserandrang zu stark oder der äußere Wasserdruck gefahrdrohend, so muß man zum Baggern übergehen. Bei gleichmäßigen leichten Bodenarten genügt zur Erzielung einer regelmäßigen Senkung gewöhnlich die Herstellung einer trichterförmigen Baggergrube, in welche der Boden unter dem Druck der Brunnenwand von den Seiten aus nachfällt (s. Fig. 9, Taf. VII). Stellt der Brunnen sich schief, so muß die Baggerung mehr in der Nähe des höher stehen gebliebenen Teiles des Brunnenkranzes vorgenommen und so auf ein möglichst gleichmäßiges Versenken hingewirkt werden.

Das Arbeiten vom festen Erdboden aus bietet Vorteile, die man häufig auch dann noch sich zu verschaffen sucht, wenn die Gründungsstelle unter Wasser liegt. Man bildet in solchen Fällen künstliche Inseln durch Sandschüttungen (vergl. S. 150), die man je nach Erfordernis gegen den Angriff des Stromes durch Faschinen, Steine, Säcke mit Sand, durch Stülpwände, leichte Spundwände oder in ähnlicher Weise schützt.⁴³¹⁾

α. An der Baustelle der Eisenbahnbrücke über die Recknitz (Stralsund-Rostocker Bahn) besitzt das Moor eine Tiefe von 6 bis 10 m und überlagert eine 3,5 m mächtige Triebssandschicht, unter welcher erst eine mit kleinen Steinen vermengte Sandschicht sich vorfindet. Bei dieser großen Tiefe der tragfähigen Schicht stellte sich der Berechnung nach eine Brunnengründung billiger als ein Pfahlrost, woher erstere gewählt wurde. Zur Aufführung der im offenen Wasser stehenden Pfeiler wurden künstliche Inseln geschüttet, deren Umschließung man durch 7 m lange, gehörig verankerte Stülpwände bewirkte, die im Januar 1887 von der festen Eisdecke des Flusses aus geschlagen werden konnten. Je zwei Brunnen eines Pfeilers wurden gleichzeitig aufgemauert und gesenkt. Bis auf etwa 7 m Tiefe konnten die Bodenmassen im Trockenen unter Wasserhaltung ausgehoben werden, in größerer Tiefe mußten Vertikalbagger angewandt werden.⁴³²⁾

β. Für die Pfeiler der Drehbrücke über die Peene bei Loitz wurden die aus hart gebrannten Ziegelsteinen, in reinem Cementmörtel gemauerten, 8 bis 10 m hohen Brunnen ebenfalls von künstlich im Strome hergestellten Inseln gesenkt, die bis 2 m unter NW. aus einer freien Sandschüttung und darüber aus einem von Pfahlwänden umschlossenen Sandkasten bestanden. Dem Abfluß des Wassers und der Schifffahrt wurden hierdurch keine Hindernisse bereitet. Die Bodenförderung beim Senken des Brunnens geschah durch Vertikalbagger.⁴³³⁾

Ist der Wassertiefe wegen, der Art des Flußprofils, oder der Heftigkeit der Strömung wegen, die Bildung solcher Inseln nicht statthaft, so muß die Brunnen-senkung von Gerüsten aus geschehen. Die Brunnenkränze werden dann mittels Ketten bezw. Stangen und Schrauben aufgehängt und mit den aufgemauerten Brunnen hinabgelassen (s. Fig. 10, Taf. VII). Zur Vermeidung der oft sehr kostspieligen festen

⁴³¹⁾ Vergl. Die Berliner Stadteisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 16.

⁴³²⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 575.

⁴³³⁾ Vergl. daselbst 1889, S. 230.

Rüstungen hat man die Brunnen auch von Schiffen aus gesenkt, namentlich im Flutgebiete; so u. a. bei einigen Brücken der oldenburgischen Eisenbahnen über die Hunte und Ems.⁴³⁴⁾

Zum Beseitigen des Bodens unter Wasser aus dem Innern des Brunnens eignen sich, je nach Beschaffenheit des Bodens, der Sackbohrer, der Trichterbohrer, die indische Schaufel (vergl. § 15) und ferner senkrechte Baggervorrichtungen, sei es, daß sie durch Handarbeit oder durch Dampf betrieben werden.⁴³⁵⁾

α. Die Senkung der Brunnen für die Ufermauer am Kaiserhafen in Ruhrort wurde auf dreierlei Weise ausgeführt:

1. Durch unmittelbare Bodenförderung unter Wasserhaltung,
2. mittels Vertikalbagger,
3. mittels Sackbohrer.

1. Drei auf dem Boden des Brunnens stehende Arbeiter füllten den mit Hacken gelösten Boden in Bleicheimer von etwa 0,1 cbm Inhalt, die dann durch eine Kurbelwinde von oben stehenden Arbeitern emporgewunden und in einen neben dem Brunnen liegenden Prahm abgestürzt wurden. Der Wasserandrang war durch die Pumpen stets gut zu bewältigen. 8 Mann waren für 37 M. täglich beschäftigt; die erzielte tägliche Senkung schwankte zwischen 0,02 m und 1,55 m und betrug durchschnittlich 0,57 m. Von den 36 Brunnen sind 5 ausschließlich in dieser Weise gesenkt.

2. Der Vertikalbagger hatte fünfzehnfache Übersetzung und die Eimer faßten 0,05 cbm. 8 Mann Bedienung für zusammen 26 M. Die erzielte tägliche Leistung betrug durchschnittlich 0,28 m. Dagegen sind nachteilige Bewegungen des umliegenden Erdreiches weniger zu befürchten, als bei der Bodenförderung unter Wasserhaltung.

3. Der Sackbohrer faßte 0,02 cbm und wurde hauptsächlich benutzt, wenn Brunnen gerade gerichtet werden mußten und vor allem gegen Ende des Senkens, um den Brunnen möglichst genau auf die vorgeschriebene Tiefe zu bringen. Die Leistung war gering; die tägliche Senkung betrug durchschnittlich 0,04 m; 2 Mann waren zur Bedienung erforderlich. Auf Grund der im Anfang gemachten Erfahrungen erschien es am zweckmäßigsten, die Brunnen zunächst unter Wasserhaltung soweit zu senken, bis der Unterschied zwischen Aufsenswasser und Brunnensohle etwa 3 m betrug. Der größte Wasserpiegelunterschied, bei welchem noch Boden unter Wasserhaltung gefördert worden ist, beträgt 4,12 m. Es wurde dann mit Pumpen aufgehört und mit dem Vertikalbagger weiter gesenkt. Die letzten 0,3 m endlich wurden mit dem Sackbohrer herausgenommen. In dieser Weise sind 15 Brunnen gesenkt, bei 6 Brunnen ist nur der Vertikalbagger und Sackbohrer, bei einem nur der Vertikalbagger zur Anwendung gekommen.⁴³⁶⁾

β. Bei der Gründung der einen Flügelmauer der Sperrschleuse in Duisburg wurde zum Ausbaggern der rechteckig geformten, unten 5,5 m langen und 5 m breiten, auf starken eisernen Kränzen von 0,5 m Höhe aufruhenden, 5 m hoch in fettem Cementmörtel (1:2) gemauerten Brunnen mit 3 Stein starken Wandungen, ein Priestmann'scher Kranbagger benutzt. Die Hubhöhe wuchs von 6,5 bis 11,5 m, betrug also im Mittel 9 m. Das gewonnene Baggergut wurde nach jedem Hube von dem Kran etwa 8 m seitwärts verfahren und über die Fangdammwände hinweg ausgeschüttet. Bei neunstündiger Arbeitszeit wurde im Mittel eine tägliche Senkung von 0,9 m erzielt; dabei waren 4 Arbeiter, ein Vorarbeiter und ein Maschinist thätig. Die geringste Tagesleistung war 0,38 m. Die Kosten des Senkens haben f. d. cbm entfernte Masse 1,15 M. oder für das steigende Meter Brunnen rd. 34 M. betragen, ausschließlich der Rüstungen und der Beförderung des Baggers. Auch das Betonieren und das Versetzen der Werksteine erfolgte durch den Kranbagger.⁴³⁷⁾

Namentlich von englischen Ingenieuren sind ferner mit Vorteil Vorrichtungen angewandt worden, welche den Boden in halbflüssigem Zustande (in Verbindung mit Wasser) entfernen (vergl. § 15). Größere Steine und Hölzer können, wenn sie frei

⁴³⁴⁾ Vergl. auch die Gründung der Taybrücke, § 37, unter 1. c., S. 225.

⁴³⁵⁾ Vergl. Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251, und Elbbrücke bei Barby. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 296.

⁴³⁶⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 255.

⁴³⁷⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 538.

liegen, durch Teufelsklauen und ähnliche Geräte entfernt werden; finden sie sich unter den Brunnenkränzen, so macht ihre Beseitigung, wie schon erwähnt, meist große Schwierigkeiten, weshalb es bei bedeutenderen Bauten stets zu empfehlen ist, für vorkommende Fälle der Hilfe von Tauchern sich zu versichern (vergl. § 14). Bei der oben erwähnten Jumna-Brücke der Rajpootana-Eisenbahn in Ostindien (vergl. S. 206) wurde in einer Tiefe von etwa 10 m ein alter Holzstamm getroffen, den man auch durch Taucher nicht zu beseitigen vermochte. Hier war man genötigt, schließlich das Druckluftverfahren in Anwendung zu bringen.

Fast bei allen Brunnengründungen ist bemerkt worden, daß die Masse des ausgehobenen Bodens wesentlich mehr betragen hat, als der der Grundfläche und der Senkungstiefe entsprechende Rauminhalt, oft das $1\frac{1}{2}$ bis 3fache des letzteren. Diese Erscheinung, welche sich dadurch erklärt, daß der Brunnenschling stellenweise freischwebt und beim Ausheben der Baggergrube nicht nur der Boden bis zum Brunnenkranz von den Seiten aus in die Grube nachfällt, sondern infolge des Bodendruckes und der ungleichmäßigen Form der Böschungen auch weiter abliegende Teile nachfolgen, macht sich bei Brunnen mit geraden Wandungen mehr bemerkbar als bei runden. Durch geeignete Form der Brunnenschlinge bzw. durch ihre Verbreiterung mittels segmentförmiger Rippen zwischen den Ecken, wie bei Besprechung der Brunnenkränze bereits angeführt wurde, läßt sich der Übelstand, wenn auch nicht ganz beseitigen, so doch abmildern.

Zur Vermeidung der besprochenen Nachteile hat der Oberingenieur A. Schmidhauer auf dem Boden des Brunnens, welcher z. B. aus Beton mit eisernem Mantel und Rand besteht (s. Fig. 12, Taf. VI), eine Platte *p* befestigt, welche eine Anzahl Löcher besitzt. Auf diese werden Sandpumpen *z* (s. Fig. 12) geschraubt und zwar dicht bei einander, um für das Aufmauern (Beschweren) des Brunnens Raum zu lassen. Unterhalb der Platte sind die Verlängerungen der äußersten vier Röhren nach außen gebogen, wodurch ihre saugende Wirkung über die Grundfläche verteilt wird. Außerdem hat man es dadurch in der Hand, falls der Brunnen sich schief stellen sollte, ihn wieder gerade zu richten, indem man eine oder mehrere Röhren außer Wirkung setzt. Ist der Brunnen in der erforderlichen Tiefe angelangt, so werden die Injektoren mit Röhren über der Platte losgeschraubt und entfernt und die Löcher mit Beton ausgefüllt. Dieses Verfahren kann in Trieb sand und ähnlichem Boden in vielen Fällen mit Vorteil angewendet werden, wo man bis jetzt zum Rammen oder zur Druckluftgründung seine Zuflucht nehmen mußte.⁴³⁸⁾

Die beim Senken eintretende Lockerung des den Brunnen umgebenden Bodens macht eine weitere Vorsichtsmaßregel erforderlich, wenn mehrere Brunnen dicht nebeneinander abgeteuft werden sollen. Wird die Senkung der Reihe nach vorgenommen, so wird jeder folgende Brunnen teils gelockerten, teils den in seiner natürlichen Beschaffenheit befindlichen Boden vorfinden und wegen des ungleichen Widerstandes beider sich schief stellen. Um dem vorzubeugen, empfiehlt es sich, die verschiedenen Brunnen, etwa eines Brückenpfeilers, gleichzeitig hinabzulassen oder doch in einer solchen Aufeinanderfolge, daß dabei die Widerstände möglichst symmetrisch auftreten, z. B. wenn 3 Brunnen gesenkt werden müssen, zuerst die beiden äußersten und dann den mittleren.

Dieses Verfahren wurde bei der Gründung der Kaimauern am Vorhafen von Calais eingehalten, die außerdem bemerkenswert ist wegen des Aufbaues der Brunnen und ihrer Versenkung unter Verwendung von Druckwasser (s. Fig. 13 bis 16, Taf. VI).

Der Boden, auf dem die Kaimauern ruhen, besteht aus sehr lockerem Sande. Um die Arbeiten im Trockenen beginnen zu können, wurde die Baugrube nach der Wasserseite hin durch einen einfachen Sandfangdamm abgeschlossen, der an einzelnen Stellen auf alten Bauwerken zu errichten war und auf

⁴³⁸⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 1335 und La revue technique 1895, S. 282.

vollkommene Widerstandsfähigkeit und Dichtigkeit nicht rechnen liefs. Mit der Wasserhaltung durfte man unter den vorliegenden Verhältnissen nicht tiefer als 1,25 m unter Niedrigwasser gehen. Die mit sehr starken Umfassungswänden ausgeführten Brunnen sind im wagerechten Schnitt aussen viereckig (siehe Fig. 15, Taf. VI), innen achteckig. Die grössten haben 8 m im Geviert und mußten zum Teil auf mehr als 8 m Tiefe versenkt werden. Anstatt der sonst üblichen Verwendung von hölzernen oder eisernen Brunnenkränzen ist der Boden der Brunnenwände an Ort und Stelle aus Cementbeton zwischen Holzrahmen, die später beseitigt wurden, in 0,75 bis 1 m Breite und 0,5 m Höhe hergestellt worden. Nach Erhärtung des Betons wurde auf den Kränzen jeder Brunnen mit senkrechten Aussenhänden und innerer Auskrägung, bis zur Erreichung der vollen Wandstärke, aufgemauert. Die Wandstärke der in vier Gröfsen zur Verwendung gekommenen Brunnen beträgt bei den kleinsten 1 m, bei den grössten 2 m. Die quer zur Mauer stehenden Brunnenwände erhielten an den Aussenhänden je 2 senkrechte Einkerbungen (siehe Fig. 15), um beim Ausfüllen des etwa 0,4 m breiten Zwischenraumes zwischen den benachbarten Brunnen diesen eine feste Verbindung unter sich zu geben.

Die der Reihe nach aufgestellten Brunnen wurden mit laufenden Nummern versehen; dann senkte man zuerst diejenigen mit geraden Nummern und darauf die mit ungeraden, um ein möglichst gleichmäfsiges Niedergehen zu erzielen. Zum Herauschaffen des Erdreiches diente eine auferhalb der Brunnen aufgestellte Centrifugalpumpe, deren Saugrohr an einem leichten Gerüst aufgehängt war und in der Mitte des Brunnens hinabging, wobei der Saugkorb stets etwas tiefer als die Unterkante der Brunnen reichte. Ferner waren vier Dampfdruckpumpen vorhanden, die mittels gufseiserner Rohre Druckwasser unter die Brunnen führten, um hier das Erdreich zu lösen. Von diesen Röhren gingen 8 längs der Innenseiten des Brunnens hinab, während drei um das Saugrohr zur Freihaltung des Saugkorbes angeordnet waren; endlich war mit der Büchse des Klappenventils ein Rohr verbunden, um hier die Ablagerung von Sand und das Festsetzen des Ventils zu verhindern (s. Fig. 13 u. 16). Die Wasserstrahlen aller Rohre zusammen hielten den Sand im Wasser schwebend, wobei es viel Sorgfalt erforderte, die Wassermengen so zu regeln, dafs die Masse des ausgehobenen Wassers der des zuffiefsenden immer ziemlich gleich war. Ein Schiefstellen der Brunnen wurde leicht dadurch beseitigt, dafs man die Rohre an der einen oder anderen Seite hob oder senkte, sodafs sie mehr oder weniger tief in den Sand eindringen.

Nach vollendeter Senkung wurden die Brunnen bis 1,5 m unter Oberkante mit Beton ausgefüllt, dann leer gepumpt und im oberen Teile ausgemauert. Um die Zwischenräume zwischen den einzelnen Brunnen ausfüllen zu können, schlofs man diese durch Eisenplatten, welche durch Wassereinspritzungen bis zur Tiefe der Brunnensohlen hinabgetrieben wurden, dann wurde der in den Zwischenräumen befindliche Sand unter Zuhilfenahme der vorherbeschriebenen Wasserdruckrohre entfernt und Beton eingebracht, nach dessen Erhärtung die Eisenplatten wieder fortgenommen wurden.

Die zum Senken der kleineren Brunnen auf 6,5 bis 7 m Tiefe erforderliche Zeitdauer war im Mittel 23 Stunden, die stündlich geförderte Erdmasse betrug dabei 6,35 cbm. Das Senken der grossen Brunnen auf 8,75 m Tiefe hat durchschnittlich 45 Stunden gedauert bei einer stündlichen Förderung von 10,88 cbm Sand. Die Kosten der Senkungsarbeiten haben, für alle Brunnen durchschnittlich auf 1 cbm Brunneninhalt berechnet, 2,54 M. betragen.⁴³⁹⁾

Das gleichzeitige Senken der zu einem Pfeiler gehörigen Brunnen wird notwendig, wenn diese mit nur ganz geringen Zwischenräumen angeordnet sind.

f) Das Ausfüllen der Brunnen. Das Einbringen des Betons, nachdem die Senkbrunnen bis auf die nötige Tiefe hinabgelassen sind, geschieht vielfach und zweckmäfsig mittels Kasten oder mit Betontrichtern (vergl. § 17, S. 109 bis 116).

Die Stärke des Betonbettes mufs so bemessen werden, dafs es nach dem Leerpumpen des Brunnens durch sein Gewicht dem Wasserdruck gegen die Sohle genügenden Widerstand zu leisten vermag; bei einem spezifischen Gewicht des Betons von beispielsweise 2,00, also wenigstens gleich $\frac{1}{2}$ der Wassertiefe, wenn nicht etwa nach der gewählten Form des unteren Brunnenmauerwerkes (Überkrägung u. s. w.) die Annahme berechtigt ist, dafs ein Teil des Druckes durch die Brunnenwände aufgenommen wird. Bei grossen und tiefen Brunnen macht man behufs Schonung der Brunnen das Beton-

⁴³⁹⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1892, S. 147 ff.; Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 69 ff.; Génie civil 1889, No. 23 bis 25 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 47.

bett meist reichlich stark, es sei denn, daß der Preisunterschied zwischen Betonierung und Füllmauerwerk so erheblich sein sollte, um eine Einschränkung auf das kleinste Maß zu gebieten.

Nach Herstellung des Betonbettes pflegt man es 2 bis 3 Wochen (je nach Umständen, namentlich je nach der Beschaffenheit des Betons, mehr oder weniger) ruhen zu lassen, um genügend erhärten zu können, ehe mit dem Auspumpen des Wassers vorgegangen wird.⁴⁴⁰⁾ Dann erfolgt die Ausmauerung der Brunnen, gewöhnlich in Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk. Dabei ist zu beachten, daß das Setzen des Füllmauerwerkes und damit eine Trennung zwischen diesem und dem Brunnen nicht ganz zu vermeiden ist und daß es einer sehr sorgfältigen Ausführung bedarf, um die Folgen möglichst unschädlich zu machen.

Wo zusammenhängende Teile eines Bauwerkes durch mehrere Brunnen unterstützt werden sollen, erfolgt die Verbindung der einzelnen Brunnen durch Gewölbe (s. Fig. 1, 3, 15, Taf. VII u. Fig. 17, Taf. VI), durch Überkragung der Mauerschichten (s. Fig. 5, Taf. VII), durch Steinplatten bzw. Quader (Fig. 5 u. 8), mitunter auch durch eiserne Träger.

Über den Schutz der dem Stromangriff ausgesetzten Grundbauten bei Brückenpfeilern, namentlich durch Steinschüttungen, vergl. § 33, S. 187.

g) Kosten der Gründung mittels gemauerter Senkbrunnen. Die Gründung mittels Senkbrunnen besteht nach dem Vorhergehenden in einer Reihe von Leistungen, die in ihrer Mehrzahl zu den täglich bei Bauausführungen vorkommenden gehören und hinsichtlich ihrer Kosten daher vorzugsweise durch die Beschaffenheit und Lage der Baustelle, sowie durch die Tagespreise der Baustoffe und der Handarbeit bestimmt werden. Es gilt dieses von den Herstellungskosten der Brunnen und der zugehörigen Brunnenkränze, von denen der Gerüste zum Versenken der Brunnen oder der sie ersetzenden Vorrichtungen und von den Kosten der Ausfüllung der Brunnen mit Beton und Mauerwerk. Der hier in Rede stehenden Gründungsweise eigentümlich sind nur in gewissem Grade die Arbeiten der Bodenförderung und der damit zusammenhängenden Nebenarbeiten; eigentümlich insoweit, als sie in einem sehr beschränkten Raum vorgenommen werden müssen und daher manche Abweichungen von ähnlichen Arbeiten bei anderen Bauausführungen zeigen. Die nachstehenden Beispiele beziehen sich daher meist auf die Kosten der Bodenförderung, denen am Schluß noch einige wenige über die Gesamtkosten beigelegt sind.

Bei drei Brücken über die Wümme an der Venlo-Hamburger Eisenbahn hat das Senken der durchschnittlich 9 qm Grundfläche haltenden Brunnen, wobei der Boden (Moor und Sand) anfangs unter Wasserhaltung ausgegraben, später mittels der indischen Schaufel ausgebaggert wurde, bei Senkungstiefen bis 4½ m f. d. lfd. m Tiefe 19 Tagewerke erfordert, einschließlic des Verkarrens des Bodens auf etwa 30 m Entfernung; also f. d. cbm des Brunneninhaltes 2,1 Tagewerke und bei einem Verdienst der Arbeiter von 2,5 M. an Arbeitslohn rund 5 M. f. d. cbm des äußeren Brunnenkörpers.

Bei den Pfeilern der Weserbrücken an derselben Bahn mit Brunnen bis 30 qm Grundfläche und 7 m Senkungstiefe sind von 5 Arbeitern für den Tag bis 6 cbm Klai und Sandboden mittels der indischen Schaufel gebaggert und beseitigt, wobei die ausgebaggerte Masse das 1½ bis 3fache des äußeren Rauminhaltes des Brunnens betragen hat. Auf 1 cbm losen Boden kommen danach 1,2 Tagewerke und auf 1 cbm des

⁴⁴⁰⁾ Nach Buresch liefs man bei den Bauten der oldenburgischen Eisenbahnen den Beton mindestens 14 Tage ruhen, ehe der Brunnen ausgeschöpft wurde.

Brunnenkörpers je nach dem Mafse des Eindringens des äußeren Bodens 1,8 bis 3,6 Tagewerke.

Bei der Huntebrücke an der oldenburgischen Bahn hat die Baggerung an Arbeitslohn 2,9 M. f. d. cbm gekostet.

Bei anderen kleineren Brücken derselben Bahn sollen mit dem Trichterbohrer von 4 Mann täglich 1,5 bis 1,8 cbm Boden gefördert sein. Auf 1 cbm kommen danach etwa 2,4 Tagewerke.

Für die Brücke über den Schiffahrtskanal an der Berlin-Potsdamer Bahn werden die Kosten der Ausbaggerung zu 2 bis $2\frac{1}{4}$ M. f. d. cbm des mit der indischen Schaufel geförderten Baggergutes angegeben.

Über die Gesamtkosten der mit Senkbrunnen gegründeten Pfeiler an einigen Brücken der oldenburgischen Eisenbahnen einschließlic Geräte, jedoch ohne die Anschaffung der großen Geräte, als Maschinen, Schiffe, Kettenbagger, macht Buresch folgende Angaben.⁴⁴¹⁾

Die Pfeiler sind ganz aus Backstein in hydraulischem Mörtel gemauert, die sogenannte Um-mantelung auf 1 bis $1\frac{1}{2}$ Stein Stärke aus braunharten Steinen in fettem Portlandcementmörtel. Die Ausführung erfolgte zum Teil unter schwierigen Verhältnissen, namentlich hinsichtlich der Zugänglichkeit der Baustellen.

Es kostete 1 cbm Inhalt der gesamten Pfeilermassen:

1. Der Weserflutbrücken bei Bremen 41,30 M. (Arbeitslohn für den Tag 1,75 bis 2 M., Preis der sogenannten 10zölligen Backsteine am Bauplatz 21 bis 22 M. für das Tausend),
2. der Hafenbrücke bei Elsfleth 36,57 M. (Tagelohn 2,50 bis 3 M., Backsteinpreis für das Tausend 25 bis 28 M.),
3. der Huntebrücke bei Elsfleth 42 M.,
4. der Emsbrücke bei Weener 60 M. Schwierigste Verhältnisse, Tagelohn 3 bis 3,50 M., Backsteinpreis 30 bis 35 M. für das Tausend.

Bei kleineren Bauwerken an der Wannensee-Bahn bei Berlin hat 1 cbm Brunnen einschließlic Kränze, Senken, Ausfüllen u. s. w. im Ganzen 66 M. gekostet (1873), an einem zur Zeit der höchsten Baustoff- und Lohnpreise ausgeführten Bauwerk 81 M.⁴⁴²⁾

Aus den Mitteilungen verschiedener deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine zu der von dem Verbands derselben gestellten Frage über die Gründungskosten größerer Brücken hat Funk die durchschnittlichen Gründungskosten (einschließlic Material) der mittels gemauerter und versenkter Brunnen gegründeten Brücken f. d. cbm zu 71 M. ermittelt.⁴⁴³⁾

Endlich sind in den Tabellen XVI und XVII die Gründungskosten einiger Brückenpfeiler auf Senkbrunnen teils nach den verschiedenen Arbeitsgegenständen, teils im Allgemeinen und auf gleiche Flächen- und Raumeinheit zurückgeführt, angegeben. In den Beispielen der Tabelle XVI betragen die Kosten für Mauerwerk und Beton bezw. 68 und 70%, die übrigen Kosten, insbesondere für Gerüste und Senkung, 32 und 30%.⁴⁴⁴⁾

⁴⁴¹⁾ Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen 1876, S. 121.

⁴⁴²⁾ Vergl. Quassowski. Über Fundierungen mit Senkbrunnen. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 310.

⁴⁴³⁾ Funk. Über die Fundierung großer Brücken. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. für Niederrhein und Westfalen 1876, S. 103; vergl. auch Deutsche Bauz. 1877, S. 71.

⁴⁴⁴⁾ Vergl. auch Brennecke. Untersuchung über die Grenzen der vorteilhaften Verwendung der beim Bau größerer Brücken gebräuchlichsten Fundierungsmethoden. Deutsche Bauz. 1882, S. 589 u. 600.

Tabelle XVI.

Gründungskosten der Huntebrücke bei Oldenburg und der Ehlebrücke bei Gommern.⁴⁴⁵⁾

	Huntebrücke bei Oldenburg (Bremen-Oldenburger Eisenbahn).	Ehlebrücke bei Gommern (Berlin-Potsdam-Magdeburger Bahn).
	Gründungskosten eines Stropfweilers auf drei Brunnen von 2,66 m äußerem Durchmesser. Baugrund: bis auf 3 m Tiefe Klai u. Moor, dann Sand und in 5 bis 6 m Tiefe Kies. Brunnen an Gerüste gehängt und mittels Schrauben hinabgelassen. Grundfläche in Höhe der Brunnensohle: $3 \times 5,56 = 16,68 \text{ qm}$. Gründungstiefe unter Niedrigwasser 7,1 m.	Gründungskosten zweier Widerlagspfeiler, jeder auf 5 Stück eckigen Brunnen. Baugrund: unter etwas Moor, Sand und Kies mit Steinen. Brunnen von festem Boden aus gesenkt. Grundfläche in Höhe der Brunnensohle rd. 70 qm. Gründungstiefe unter Wasserspiegel 3,8 m.
1. Kosten der Brunnenenkung, einschl. Brunnenkränze, Gerüste, Baggerung bezw. Ausschachtung:	1,8 cbm Eichenholz zu den Brunnenkränzen aus 3 Bohlenlagen, zusammen 0,3 m hoch, zu 116 M. 208,80 27 Rammpfähle des Senkgerüsts, Material und Arbeit 127,— 12,5 cbm Tannenholz dazu, Arbeitslohn und Entwertung des Materials zu 23 M. 287,50 800 kg Schmiedeisen zu den Senkvorrichtungen u. Brunnenkränzen zu 54 Pf. 432,— 100 cbm Beton mit Trichterbohrer ausgehoben, einschl. Gerätegelder u. Nebenkosten zu 7,70 M. 770,— Kosten zu 1 . . . 1825,30	7,12 cbm der hölzernen Brunnenkränze, aus je 3 Lagen à 0,2, 0,3 bis 0,4 m breiten und 0,08 m starken Bohlen, zu 90 M. 640,80 145 cbm Ausschachtung zu 60 Pf. 87,— 38 m (3,8 × 10) Brunnen gesenkt zu 81 M. 3078,— Insgemein $\frac{1}{2} \cdot 1469,64$ etwa . . . 734,20 Kosten zu 1 . . . 4540,—
2. Kosten des Mauerwerkes und der Betonierung:	48 cbm Mauerwerk der Brunnenmäntel in Cementmörtel einschl. Verputzung zu 27 M. 1296,— 25,8 cbm Beton zu 27 M. 696,60 56,2 cbm Ziegelmauerwerk in Trafmörtel zu 25 M. 1405,— Kosten zu 2 . . . 3397,60 Gesamtkosten zu 1 u. 2 . . . 5222,90	89,25 cbm Brunnenmauerwerk zu 28,50 M. 2543,63 8,25 cbm in Verbindungsbögen zu 31,50 M. 259,88 42,40 cbm Beton zu 31 M. 1314,40 55,5 cbm Bruchsteinmauerwerk in den Brunnen in Cementmörtel zu 25 M. 1387,50 28,9 cbm über denselben zur Ausgleichung zu 23,50 M. 679,15 230 t Cement zu 18 M. 4140,— Wasserschöpfen beim Herstellen der Bögen u. Insgemein $\frac{1}{2} \cdot 1469,64$ etwa 735,44 Kosten zu 2 . . . 11060,— Gesamtkosten zu 1 u. 2 . . . 15600,—
Für das cbm des ausgeführten Mauerwerkes und Betons betragen die Kosten:	zu 1 14,03 M. zu 2 28,13 „ zusammen . . . 41,16 M.	zu 1 20,24 M. zu 2 49,31 „ zusammen . . . 69,55 M.
Für das cbm eines Körpers, welcher die Fundamentfläche in Höhe der Brunnensohle zur Grundfläche und die Tiefe unter Niedrigwasser zur Höhe hat, betragen die Kosten:	zu 1 15,46 M. zu 2 28,80 „ zusammen . . . 44,26 M.	zu 1 17,07 M. zu 2 41,58 „ zusammen . . . 58,65 M.

⁴⁴⁵⁾ Vergl. Osthoff. Anfertigung von Kostenberechnungen, S. 256 und Quassowski. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 309.

Tabelle XVII. Gründungskosten der Elbebrücke bei Niederwartha und der Muldebrücke bei Rochlitz, auf gleiche Einheiten zurückgeführt.⁴⁴⁶⁾

Bezeichnung des Bauwerkes	Wassertiefe auf der Baustelle	Tiefe der Brunnen- sohle unter Wasser	Fläche der Fundamentsohle	Pfeilerfläche in Wasserhöhe	Inhalt des Pfeiler- mauerwerkes einschl. Beton unter Wasser	Kosten der Ausführung bis zur Wasserhöhe				
	m	m	qm	qm	cbm	im Ganzen		f. d. qm Sohlenfläche	f. d. cbm des aus- geführten Mauer- werkes u. Betons	f. d. cbm d. Körper- inhaltes a. Sohlen- fläche multipl. mit Gründungstiefe
						M.	M.	M.	M.	
Brücke über die Elbe b. Niederwartha ⁴⁴⁷⁾ (1873/74)										
(Berlin-Dresdener Eisenbahn) Mittelpfeiler No. 3	0,7	4,5	93	94	461	42 389	456	92	101	
desgl. " " 4	2,5	6,0	93	94	581	72 356	778	125	130	
desgl. " " 5	3,5	7,5	93	94	661	79 912	859	121	115	
desgl. " " 6	1,0	6,5	93	94	621	55 737	599	90	92	
desgl. " " 7	0,7	5,0	73,5	74,3	312	28 591	389	92	78	
desgl. " " 8	0,1	4,5	73,5	74,3	275	22 556	307	82	68	
desgl. " " 9	0,1	3,7	73,5	74,3	217	18 631	254	86	69	
Brücke über die Mulde bei Rochlitz ⁴⁴⁸⁾ (1875)										
(Muldenthal-Bahn) Mittelpfeiler No. 5	1,37	5,4	49,3	26,2	234	27 800	564	119	104	
desgl. " " 6	0,57	4,6	49,3	26,2	193	24 960	507	130	110	

2. **Eiserne Brunnen** in landläufiger Bezeichnungsweise sind nach der auf S. 203 gegebenen Erläuterung in der Regel als „Senkröhren“ anzusehen und werden im § 37 eingehender besprochen. Jedoch können auch Ausbildungsarten vorkommen, bei denen die Seitenwandungen der eisernen Röhren, ähnlich den Wandungen der steinernen Brunnen, als tragende und nicht bloß umhüllende Teile des Grundbaues auftreten, was sie zu Brunnen im engeren Sinne macht. Dies findet statt, wenn die Wandungen als versteifte Doppelwandungen hergestellt sind, deren Zwischenraum, meist noch vor dem Versenken, mit Beton ausgefüllt wird. Ein besonders bemerkenswertes Beispiel dieser Art, bei welchem auch die Gründungstiefe mit 56 m unter höchstem Wasserspiegel eine ungewöhnlich große ist, bietet die Gründung der Hawkesbury-Brücke in New-South-Wales in Australien.

Der Flußboden besteht hier aus Schlamm und weichem Sande, unter dem als tragfähiger Baugrund fester Kies liegt. Die Brücke hat 7 Öffnungen bei je 125 m Abstand der Pfeilermitten. Zur Gründung wurde für jeden Pfeiler ein einziger Brunnen benutzt, dessen Grundrissform sich derjenigen der Pfeiler — einem Rechteck mit Halbkreisen an den Schmalseiten, von 15,8 m Länge und 7,3 m Breite — anschloß und dessen Mantel aus 9 mm starkem, innen versteiften Kesselblech bestand. Im Innern des Brunnens waren 3 Baggerschächte von 2,44 m Durchmesser und in 3,2 m Entfernung

⁴⁴⁶⁾ Vergl. Deutsche Bauz. 1877, S. 137.

⁴⁴⁷⁾ 3 Flutöffnungen zu je 20 m Weite, 3 Stromöffnungen zu je 60 m und 4 Flutöffnungen zu je 20 m. Überbau für 1 Bahngleis und eine Straße. Jeder Pfeiler ruht auf drei aus Backstein gemauerten Senkbrunnen. Baugrund: überall grober Kies mit eingemengten Steinen bis 0,2 cbm Inhalt. Bei den Pfeilern 3, 6, 7, 8 u. 9 sind keine Spundwände angewandt, bei den Pfeilern 4 u. 5 war die Schüttung künstlicher Inseln und das Eintreiben von Spundwänden erforderlich.

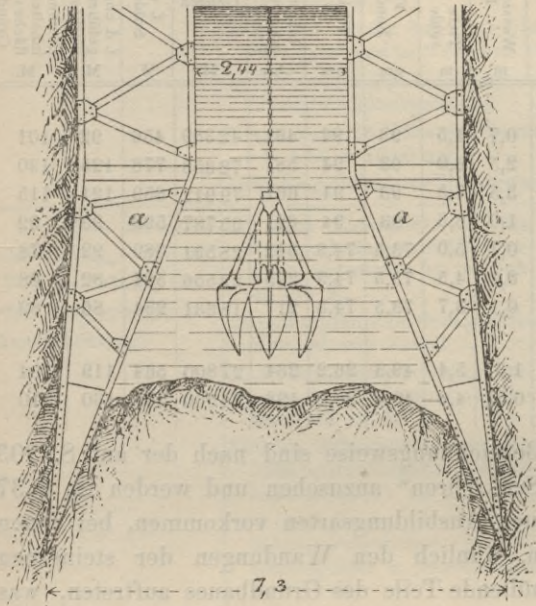
⁴⁴⁸⁾ Baugrund: grober Kies mit Steinen, Pfählen und sonstigem Holzwerk untermischt, darunter fester Fels. Die 234,03 cbm Mauerwerk und Beton zerfallen in 83,91 cbm der Brunnenmäntel (Ziegel), 93,53 cbm Beton und 48,62 cbm Bruchstein-Füllmauerwerk.

Nach dem Aufsatz von C. Reiche: „Die größeren Brücken der Muldenthalbahn, insbesondere deren Fundierung.“ Glaser's Ann. f. Gewerbe u. Bauw. 1879 u. 1880 (s. Fußnote 460), betragen die in der letzten Spalte der Tab. XVII angegebenen Kosten der Rochlitzer Brücke nicht 104 und 110, sondern 98 und 102 M. f. d. cbm.

von Mitte zu Mitte angeordnet. Die Schächte von 6,4 mm Wandstärke waren untereinander und mit dem äußeren Mantel durch Gitterwerk aus Winkeleisen verbunden.

Fig. 120.

Eiserner Brunnen vom Bau der Hawkesbury-Brücke.



Am unteren Ende waren Mantel und Schächte spitz zusammengeführt und mit einer 25 mm starken Stahlschneide versehen. Die auf diese Weise gebildeten Räume *a a* (Fig. 120) ermöglichten, den Brunnen schwimmend an die Verwendungsstelle zu bringen und ihn dort, durch Einfüllen von Grobmörtel in die genannten Räume *a a*, zwischen Prähmen zum Sinken zu bringen. In dem Maße, wie der Brunnen sank, setzte man oben neue Ringe auf die Umhüllung und die Baggerschächte. War die gewünschte Tiefe erreicht, so füllte man die Schächte mit Beton bis etwa zur Niedrigwasserhöhe und führte darüber gewöhnliches Mauerwerk aus. Bei einigen Pfeilern sollen durch Schiefstellen der Brunnen sich große Schwierigkeiten ergeben haben. Die ganze Pfeilerhöhe von Fundamentsohle bis zur Oberkante wird zu 69,2 m angegeben. Die

Ausführung des Brückenbaues ist von der Union Bridge Company in New-York zu dem Preise von 6540000 M. übernommen worden.⁴⁴⁹⁾

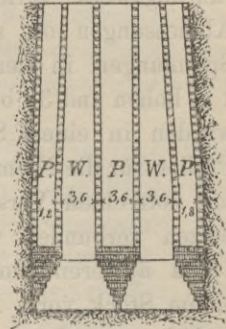
3. Hölzerne Senkbrunnen. Eine von der in § 37 beschriebenen Gründung mit hölzernen Kasten ohne Boden wesentlich abweichende und in mancher Beziehung an die Anordnung der eisernen Brunnen der Hawkesbury-Brücke erinnernde Bauart ist bei Gründung der Pfeiler von der Hudsonbrücke bei Poughkeepsie in Nordamerika angewandt worden. Die letztere ist eine zweigleisige Eisenbahnbrücke, deren Länge einschließlich der Zufahrtsrampen zu 1548 m angegeben wird. Sie hat 5 Stromöffnungen bei 160 bis 167 m Abstand der Pfeilermitten. Der Fluß hat an der Baustelle eine Wassertiefe von 15 bis 18 m, die Wassergeschwindigkeit beträgt 1,5 m in der Sekunde; das Flußbett besteht aus Schlamm, Thon und Sand, darunter aus tragfähigem Kies. Die Strompfeiler sind mittels hölzerner Brunnen von 30,5 m Länge und 18 m unterer, 15,8 m oberer Breite gegründet, deren Inneres durch 7 Quer- und 4 Langwände in 40 Abteilungen *P* und *W* (s. Fig. 121) geteilt ist. Dadurch wird ein in der späteren Betonausfüllung steckendes, die Pfeiler- bzw. Brückenlast mit tragendes Gerippe von Wandungen gebildet, sodafs die Einreihung dieser Gründungsweise unter die Brunnen-gründung gerechtfertigt erscheint.

Die Kasten wurden am Ufer gezimmert, schwimmend an die Pfeilerstellen gebracht und dort verankert. Die Scheidewände sind aus übereinander gelegten Hölzern, 0,6 m stark, hergestellt. Die Abteilungen *P* erhielten nach unten sich schneidenartig verjüngende Holzböden; sie wurden bei der

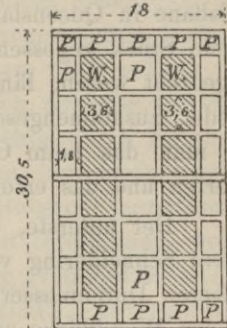
⁴⁴⁹⁾ Scientific american 1885, S. 287 u. 292. — Génie civil 1886, S. 65 und 1891, S. 420. — Engineering 1886, April, S. 367 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 54.

Versenkung mit Beton bzw. Kies gefüllt. Die unten offenen 12 Abteilungen *W* dienten als Baggerschächte. War der tragfähige Baugrund erreicht, so wurden auch diese mit Beton ausgefüllt und die Oberflächen durch Taucher abgeglichen. Auf jedes der so hergestellten, bis 6 m unter Hochwasser reichenden Pfeilerfundamente wurde ein zweiter Holzkasten hinabgesenkt, dessen Boden aus einem sehr starken Schwellrost bestand und dessen Seitenwände den später zu beseitigenden Fangdamm bildeten, hinter welchem das untere Mauerwerk der Pfeiler errichtet wurde. Die Unterkante der Senkbrunnen liegt an der tiefsten Stelle 41 m unter Hochwasser, 39,5 m unter Niedrigwasser, die Oberkante der gemauerten Pfeilerteile 9 m über Hochwasser. Der weitere Pfeilerbau besteht aus je 8 ausgesteiften Stahlsäulen, welche den mit seinem tiefsten Punkte auf 39,7 m Höhe über Hochwasserspiegel liegenden Überbau (nach Gerber's Bauweise als Kragträger ausgebildet) tragen. Der Brückenbau ist von der Union Bridge Company in New-York ausgeführt.⁴⁵⁰⁾

Fig. 121.
Gründung der Pfeiler von der Hudsonbrücke bei Poughkeepsie.



Grundriss.



§ 37. Röhren- und Kastengründung. Hinsichtlich der Ausführungsweise schließt sich, wie schon im § 35, S. 203 hervorgehoben wurde, die Röhren- und Kastengründung eng an diejenige der Brunnengründung an. Die Art der Unterstützung und Führung der Röhren während des Hinablassens, die spätere Ausfüllung mit Beton, Mauerwerk u. s. w. und alle dazu gehörigen Arbeiten bieten im wesentlichen wenig Abweichendes von den bei der Gründung mittels gemauerter Senkbrunnen vorkommenden bezüglichen Ausführungen. Wenn sonach in dieser Hinsicht auf das im § 36 Behandelte hingewiesen werden kann, so erfordert doch die große Bedeutung, welche diese Gründungsweise in neuerer Zeit, vorzugsweise in England, erlangt hat und die hohe Beachtung, welche sie verdient, ein näheres Eingehen auf einige Beispiele und Einzelheiten der Ausführung.

1. Röhrengründung. Die eisernen Röhren insbesondere bieten den gemauerten Brunnen gegenüber die Vorteile des innigeren Zusammenhanges der Wandung, des geringeren Widerstandes beim Eindringen in den Boden und der schnelleren Aufstellung, — Vorteile, welche besonders bei großen Gründungstiefen und in Fällen, wo die Senkkörper bedeutenden seitlichen Angriffen durch Strömungen u. s. w. ausgesetzt sind, zur Geltung kommen. Auch erleichtern die genannten Eigenschaften der eisernen Röhren den Übergang zum Druckluftverfahren, wenn etwa unvorhergesehene Hindernisse die Trockenlegung des Baugrundes während der Absenkung wünschenswert machen sollten. Dagegen wird durch das verhältnismäßig kostspielige Material der Wandungen, welches in den meisten Fällen nur in verschwindendem Maße zur Vergrößerung der Bodenfläche, also zum Mittragen, beiträgt, ein neues Element eingeführt, welches bei den gemauerten Brunnen, deren Mantel einen wesentlichen Teil des tragenden Fundamentkörpers bildet, fehlt. Allerdings darf dabei nicht außer Acht gelassen werden, daß die eisernen Röhren, wenn sie bei Brückenpfeilern als einfache Röhrenpfeiler oder als gekuppelte Cylinder auch über Wasser bis zum Überbau fortgesetzt werden, die Ausführung von sichtbarem, in Quadern oder Blendsteinen ebenfalls kostspieligen, Mauerwerk unnötig machen und daß daher wiederum, bei Ausfüllung mit Beton, die Herstellungskosten des aufgehenden Mauerwerkes vermindert werden.

⁴⁵⁰⁾ Vergl. Génie civil 1888, Bd. XIV, S. 116 ff.; Ann. des travaux publics 1888, S. 2145 ff.; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 523; Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 271 u. 473 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 55.

Bei kleineren Abmessungen werden die Röhren gewöhnlich aus Gufseisen, bei größeren aus Walzeisen hergestellt.

a) Gufseiserne Röhren werden aus Ringstücken zusammengesetzt, die entweder in einem Stück gegossen sind, oder aus mehreren Segmentteilen bestehen. Erstere Ausführungsweise vermindert die Anzahl der Verbindungsstellen, ergibt aber bei großen Abmessungen oft schwer zu handhabende Stücke und führt nicht selten bedenkliche Spannungen in den Ringstücken herbei. Die bis 3,60 m Durchmesser besitzenden, 1 m hohen und 38 bis 55 mm starken Ringe für die Pfeiler der Seinebrücke bei Argenteuil wurden in einem Stücke gegossen; die 3,5 m weiten, 1,33 m hohen Ringstücke der Pfeiler für die Niemenbrücke bei Kowno dagegen aus 4 Segmentstücken gebildet, welche mit lotrechten Verstärkungsrippen versehen, mittels innerer Flantschen und Schraubbolzen verbunden wurden. Bei mehreren englischen Bauwerken kommen Ringe von 1,8 m äußerem Durchmesser, 1,8 m Höhe und 25 mm (1 Zoll engl.) Wandstärke in einem Stück vor. An den Verbindungsstellen werden die Ringe sorgfältig abgedreht und dann an den inneren Flantschen zusammengeschraubt. Bei der Viktoria-Brücke zu Brisbane in Queensland⁴⁵¹⁾ (Australien) hat man die Ringe von 2,44 m Durchmesser in einem Stück gegossen, dann aber, nachdem sie an den wagerechten Verbindungsstellen abgedreht waren, längs angegossener lotrechter Flantschen, mit denen sie später dann wieder zusammengeschraubt wurden, in drei Segmente gespalten. Auf diese Weise hat man das beim Gießen der Segmente in den einzelnen Stücken leicht eintretende Werfen und das erforderliche Hobeln der lotrechten Fugen vermeiden wollen.

Der unterste, dem Kranz der Steinbrunnen entsprechende, Röhrenteil wird mit einem Schneidering versehen, der, nach unten zugeschärft, meist einen etwas größeren äußeren Durchmesser erhält als die übrigen Ringstücke, um das Anhaften des Bodens an der Wandfläche zu vermindern. Bei der Seinebrücke zu Argenteuil ist der äußere Durchmesser des untersten Ringes, bei gleichem inneren Durchmesser, um 1 cm größer als der der übrigen Ringe. Mehrfach hat man auch den Kranz für gufseiserne Röhren von Schmiedeisen hergestellt.

Was das Verhalten der gufseisernen Röhren bei starker Kälte betrifft, so wird aus den Vereinigten Staaten von Nordamerika über mehrere Fälle berichtet, in welchen die Cylinder bei strenger Kälte gesprungen sind.⁴⁵²⁾ Da die inneren Flantschen durch den Beton gehindert werden, der bedeutenden Zusammenziehung der gufseisernen Röhren zu folgen, so können solche Risse entstehen. Über ähnliche Erscheinungen bei den in großer Zahl auch in Europa ausgeführten gufseisernen Pfeilern, namentlich in dem rauhen Klima Rußlands, ist indessen bisher nichts laut geworden. In warmen Ländern, z. B. in Ostindien, soll es ferner vorgekommen sein, daß die den unmittelbaren Einwirkungen der Sonnenstrahlen ausgesetzten Röhren von den nach innen gekehrten Flantschen abgerissen sind, weil diese, weniger erwärmt, nicht in gleichem Maße sich ausgedehnt haben. Man soll daher in neuerer Zeit dort die Cylinder auf die Breite der Flantschen im Innern mit Holzstäben bekleiden.

b) Schmiedeiserne Senkröhren werden meist aus Blechringen, deren Höhe der im Handel üblichen Blechbreite entspricht, zusammengesetzt; dabei werden die Ringe

⁴⁵¹⁾ Vergl. Engng. 1875, II. S. 496.

⁴⁵²⁾ Nach den Angaben des Ingenieurs Trautwine im Journ. of the Franklin Institute 1873, I. S. 307.

an den wagerechten Verbindungsstellen sorgfältig bearbeitet, durch Laschen verbunden und in lotrechter Richtung durch Winkeleisen versteift.⁴⁵³⁾

Bei dem Kistna-Viadukt in Ostindien⁴⁵⁴⁾ bestehen die Pfeiler für die Brückenträger von 34 m Spannweite aus je zwei schmiedeeisernen mit Cementbeton ausgefüllten Cylindern von 3 m unterem und 2,1 m oberem Durchmesser. Die lotrechten Verbindungen der eisernen Wandungen sind dabei durch 8 Stück vom Fuß bis zum Kopf durchgehende und mit außerhalb liegenden lotrechten Flacheisen vernietete Winkeleisen gebildet, die wagerechten Stöße der an den Ringflächen sauber bearbeiteten Ringe durch innere und äußere miteinander vernietete Laschen gedeckt.

In dem Beispiele der Serethbrücke in Rumänien⁴⁵⁵⁾ (s. Fig. 15 u. 16, Taf. VII) bestehen die 4,5 m im Durchmesser haltenden Röhren, deren zwei zu einem Pfeiler gehören, aus einzelnen 1,23 m hohen Trommeln von 17 mm starken Eisenblechtafeln, die oben und unten angenietete Winkeleisen tragen und mittels dieser aufeinander durch Schraubbolzen befestigt wurden. Um eine wasserdichte Verbindung herzustellen, hat man hier mit heißem Asphaltteer getränkte Wergstränge zwischen die Winkeleisen gelegt und die Fugen von innen und außen kalfatert. Dieses Beispiel dient gleichzeitig zur Verdeutlichung der zuerst von dem englischen Ingenieur Leslie angewandten Hebergründung (s. § 15, S. 88). Nur wurde hier statt eines Bohrers ein am unteren Ende der das Heberrohr umgebende Röhre angebrachter Pflug um 180° durch Arbeiter vor- und rückwärts bewegt, nachdem im Innern der zu senkenden Pfeilerröhre durch Zuführen von Wasser ein um 1,25 bis 2,5 m höherer Wasserstand als außen hergestellt worden war und als solcher erhalten wurde. Durch die hierdurch im Heberrohr entstehende Wasserströmung von unten nach oben wurde der gelöste Boden mit fortgerissen, wobei allerdings Steine durch Taucher heraufgeholt werden mußten. Zur größeren Sicherheit gegen Unterspülung wurden nach Absenkung der Röhren noch innerhalb derselben Pfahlroste aus je 14 Pfählen angeordnet, ein Verfahren, welches auch in anderen Fällen angewendet worden ist (vergl. § 38).

Die beim Bau der Brücke über den Goraifluß in Ostindien⁴⁵⁶⁾ gleichfalls unter Anwendung des Leslie'schen Verfahrens versenkten Pfeiler bestehen aus je zwei 11,36 m voneinander abstehenden Cylindern, deren unterer Teil von 9,45 m Höhe und 4,28 bis 4,07 m Durchmesser aus Eisenblech, deren oberer Teil aus Gußeisen besteht. Das Hinablassen der Röhren bis auf eine Tiefe von 30 m unter Niedrigwasser erfolgte von einem auf Pontons ruhenden Arbeitsboden aus, wobei die Stellung der Röhren durch Verankerungsketten mit Flaschenzügen geregelt werden konnte. Ein vorläufig in jeden Rohrcylinder eingeschalteter hölzerner wasserdichter Boden vermehrte den Auftrieb während des Absenkens. Der den Erdbohrer tragende hohle Schaft bestand aus zwei ineinander liegenden Röhren von 0,66 bzw. 0,33 m Durchmesser mit luftdichten Wandungen, deren Zwischenraum nach Erfordernis mit Wasser gefüllt werden konnte. Zur Entfernung des Bodens diente ein in den Schaft gestellter Heber. Der Durchmesser des Bohrers betrug 2,75 m und bei durchschnittlich einer Umdrehung in 1 bis 2 Minuten sind die Cylinder etwa 0,3 m in der Stunde gesenkt worden.

⁴⁵³⁾ Vergl. Gründung der Taraczbrücke in der Zeitschr. d. ungar. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874. — Hier ruht jeder Pfeiler auf 2 Cylindern von 4,19 m Durchmesser. Diese bestehen aus dem 0,18 m hohen, nach unten kegelförmig erweiterten Senkringe und 3 bis 4 anderen 0,95 m hohen Ringen von 6 mm starkem Blech.

⁴⁵⁴⁾ Vergl. Engineering 1871, I. S. 285.

⁴⁵⁵⁾ Vergl. Kubale. Heberfundierung für Straßen- und Eisenbahnbauten. Deutsche Bauz. 1873, S. 84.

⁴⁵⁶⁾ Vergl. Engineering 1872, I. S. 117.

c) Das gewöhnliche Verfahren beim Versenken eiserner Röhren zeigt Fig. 14, Taf. VII. Es ist dies das Beispiel des Pfeilerbaues der Brücke über den Usk⁴⁵⁷⁾ auf der Pontypool-Caerleon-Newport-Eisenbahn in England. Man hat hier mittels einer Dampfmaschine das Wasser aus dem Innern der Cylinder ausgepumpt, bezw. auf sehr niedrigem Stande erhalten und dadurch bei den meisten Pfeilern ermöglicht, den Boden zu Tage in die Gefäße zu laden und hochzuwinden. Einige Röhren sind, um ihr Sinken bis auf den Felsboden zu beschleunigen, mit Steinen belastet und mit 4 Flaschenzügen in Verbindung gebracht worden, welche teils nach unten, teils aber auch seitlich wirkten und dadurch zur Geradestellung der Röhren dienten. Eine weitere Führung erhielten diese in ihrem unteren Teil durch hölzerne Rahmstücke. Baumstämme, welche bei 2 Cylindern das Absinken verhinderten, wurden durch Taucher beseitigt.

Statt einer Bepackung des oberen Ringes mit Steinen oder sonstigen Beschwerungsgegenständen zur Beförderung des Absenkens hat man die Belastung der Röhren auch durch Aufsetzen von gußeisernen Segmentstücken auf die nach innen vorspringenden Flanschen bewirkt, wodurch gleichzeitig der ohnehin enge Arbeitsraum frei gehalten werden kann. Einen gleichen Zweck verfolgt die Ausfütterung der Rohrwandung mit Backsteinmauerwerk, das den Röhren, bei sparsamer Verwendung des Eisens, außerdem eine größere Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit giebt. Beispielsweise ist dies bei den Röhrenpfeilern der Taybrücke in Schottland geschehen, zu deren Gründung verschiedene Verfahren der Absenkung, nach Maßgabe der während der Ausführung entstandenen Schwierigkeiten, zur Anwendung gekommen sind.

Über die Pfeilergründungen dieses in den Jahren 1871 bis 1878 ausgeführten, höchst bemerkenswerten, Bauwerkes, welches infolge mangelhafter Ausführung der gußeisernen Pfeileraufbauten am 28. Dezember 1879 bei einem heftigen Orkane, während des Hinüberfahrens eines Eisenbahnzuges, eingestürzt ist, sowie über die Gründung der in den Jahren 1882 bis 1885 neu aufgebauten Brücke, lassen wir nachstehend einige Angaben folgen.⁴⁵⁸⁾

I. Gründung der Pfeiler der alten Taybrücke.

Der Firth of Tay hat an der Brückenstelle etwa eine Breite von $3\frac{1}{4}$ km, eine Wassertiefe im mittleren Teile von 9 m und einen Flutwechsel von 4,4 m. Die Brücke mit eisernem Überbau, dessen Unterkante, um den Schiffsverkehr nicht zu hindern, im mittleren Teile 26,8 m über Flutspiegel liegt, hat 85 Öffnungen mit folgenden Weiten:

11 zu 74,7 m	}	zwischen den		21 zu 39,4 m	}	zwischen den
2 " 69,2 "				2 " 26,5 "		
1 " 50,6 "				28 " 20,6 "		
1 " 49,6 "				6 " 8,8 "		
13 " 44,4 "						
		Pfeilermitten.				Pfeilermitten.

Hieran schließt sich noch an der Nordseite eine 30,5 m weite, mit Parallelträgern überbrückte Öffnung und 3 mit Blechträgern von je 8,8 m Spannweite überspannte Öffnungen.

Erstes Gründungsverfahren. Nach dem ursprünglichen Entwurf sollten die Pfeiler in Backsteinmauerwerk ausgeführt und mittels je zweier, einzelstehender eiserner Röhren gegründet werden.

⁴⁵⁷⁾ Vergl. Engineering 1874, I. S. 61.

⁴⁵⁸⁾ Ausführlichere Mitteilungen sind enthalten über die alte Taybrücke in: Engineer 1873, I. S. 197; 1878, I. S. 9 u. 208. — Engineering 1876, I. S. 371, II. S. 164; 1878, I. S. 91 u. 181. — Builder 1876, I. S. 356 u. 900. — Deutsche Bauz. 1873, S. 52; 1880, S. 111. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 113. — Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, II. S. 449 u. 497; 1880, I. S. 87, 147, 167. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 70. — Über die neue Taybrücke: Engineering 1881, I. S. 577; 1885, I. S. 689. — Deutsche Bauz. 1883, S. 496. — Centrabl. d. Bauverw. 1885, S. 58. — Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 354 u. 363.

Dieser Absicht lag die auf Bohrversuche gestützte Annahme zu Grunde, daß der von Thon und Geschiebe überlagerte Felsboden überall in mäßiger Tiefe zu erreichen sein würde; eine Annahme, die sich bald als nicht zutreffend erwies.

Man begann mit den Pfeilern an der Südseite, wo die ersten drei noch im Trockenen herzustellen waren. Für die dann folgenden Strompfeiler erhielten die eisernen Röhren Durchmesser von 2,9 bei 3,8 m Abstand der Mitten.

Die Röhren, aus schmiedeisernen Glocken und gußeisernen Mänteln darüber bestehend, wurden am Ufer aufgestellt und in ihrem unteren Teile, etwa bis zu der nach ihrer Versenkung dem Ebbespiegel entsprechenden Höhe, mit einem inneren Ringe von Backsteinmauerwerk in Cementmörtel bekleidet. Dann flößte man die ungefähr 40 t wiegenden Körper bei eingetretener Flut zwischen Prahmen an die Baustelle, liefs sie mit der Ebbe auf den Grund sinken, setzte Luftschleusen auf und bewirkte das weitere Versenken mit Hilfe von Druckluft in der bekannten Weise. Jede Röhre hatte eine besondere Dampfmaschine und Luftpumpe, welche auf der ausgekragten Arbeitsbühne der Luftschleusen Platz fanden. Die Förderung des Bodens geschah in Eimern durch Handarbeit.

War der, meist 2,5 bis 4,5 m unter Flußsohle liegende, Felsen erreicht und abgearbeitet, so wurde der innere Raum der Röhre bis zur Niedrigwasserhöhe mit Beton ausgefüllt, darauf der vorläufig aufgesetzte Teil des eisernen Mantels in dieser Höhe entfernt und der Pfeiler mit Backsteinen in Cement bis zur erforderlichen Höhe aufgemauert. In dem oberen Teile vom Flutspiegel bis zum Auflager hatten die beiden Pfeilercylinder einen Anlauf von 1:60 und waren durch einen 0,76 m breiten Steg aus Ziegelmauerwerk miteinander verbunden.

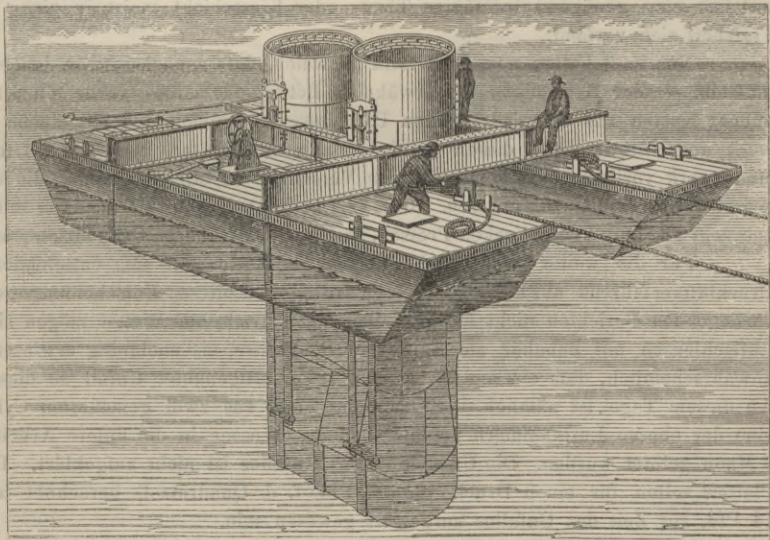
Zweites Gründungsverfahren. Die ersten 6 Strompfeiler wurden in der beschriebenen Weise gegründet. Man hatte jedoch bei der geringen Grundfläche der Röhren, die den heftigen Angriffen der Wellen und des Stromes ausgesetzt waren, große Schwierigkeiten bei dem Versenken zu überwinden gehabt; häufig war die eine Seite der Röhre auf einen Stein geraten, während die andere im leichten Boden ruhte, sie stellte sich dadurch schief und fiel in drei Fällen, infolge heftigen Seeganges, um. Es fehlte den Röhren die genügende Standsicherheit.

Um diesem Mangel abzuhelpen, beschlofs man, das Versenken getrennter Röhren aufzugeben und für jeden Pfeiler einen zusammenhängenden Grundbau herzustellen, auf welchem sich die beiden runden Stützen aus Backsteinmauerwerk erheben sollten.

Zu dem Zwecke stellte man für jeden Pfeiler am Ufer einen schmiedeisernen Kranz (0,9 m hoch, 3,2 m breit, 6,8 m lang) mit geraden Langseiten und halbkreisförmig abgerundeten Enden auf; darüber einen nach oben sich etwas verjüngenden Mantel aus Gußeisen, 1,5 m hoch, mit 0,75 m breiten oberen Flanschen. Beide Teile bildeten zusammen den für das Versenken erforderlichen Arbeitsraum von 2,4 m Höhe, in welchem 2 Arbeiterschichten von je 6 Mann Platz finden konnten. Über diesem Kasten wurden zwei hohle Cylinder

Fig. 122.

Schwimmende Rüstung für die Röhrenpfeiler der ersten Brücke über den Firth of Tay.



innerem Durchmesser in Backsteinen mit Cement aufgemauert, innerhalb gußeiserner aus je 4 Segmenten zusammengesetzter Röhrenumhüllungen von 19 mm Wandstärke. Dabei wurde zwischen dem Gußeisen und dem Mauerwerk ein Raum von 50 mm frei gelassen, den man später mit Cement ausgegossen hat. Die gußeisernen endgiltigen Umhüllungen reichten bis zum Ebbespiegel.

Um diese aus Eisen und Mauerwerk aufgebaute, etwa 140 t schwere Masse vom Ufer nach der Verwendungsstelle zu befördern, benutzte man zwei Pontons, die durch zwei schmiedeiserne Träger so zu verbinden waren, daß zwischen diesen und den Pontons der Mantelkörper des Grundbaues aufgehängt werden konnte. Letzteres geschah mittels Eisenstangen, die paarweise an dem Caisson befestigt waren und in ihren oberen Teilen mit den Kreuzköpfen der auf den Trägern aufgestellten hydraulischen Pressen verbunden wurden. Sie waren hier in Abständen von 0,3 m, entsprechend dem Hube der hydraulischen Pressen, mit Löchern versehen, in welche stählerne Bolzen paßten, die abwechselnd die Last auf die Kreuzköpfe der Presskolben oder unmittelbar auf die eisernen Träger übertrugen (vergl. Fig. 122).

Vor dem Hinausflößen der am Lande zusammengestellten Pfeilermasse wurden die schmiedeisernen Träger mit den Senkvorrichtungen in solcher Höhe mit dem Caisson verbunden, daß letzterer, wenn die Pontons unter die Träger gebracht und mit steigender Flut die ganze Last vom Boden abhoben, 2,4 m tief ins Wasser eintauchte. Waren die Pontons an die Baustelle bugsiert und festgelegt, so wurde sofort mit dem Versenken begonnen und bei regelrechtem Fortgange der Arbeit mit eingetretenem Niedrigwasser das Flußbett erreicht. Vor dem weiteren Versenken wurden vorläufige eiserne Umhüllungen, bis etwa 2 m über Fluthöhe reichend, angebracht und innerhalb dieser die Maurerarbeiten so hoch geführt, als es zur richtigen Belastung des Caissons nötig war; sodann konnte mit Hilfe aufgesetzter Luftschieusen das Wasser mittels Druckluft aus dem unteren Arbeitsraume ausgetrieben und die Gründung sowohl, wie die weitere Aufmauerung der Pfeiler vollendet werden.

Drittes Gründungsverfahren. Die Gründung der aus zwei gemauerten Cylindern auf gemeinschaftlichem Grundbau bestehenden Pfeiler war bis zum 15. Strompfeiler, von der Südseite gerechnet, gediehen, als unvorhergesehene Schwierigkeiten zu einer Änderung des Gründungsverfahrens und des Pfeileraufbaues führten. Beim Versenken des Caissons für den 15. Pfeiler entdeckte man nämlich ein plötzliches Abfallen des Felsens, welches ein Umknicken des Pfeilerfundamentes veranlaßte und dessen Wiederbeseitigung durch Sprengen nötig machte. Man war zu der Überzeugung gelangt, daß bei den folgenden Pfeilern der Felsen in nutzbarer Tiefe nicht zu erreichen sei und daß man deshalb die übrigen Fundamente auf die den Felsen überlagernden Thon- und Kiesschichten setzen müsse.

Mit Rücksicht auf die, wenn auch genügende, doch jedenfalls geringere Tragfähigkeit der Alluvialschichten, gegenüber der des Felsens, beschloß man nun, zunächst die Last der Pfeiler zu vermindern und diese deshalb nur bis 1,5 m über Hochwasser aus Mauerwerk, in den oberen Teilen aber aus gußeisernen Stützen herzustellen.

In weiterer Abänderung des früheren Entwurfes sollte das Pfeilerfundament je aus einem im Grundriß ovalen Betonkörper von 7,1 m Länge, 4,1 m Breite und 6,1 m Dicke gebildet werden, für welches eine genügend tragfähige Thon- oder Kiesschicht meist in einer Tiefe von 5,5 m unter dem Flußbett sich vorfand.

Nur in 5 Fällen war der Grund so weich, daß zunächst 12 m lange Pfähle eingetrieben werden mußten. — Zur Herstellung des erwähnten Betonfundamentes wurde ein 6,1 m hoher, oben und unten offener Kasten aus Schmiedeisen am Ufer zusammengebaut und mit einem 0,35 m starken Ringmauerwerk ausgefüllt. Auf diesen wurde sodann ein zweiter, ebenfalls 6,1 m hoher Kasten, aber ohne Mauerwerk vorläufig aufgesetzt, um das Versenken zu erleichtern und die unten beschäftigten Arbeiter gegen die Strömung zu schützen. Der 12,2 m hohe Kasten wurde dann mit Pontons an Ort und Stelle gebracht und mit hydraulischen Pressen, wie bei den früheren Gründungen, auf den Boden hinabgelassen.

Für die weiter erforderliche Versenkung hatte man sich entschieden, von der Anwendung des Druckluftverfahrens abzusehen. Welche Gründe zu dieser Entscheidung geführt haben, geht aus den vorliegenden Berichten nicht hervor. Bei dem stürmischen Wetter mögen sich die schweren Lasten der Luftschieusen mit Zubehör am Kopfe der Senkröhre als nachteilig erwiesen haben. Es ist auch nicht unwahrscheinlich, daß ein am 26. August 1873 stattgehabter Unfall zu dieser Abänderung geführt hat. An diesem Tage ist nämlich bei Gründung eines aus zwei gemauerten Cylindern bestehenden Pfeilers eine der oberen Luftkammern geplatzt und das Wasser in die untere Arbeitskammer gedrungen, wobei 6 Mann getötet wurden. Die Ursache dieses Unfalles ist nicht aufgeklärt. Die gesprengten gußeisernen Platten sollen für einen Druck von 30 Pfd. f. d. Quadratzoll berechnet und einem solchen von nur 14 Pfd. zur Zeit des Unfalles ausgesetzt gewesen sein.

Das Verfahren, welches man angewandt hat, um die Caissons auf den tragfähigen Baugrund hinabzubringen, besteht in der Beseitigung der loseren Bodenschichten ohne Trockenlegung der Baugrube, unter Benutzung des für diesen Zweck hergestellten Reeve'schen pneumatischen Exkavators (vergl. S. 88).

Mit dem Ausheben des Bodens aus dem Innern des Kastens sank dieser durch sein eigenes Gewicht allmählich tiefer. War der tragfähige Baugrund erreicht, so konnte die Ausfüllung mit Beton,

demnach die Entfernung des oberen vorläufigen Teiles des Kastens und die Umschüttung mit Steinen zur Sicherung gegen Unterspülung erfolgen.

Das Betonbett, welches in der Regel etwa 0,3 m über die Flußsohle sich erhob, war damit zur Aufnahme des Pfeilermauerwerkes fertig. Letzteres wurde für den unteren Teil des Pfeilers bis Niedrigwasserhöhe am Ufer aus Backsteinen in Cementmörtel hergestellt und zwar, um das Gewicht möglichst einzuschränken, als hohler Körper von 6,7 m Höhe, im Grundriß ein längliches Sechseck von 6 m Länge und 3 m Breite bildend. — Nach genügender Erhärtung dieses Mauerkörpers hing man ihn mit Hilfe der bereits beschriebenen Vorrichtungen zwischen Pontons auf, bugsierte ihn an die Baustelle und liefs ihn hier auf das sorgfältig vorbereitete Betonbett hinab. Nachdem später der Innenraum mit Beton ausgefüllt war, konnte der übrige Teil des Pfeilers zwischen den Fluten aufgemauert werden.

Vierzehn Pfeiler hatte man in dieser Weise gegründet und damit die Stelle erreicht, wo die großen Felder mit 74,7 m Abstand der Pfeilermitten herzustellen waren. Bei der Gründung der Pfeiler für diesen mittleren Teil der Brücke beschlofs man, das zuletzt befolgte Verfahren im wesentlichen beizubehalten. Die erheblich gröfsere Last, welche die Pfeiler hier zu tragen bekommen, verlangte nur eine entsprechende Grundsohlenverbreiterung. Man änderte daher die ovale Grundrißform des Betonkörpers in eine Kreisfläche von 9,4 m Durchmesser ab. Die zugehörigen Kasten haben eine Gesamthöhe von 13,6 m erhalten, von der 7,6 m auf den vorläufigen Teil kommen. Mit Einschlufs des 0,35 m starken, zur Versteifung des unteren Teiles angebrachten Mantelmauerwerkes, soll ihr Gewicht gegen 200 t betragen haben, welches mit 4 hydraulischen Pressen auf das Flußbett hinabgelassen worden ist.

Die auf dem Betonbett ruhenden, am Ufer hergestellten, sechseckigen hohlen Mauerkörper haben 8,2 m Länge, 4,9 m Breite und 6,7 m Höhe.

An die 13 großen Schiffsahrtsöffnungen des mittleren Brückenteiles reihen sich nordwärts 12 Öffnungen, für welche die zugehörigen Pfeiler wieder als Doppelpfeiler gegründet wurden.

Pfeiler am Nordende der Brücke. Auf dem in einer Krümmung von 402 m Halbmesser liegenden nördlichen Teile der Brücke bestehen die Pfeiler in ihrer Mehrzahl aus je 3 gufseisernen Pfählen, die in den hier vorkommenden Sandablagerungen nach dem von Brunlees erfundenen Verfahren durch Spülung mittels eines kräftigen Wasserstrahles eingetrieben sind. Der Einsturz der Brücke ist, wie die Untersuchung ergeben hat, durch die mangelhafte Ausführung der Pfeileraufbauten verursacht. Die Gründungen haben keine Mängel erkennen lassen.

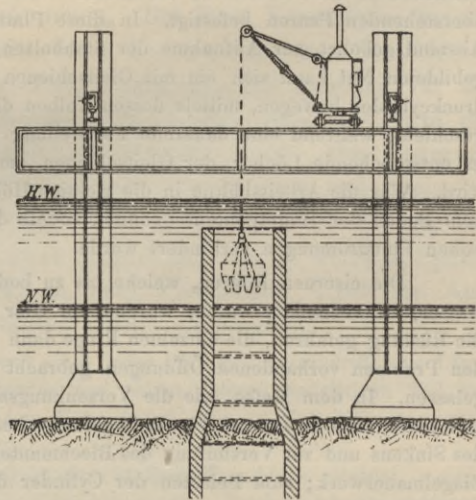
II. Gründung der Pfeiler der neuen Taybrücke.

Beim Bau der neuen Taybrücke, welche in geringer Entfernung von der alten die, den stärksten Stürmen und hohem Seegange ausgesetzte, Meeresbucht des Tay überschreitet, sind die Schwierigkeiten, welche bei dem älteren Verfahren die sichere Verankerung der Pontons und die nachfolgenden Senkungsarbeiten so sehr erschwert haben, in sinnreicher Weise dadurch umgangen, dafs der Unternehmer Arrol das zur Versenk-

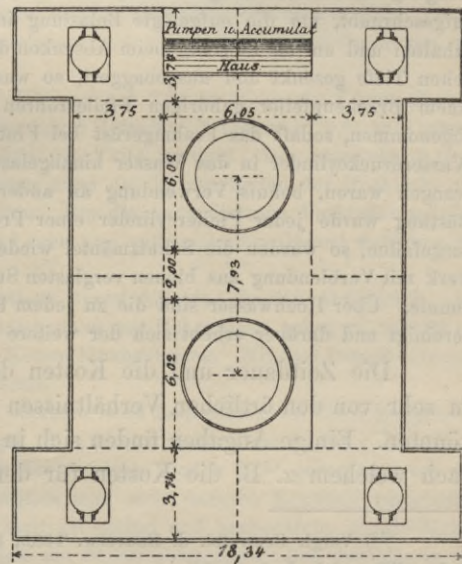
Fig. 123.

Prahm mit beweglichen Stützen vom Bau der neuen Taybrücke.

M. 1 : 300.



Grundriß.



ung der eisernen Röhren dienende Prahmgerüst mit vier in lotrechter Richtung beweglichen Beinen in Verbindung gebracht hat, sodafs der schwimmend an Ort und Stelle bugsierte Prahm, nach Niederlassen und Feststellen der Beine an diesen gehoben und mit der Arbeitsbühne in beliebiger Höhe festgestellt, nach Vollendung der Versenkungsarbeiten wieder abgefahren und an anderer Stelle von neuem verwandt werden konnte. Von den in verschiedenen Abmessungen hergestellten Rüstungen zeigt Fig. 123 eine in Ansicht und Grundrifs.

Der schwimmende Teil ist aus fünf wasserdichten eisernen Pontons in Form eines an den Enden geschlossenen **H**, in welchem zwei Öffnungen für die Röhrenbrunnen verbleiben, zusammengesetzt. An den Enden des Hauptpontons sind die vier Öffnungen zur Aufnahme der verstellbaren Beine, mit denen die Rüstung auf das Flußbett abgestützt wird, angebracht. Die Stützen der Beine sind bei den größten Rüstungen 19,5 m lang und bestehen aus starken, unten offenen Röhren von 2 m Durchmesser; die Füße sind kegelförmig, haben einen unteren Durchmesser von 3,6 m und sind in einer Entfernung von 0,75 m vom unteren Rande im Innern mit einer Sohlplatte aus Eisenblech versehen, um das zu tiefe Einsinken in das Flußbett zu verhindern. An den Stützen sind vier kräftige Stahlplatten in zwei gegenüberstehenden Paaren befestigt. In diese Platten sind Löcher von 130 mm Durchmesser in 225 mm Abstand gebohrt, zur Aufnahme der Stehbolzen, welche die Rüstung tragen. In der durch die Platten gebildeten Nut kann sich ein mit Gleitschienen versehener, mit dem Prahm fest verbundener Wasserdruckcylinder bewegen, mittels dessen Kolben die Hebung und Senkung der Stützen bezw. des Prahmes geschieht, während eine dauernde Feststellung beider Teile gegeneinander durch Einsetzen von Bolzen in entsprechende Löcher der Gleitschienen am Cylinder und an den röhrenförmigen Stützen erreicht wird. War die Arbeitsbühne in die richtige Höhenlage über Hochwasser gebracht, so wurden Ventile in dem Boden der Hauptpontons geöffnet, sodafs das Wasser einlaufen konnte, wodurch jedes Treiben bei hohen Flutströmungen verhindert wurde.

Die eisernen Röhren, welche bis zu bedeutenden Tiefen, angeblich bis zu 13,80 m unter Niedrigwasser, zu versenken waren, wurden am Ufer vernietet und in geeigneten Längen mittels Schiffen an die Rüstung gefahren, die einzelnen Ringe dann mittels Kranen auf die Rüstung gehoben, in die zwischen den Prahmen vorhandenen Öffnungen gebracht und unter Benutzung hydraulischer Presskolben hinabgelassen. In dem Maße, wie die Versenkungsarbeiten fortschritten, wurden neue Ringstücke aufgesetzt und jedes mit den inneren Flanschen des vorhergehenden durch Schrauben verbunden. Zur Beförderung des Sinkens und zur Versteifung des Blechmantels erhielt letzterer eine Ausfütterung von 0,45 m starkem Ziegelmauerwerk; zum Belasten der Cylinder dienten ferner auf das Ziegelmauerwerk gebrachte Gußeisenkörper.

Der von den eisernen Röhren gebildete Teil der Pfeiler endet bei Niedrigwasser. Nach Aufbringung des letzten Ringes einer Röhre wurde auf den obersten Flansch ein Blechmantel vorläufig aufgeschraubt, um die aufgelegte Belastung in ihrer Lage zu erhalten, den Schlamm des Flusses abzuhalten und um als Führung beim Absenken der Röhre zu dienen. Waren die Röhren bis zur erforderlichen Tiefe gesenkt und ausgebagert, so wurden sie ausbetoniert. Nach Fertigstellung der beiden zu einem Brückenpfeiler gehörigen Pfeilerröhren bis Niedrigwasser wurden die vorläufigen Blechmäntel abgenommen, sodafs das Prahmgerüst bei Flut frei über den Pfeilerröhren schwimmen und mittels der Wasserdruckcylinder in das Wasser hinabgelassen werden konnte, um dann, nachdem die Stützen hoch gezogen waren, behufs Verwendung an anderer Stelle, abgefahren zu werden. Nach Entfernung der Rüstung wurde jeder Pfeilercylinder einer Probelastung unterworfen. War diese zur Zufriedenheit ausgefallen, so wurden die Schutzmäntel wieder vorläufig aufgeschraubt, in denen nun das Ziegelmauerwerk mit Verblendung aus blauen verglasten Staffordshire-Steinen bis über Hochwasser ausgeführt werden konnte. Über Hochwasser sind die zu jedem Brückenpfeiler gehörigen Stützen durch einen Querverband vereinigt und darüber erhebt sich der weitere Pfeileraufbau.⁴⁵⁹⁾

Die Zeitdauer und die Kosten der Gründung mittels eiserner Senkröhren hängen zu sehr von den örtlichen Verhältnissen ab, als dafs allgemeine Angaben gemacht werden könnten. Einige Angaben finden sich in dem unten genannten Aufsätze von C. Reiche⁴⁶⁰⁾, nach welchem z. B. die Kosten für den Grundbau dreier Pfeiler der Brücke am Raben-

⁴⁵⁹⁾ Vergl. Centrabl. d. Bauverw. 1885, S. 58 ff.; Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 354 ff. und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 51.

⁴⁶⁰⁾ C. Reiche. Die größeren Brücken der Muldenthalbahn, insbesondere deren Fundierung. Glaser's Annalen für Gew. u. Bauw. 1879, II. S. 421 und 1880, I. S. 7 u. 161.

stein bei Grimma, bei Gründungstiefen von 5,48 bis 6,68 m, ausschließlich der Kosten des Mauerwerkes, f. d. cbm Fundamentkörper von Sohle bis Mittelwasser durchschnittlich 62,36 M. betragen haben.

2. Die **Kastengründung** unterscheidet sich von der Röhrengründung wesentlich nur durch die kastenartige Form der Hohlkörper und wird hauptsächlich da angewendet, wo die ausgedehnte Grundfläche des Fundamentes eine Auflösung oder Teilung in einzelne dicht nebeneinander, oder weiter voneinander entfernt stehende und dann durch Erdbögen verbundene Pfeiler erfordert. Zur Anwendung sind sowohl schmiedeiserne als auch hölzerne Kasten ohne Boden gekommen, letztere hauptsächlich bei geringerer Tiefenlage des festen Baugrundes.

a) Eiserne Kasten sind in den letzten Jahren u. a. bei Gründung einiger Brücken über die Themse zur Verwendung gekommen. Bei ihrer Versenkung hat im wesentlichen das in den Jahren 1865 bis 1869 beim Umbau der alten Blackfriars-Brücke in London angewandte Verfahren als Vorbild gedient, bei welchem für die einzelnen Pfeiler je 6 Kasten, vier von rechteckiger Grundfläche, zwei der Form der Pfeilerköpfe angepaßt, versenkt wurden (s. Fig. 17 bis 20, Taf. VII). Der Baugrund ist vollständig wasserdichter fester Londonthon, überlagert von Schlick und leicht beweglichen Bodenschichten. Die Brücke besitzt fünf Öffnungen: eine Mittelöffnung von 56,39, zwei Seitenöffnungen von je 53,34 und zwei desgleichen von je 47,24 m Spannweite. Die Gründungstiefe beträgt bis zu 14,3 m unter Flutspiegel. Über die Ausführung ist das Nachstehende der unten angeführten Quelle entnommen.⁴⁶¹⁾

Die eisernen Kasten, von denen die vier größeren eines jeden Pfeilers im Grundrifs eine Länge von 11 m und eine Breite von 5,50 m erhielten, bestanden aus einem unteren endgiltigen Teil von 5,5 bis 7 m Höhe und einem oberen vorläufigen von 8,4 m Höhe (vergl. Fig. 19, Taf. VII), der später wieder entfernt wurde.

Die Wand des endgiltigen Teiles ist aus 13 und 16 mm starkem Eisenblech gebildet, welches auf lotrechte I-Eisen von 152×88 mm, in 0,61 m Abstand genietet wurde. Letztere lehnten sich gegen wagerechte Träger von 0,46 m Höhe, die bei 1,22 m lotrechtem Abstände an den kurzen Seiten der rechteckigen Kasten in einem Stück, an den Langseiten aus zwei Stücken hergestellt waren und hier noch durch je einen wagerechten Gitterträger gegenseitig gestützt wurden. Die wagerechten Träger wurden, wie Fig. 17 zeigt, durch Hölzer in ihrer Lage gesichert und, vor dem Ausfüllen der Kasten mit Beton bzw. Mauerwerk, wieder entfernt.

Die oberen vorläufigen Teile der Kasten sind in Stücken von 2,10 m Höhe aus 5 mm starken, 0,91 m breiten Buckelplatten zusammengesetzt und letztere durch lotrechte I-Träger in 0,91 m Abstand, sowie durch wagerechte Träger ähnlich denen der endgiltigen Teile gestützt. Die einzelnen 2,10 m hohen Zonen bestanden wieder aus vier Stücken, von denen zwei die kurzen Seiten der Rechtecke mit den anschließenden Ecken, zwei die langen Seiten bildeten. Um die verschiedenen Verbindungsstellen der vorläufigen Teile dicht zu erhalten, wurden doppelte Lagen von vulkanisiertem Gummi zwischen die Flanschen gelegt.

Zum Zusammenbauen und zur Senkung jedes Kastens waren hölzerne Gerüste aufgestellt. Auf einer der Gerüstbühnen wurden die Kasten zusammengesetzt, dann mit Hebezeugen gehoben, um die sie stützende Bühne entfernen zu können, und darauf an je 4 Ketten hinabgelassen. Mit dem fortschreitenden Sinken wurden die vorläufigen Teile nacheinander aufgesetzt.

War das Flußbett erreicht, so entfernte man die obersten losen Bodenschichten durch Baggerung, bis man auf den sehr festen, dichten blauen Thon gelangte. Von diesem wurden die ersten 1 bis $1\frac{1}{4}$ m durch Taucher beseitigt, bis man annehmen konnte, daß der erreichte Boden dicht genug sei, um den Wasserandrang von außen genügend abzuschließen, worüber man sich dadurch Kenntnis verschaffte, daß man den Wasserstand im Innern der Kasten höher hielt als außen und beobachtete, ob ein Sinken des Wasserspiegels eintrat. Ergab solche Beobachtung, daß der Boden nicht mehr allzu durchlässig sei, so wurde das Wasser im Innern der Kasten mit Centrifugalpumpen entfernt und die weitere Boden-

⁴⁶¹⁾ The Engineer 1876, I. S. 1, 19, 39, 57, 77, 103 u. 139.

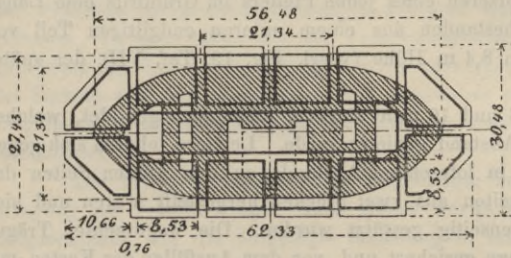
förderung zu Tage vorgenommen. Bei regelrechtem Betriebe erwies sich der Londonthon so dicht, daß die Arbeitsstelle fast trocken blieb. Um den Widerstand des Bodens beim Senken der Kasten zu überwinden, wurden diese mit Eisenblöcken belastet. In einer Tiefe von $2\frac{1}{2}$ bis 3 m im Thon war der Baugrund ausreichend fest, um den Grundbau aufnehmen zu können, der Raum im Innern des Kastens wurde dann gereinigt und nach allmählicher Entfernung der Stützen u. s. w. mit Beton aus 5 Teilen Themseballast und 1 Teil Portlandcement bis $2\frac{1}{2}$ m unter der Oberkante des endgiltigen Kastenteiles, darüber mit Mauerwerk gefüllt. Während der Brunnenenkung sind vielfach Störungen der Arbeit durch Pfähle und Überbleibsel der alten Brücke entstanden, die mitunter einen starken Zudrang des Wassers zum Arbeitsraum veranlaßten. Näheres über verschiedene Unfälle findet sich in der angeführten Quelle.

Um das Pfeilermauerwerk über den einzelnen Kasten in Verbindung bringen zu können, hat man die Zwischenräume zwischen den Kasten an den kurzen Seiten durch je 2 Reihen bis zur Oberkante der vorläufigen Umhüllung reichender Spundbohlen aus Halbholz geschlossen, durch Einfüllen von Thon zwischen diesen Wänden Fangdämme gebildet, dann jedesmal den Raum zwischen 2 Fangdämmen und 2 Kasten bis zur Oberkante des endgiltigen Teiles mit Beton gefüllt, den Raum darüber leer gepumpt und endlich die Langseiten der vorläufigen Umhüllungen entfernt, worauf das geschlossene Pfeilermauerwerk in einer Höhe von etwa 1,2 m unter Ebbespiegel begonnen werden konnte.

Ein ganz gleiches Verfahren wurde für die Gründung der Pfeiler von der Themsebrücke neben der Blackfriars-Station der London-Chatham-Dover-Eisenbahn eingeschlagen.⁴⁶²⁾ Zur Verbreiterung der Carlisle-Brücke zu Dublin wurden schmiedeeiserne Kasten aus 12 mm starkem Eisenblech von 13,7 m Länge, 5,2 m unterer und 3 m oberer Breite, mit 10 inneren Abteilungen angewendet.⁴⁶³⁾

Bei der neuen Tower-Brücke in London⁴⁶⁴⁾ hat man entsprechend dem Aufbau der Pfeiler, welche große Hohlräume enthalten, die in Fig. 124 dargestellte Anordnung der Senkkasten gewählt. Zu jedem Pfeiler gehören deren zwölf, an jeder Langseite 4 von 8,53 m im Geviert und an den Enden je 2 in Form von Dreiecken mit zwei abgestumpften Ecken. Zwischen den in lichten Abständen von 0,76 m um die Pfeilermitte angeordneten Kasten verblieb ein innerer Raum von 37,96 m Länge und 10,36 m Breite.

Fig. 124.



Die Kasten sind aus gewalzten Blechen von 6 bis 13 mm Stärke hergestellt, mit Schneiden versehen, und der Höhe nach alle 0,90 m durch Rahmen und Streben aus Pitchpine-Holz versteift. Die unten im Flußbett verbleibenden Teile der Kasten waren mit den oberen, später abzunehmenden Teilen verbunden und die Verbindungsstellen mit Kautschuk gedichtet. Die Absenkung erfolgte an Schraubenspindeln von festen Rüstungen aus, auf denen auch die Kasten zusammengestellt waren, unter gleichzeitiger Baggerung mit Greifbaggern und Lösung des Bodens an den Schneiden durch Taucher. Die Baggerarbeit brauchte jedoch nur so lange fortgesetzt zu werden, bis die Kasten etwa 1,20 m in den Thonboden eingedrungen waren. Nach Erreichung dieser Tiefe wurden die Kasten ausgepumpt und die Ausschachtung konnte im Trockenem fortgesetzt werden, bis eine Tiefe von 5,80 m unter Flußsohle erreicht war.

Um dann noch die Grundfläche der Fundamente über das durch die Innenfläche der Kasten gebotene Maß zu erweitern, wurden die Schneiden der Kasten um 1,52 m in wagerechter Richtung nach außen und um 2,13 m abwärts unterschritten, indem man Streben einsetzte, den Thonboden stückweise aushob und die Hohlräume gleich wieder mit Beton ausfüllte (s. Fig. 125). Durch diese Unterschneidung ist eine Erweiterung der Grundfläche um 353 qm und eine Gründungstiefe von 7,93 m erreicht worden. Ob damit aber auch eine wirksame, größere Tragfläche geschaffen wurde, bleibt zweifelhaft; jedenfalls wird

⁴⁶²⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 333 ff.

⁴⁶³⁾ Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 94, Auszug aus The Builder 1878, S. 640.

⁴⁶⁴⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 59 u. 73; Nouv. ann. de la constr. 1894, Aug. S. 114 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 52.

der Erfolg durch die Art der Ausführung, die eine ganz besondere Vorsicht erfordert, bedingt. Nach Beendigung der Ausschachtung und Ausbetonierung der Kasten sind die 0,76 m weiten Zwischenräume zwischen ihnen mit eingeramten Pfählen an beiden Seiten geschlossen, dann ausgebaggert und mit Beton gefüllt worden.

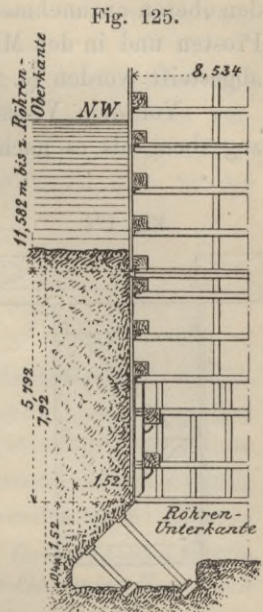
Eine ähnliche Gründungsweise hat man beim Bau des Mittelpfeilers für die Donaubrücke bei Gutenstein angewendet.⁴⁶⁵⁾ Hier mußte der Pfeiler bis auf 5,3 m unter den, durch ein unterhalb befindliches Wehr, gestauten niedrigsten Wasserstand hinabgeführt werden, wobei die Flußsohle 3,5 m unter Niedrigwasser lag (s. Fig. 8 u. 9, Taf. IV). Eine so tiefe Gründung zwischen Spundwänden erschien mißlich, Luftdruckgründung für den einzigen Pfeiler nicht angezeigt, woher man sich für die Gründung mittels eiserner, unten offener Kasten in Verbindung mit der Mantelgründung entschied. Der Baugrund besteht aus festem Kies. Auf ein qcm kam eine Belastung von nur 1,8 kg, sodafs auf Beton ohne Grundpfähle fundiert werden konnte.

Der Pfeiler, der sich an das flache rechtsseitige Donauufer anlehnt, erhielt eine Fundamentlänge von 20 m bei 3,8 m Breite. Die Höhe des Betonfundamentes wurde zu 1,9 m, die Gesamthöhe der eisernen Kasten zu 6 m festgestellt. Dementsprechend wurden 5 Kasten, je 3,96 m lang und 3,8 m breit, der Höhe nach in 3 Teilen derart angefertigt und verwendet, dafs jeder unterste 2,2 m hohe Teil als Schutz für das Betonfundament in der Baugrube verblieb, während die oberen beiden, je 1,9 m hohen Teile mittels Kautschukeinlagen *b* und *c* untereinander und mit dem unteren Teil wasserdicht verschraubt wurden (s. Fig. 10 bis 14, Taf. IV). Sobald ein Pfeilerteil über Wasser aufgemauert war, wurden jedoch die oberen beiden Teile von dem Fundamentkasten gelöst, hochgezogen und je wieder auf einen anderen unteren Kastenteil aufgeschraubt, bis alle 5 Pfeilerteile aufgeführt waren. Auf diese Weise waren 5 untere und ein oberer, aus 2 Hälften bestehender Kastenteil erforderlich, im Ganzen also 7 Teile. Die Blechstärke des im Boden verbleibenden, den Beton umschließenden, Kastens war zu 4,5 mm, die der oberen Teile in 4 Abteilungen zu 5 bis 7 mm festgesetzt worden. Im Innern erhielten die Kastentwände Verstärkungen durch Umrahmungen mit I- und Γ -Eisen, letztere da, wo die Kasten aufeinander gesetzt wurden. Die Befestigung der Kasten aufeinander geschah durch gewöhnliche Verschraubung und daneben noch mittels 20 im Umkreis verteilter, je 3,9 m langer, 24 mm starker Ankerschrauben *a*, die bis über die Oberfläche des Kastens reichten, gleichzeitig zur Aufhängung dienten und erst nach der Pfeileraufmauerung auf ganze Kastenhöhe gelöst wurden, wobei die Muttern verloren gingen.

Die Beschaffenheit des Baugrundes gestattete eine Ausbaggerung der Baugrube bis zur Fundamentsohle und Abgleichung dieser vor dem Versenken der Kasten. Letzteres geschah von einem festen Gerüst aus (s. Fig. 8 u. 9, Taf. IV) mit Hilfe eines Laufkranes, worauf das Einbringen des Betons mittels Kasten, das Auspumpen des Wassers und die Auführung des Mauerwerkes in üblicher Weise erfolgte.

Zwischen den gesondert aufgemauerten Pfeilerteilen entstand je ein Abstand von 42 cm. Diese Zwischenräume wurden nach erfolgter Aufmauerung der unteren Pfeilerteile und nachdem die Schlitzenden mittels vorgesetzter Dielen geschlossen waren, bis unter Niedrigwasser ausbetoniert und dann mit Quadern überdeckt, sodafs die darüber befindlichen Pfeilerschichten im Zusammenhange, verbandmäfsig hergestellt werden konnten. Der Zwischenraum zwischen den unteren Kasten und den Böschungen der Baugrube wurde mit Steinen ausgepackt.

b) Hölzerne Kasten werden in ihrer einfachsten Form aus etwa 4 cm starken lotrechten Bohlen hergestellt, die an der Innenseite durch Leisten und Streben verbunden und durch vorläufige Spreizen gegeneinander gestützt werden (s. Fig. 126, S. 232). Für gröfsere Kasten ordnet man die Bohlen, die in den unteren Lagen meist stärker, als in



⁴⁶⁵⁾ v. Schlierholz. Deutsche Bauz. 1894, S. 605.

den oberen anzunehmen sind, auch wagerecht an, und verbindet sie an den Ecken durch Pfosten und in den Mitten durch lotrecht gestellte Hölzer, die gegenseitig vorübergehend abgesteift werden (s. Textfigur 127 u. 128).

Vor dem Versenken pflegt man die oberen Bodenschichten zunächst soweit abzugraben, als es nach Beschaffenheit des Baugrundes und Wasserstandes thunlich ist,

dann den Kasten aufzustellen, den Boden aus dem Innern, anfangs unter Wassers schöpfen, durch trockene Förderung zu beseitigen und später, wenn der Wasserandrang zu groß oder die Auflockerung des Grundes zu bedeutend und nachteilig wird, durch Baggern zu fördern. Wegen des geringen spezifischen Gewichtes des Holzes wird die zum Zwecke des Senkens aufzubringende Belastung größer als bei gemauerten Brunnen.

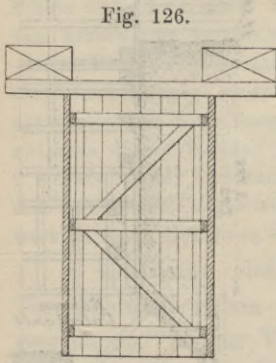


Fig. 126.

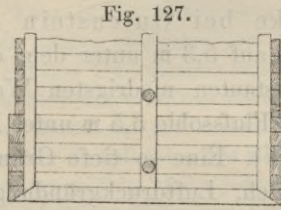


Fig. 127.

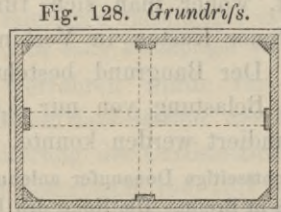


Fig. 128. Grundriss.

Eine ausgedehnte Anwendung hat die Kastengründung beim Bau der Nationalgalerie in Berlin (1866 u. ff.) gefunden. Hier bestand der auszuhebende Boden auf etwa 3 m Tiefe aus Gartenerde, auf diese folgte ein 1 bis 3 m mächtiges Lettenlager, dessen Hauptbestandteile Infusorien waren, dann 0,5 m Torf und hierunter der kiesartige Sandboden, der bei einer Gesamttiefe des Fundamentes von 7 bis 8 m genügende Tragfähigkeit zeigte. Da der Sommergrundwasserstand eine Ausschachtung der Baugrube bis gegen 4 m gestattete, so ergab sich für die hölzernen Kasten eine Höhe von nur 3 bis 4 m. Sie erhielten unter den Umfassungsmauern Abmessungen von $2,8 \times 5,2$ m, unter den Gebäudeecken sogar von $3,5 \times 6,6$ m. Trotz dieser Größe war es bei der sehr günstigen Beschaffenheit der oberen Bodenschichten, die nur einen geringen Druck auf die Seitenwände ausübten, statthaft, diese aus nur 4 cm ($1\frac{1}{2}$ “) starken Brettern herzustellen. Die Lettenschicht begünstigte das trockene Ausheben des Bodens bis tief unter den Grundwasserspiegel, sodass nur auf die letzten 2 bis $2\frac{1}{2}$ m Tiefe der Boden unter Wasser beseitigt werden musste, was größtenteils mittels Sackbohrer geschah.

Die Ausfüllung der Brunnen ist auf 1,3 bis 1,6 m Höhe mit Beton aus Stein- und Portlandementmörtel, darüber mit Kalksteinmauerwerk bewirkt und zwischen die einzelnen Fundamentpfeiler sind dann Bögen gespannt worden.⁴⁶⁶⁾

Bei Bauwerken der Eisenbahn von La Ferté Milon nach Armentières in Frankreich hat man Gründungen mit hölzernen Kästen ausgeführt, die 4 m hoch, 10,5 m lang, 4,5 m breit, außen und innen mit Bohlen bekleidet waren, die äußeren lotrecht, die inneren schräg gestellt. Nach dem Zusammenbauen, das an Ort und Stelle geschah, wurden die keilförmigen Zwischenräume zwischen den Bohlenbekleidungen mit Beton ausgefüllt, um die Kasten nach Erfordernis zu beschweren. Waren sie bis auf den tragfähigen Baugrund gesenkt, so wurden sie auch im Innern mit Beton ausgefüllt.⁴⁶⁷⁾

Anstatt der in Fällen einfacher Art bei uns gebräuchlichen, kastenartig gezimmerten eckigen Brunnen hat man in Amerika bei Bauten der Chicago-Quincy-Eisenbahn tonnenartige hölzerne Röhren mit eisernen Schlingen verwandt, bei denen Kanthölzer wie

⁴⁶⁶⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 269.

⁴⁶⁷⁾ Vergl. Ann. des travaux publics 1891, S. 21.

Fafsdauben zusammengestellt und um kreisförmig gebogene I-Eisen in verschiedenen Höhen befestigt wurden.

Um bei der Versenkung hölzerner Kasten dem sehr leicht vorkommenden und zu manchen Unzuträglichkeiten Veranlassung gebenden Schiefstellen der Kasten vorzubeugen, hat man beim Gebäude des Patentamtes in Berlin eine ganz zweckmäßige Führung durch verstellbare Streben angewandt. Näheres darüber findet sich in der unten angegebenen Quelle.⁴⁶⁸⁾

D. Anhang.

§ 38. Zusammengesetzte Gründungen.

1. In vielen Fällen erscheint eine Vereinigung verschiedenartiger Gründungsweisen an ein und demselben Grundbau von Vorteil, wie dies bereits aus den §§ 28 bis 30 und 34 bis 36 hervorgeht, wo einzelne allgemein üblich gewordene zusammengesetzte Gründungen zur Besprechung kamen. Von besonderer Bedeutung zeigte sich dabei die Vereinigung der Betongründung mit verschiedenen anderen einfachen Gründungen, z. B. mit dem hölzernen und eisernen Schwellrost (s. § 28 unter 4., S. 161 und § 29 unter 4., S. 169), mit dem Pfahlrost (s. § 28 unter 3., S. 159), und mit der Röhren- und Brunnengründung (s. § 35, S. 215), wo der Beton als Abdeck- oder Füllstoff dient, zur Abdichtung beiträgt und die vereinigten Gründungsarten sich gegenseitig durch ihre guten Eigenschaften unterstützen.

Die Pfeiler des 107,2 m hohen Iwins-Gebäudes in New-York⁴⁶⁹⁾ sind, wie Fig. 129 zeigt, auf Pfahlrost mit darüber liegender Betonschicht gegründet, worauf über Granitplatten abgetrepptes Backsteinmauerwerk folgt, welches aufser einer abdeckenden Granitplatte noch eine Lage Eisenträger zur Unterstützung der Säulenfüsse aufnimmt. Hier erscheint also die Betongründung mit Pfahlrost noch mit der Sohlenverbreiterung und dem Eisenschwellrost verbunden. In ähnlicher Weise erfolgte die Gründung des Park-Row-Gebäudes in New-York.⁴⁷⁰⁾

Ferner sind zu erwähnen die Vereinigungen des Senk- oder Schwimmkastens mit dem Pfahlrost (s. § 30, S. 172), der Sand- und Steinschüttung mit dem letzteren (s. § 34, S. 198), der Röhrengründung mit dem Pfahlrost (s. weiter unten unter a) und der Sandschüttung mit der Brunnengründung (s. § 36 unter e), S. 212). Auch ist in Fällen, wo man wegen sehr großer Tiefenlage des festen Baugrundes diesen mittels der Druckluftgründung⁴⁷¹⁾ nicht zu erreichen glaubte, diese letztere mit dem Pfahlrost vereinigt worden, um wenigstens durch die Pfähle die Last auf die tragfähige feste Schicht zu übertragen.

a) Als älteste Ausführung dieser Art ist die im Jahre 1857 erfolgte Pfeilergründung der Brücke von Szegedin, als ein Beispiel neuerer Zeit diejenige der Kaibrücke in Zürich anzuführen.

⁴⁶⁸⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 319.

⁴⁶⁹⁾ Engng. Rec. 1898, Juli, S. 144.

⁴⁷⁰⁾ Le Génie civil 1898, Bd. XXXIII, S. 380.

⁴⁷¹⁾ Bezüglich der Ausführungsweise und der Einzelheiten der Druckluftgründung ist auf das Kap. VII zu verweisen.

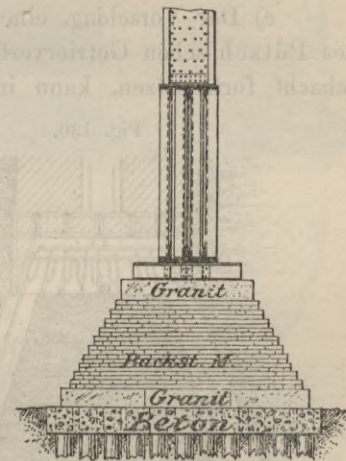


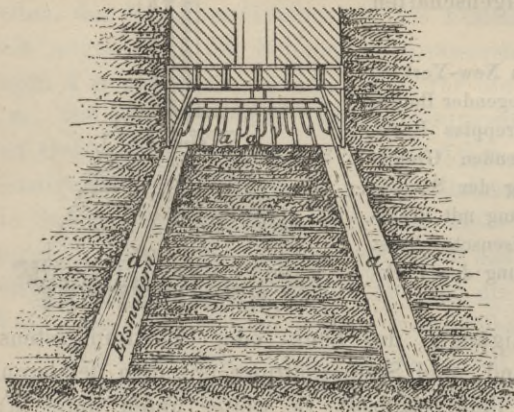
Fig. 129. Gründung der Pfeiler des Iwins-Gebäudes, New-York

Bei letzterer hat die Firma Phil. Holzmann u. Cie. in Frankfurt a. M. zunächst 12 m lange Pfähle unter Benutzung von Rammknechten in den 7 m unter Wasserspiegel liegenden Schlamm Boden eingerammt, auf welche ein hölzerner Senkkasten gesetzt und unter Verwendung von Druckluft etwa 1 m tief in die Limmatsohle eingesenkt wurde. Darauf stellte man in der Arbeitskammer um die Pfahlköpfe herum eine hölzerne Umschließung her, welche mit Beton gefüllt wurde, um dann den Senkkasten um soviel zu heben, daß man im Anschluß an die untere Umschließung eine zweite aufbringen und diese ebenfalls mit Beton füllen konnte. Dies Verfahren wurde so oft wiederholt, bis der Wasserspiegel erreicht war und das Mauern des aufgehenden Pfeilermauerwerkes begann. Für die Pfeilergründung der Donaubrücke bei Czernawoda war dieselbe Gründungsweise vorgesehen.⁴⁷²⁾

b) Bei der, Ende der siebziger Jahre ausgeführten, Yazoo-Brücke in Nordamerika hat man nach dem Einrammen der Grundpfähle für jeden Pfeiler einen mit Schächten, Luftschleusen und unterem Arbeitsraum versehenen hölzernen Kasten an die Baustelle geöffnet und durch Ausführung eines Teiles des Pfeilermauerwerkes zunächst so weit versenkt, daß die Umfassungswände auf den Boden des Flussbettes sich stützten. Dann wurde durch Zuführen von Druckluft in den unteren Arbeitsraum des Kastens das Wasser aus diesem verdrängt und das Abschneiden der Pfähle in dem wasserfreien Raum vorgenommen. Endlich wurde der Kasten weiter versenkt, bis die 7 Fuß starke Decke desselben auf den Pfählen aufruhte.⁴⁷³⁾ Hier erscheint also die Pfahlrostgründung mit der Schwimmkasten- und Druckluftgründung vereinigt.

c) Der Vorschlag, eine mittels Druckluft begonnene Gründung durch Anwendung des Pötsch'schen Gefrierverfahrens (s. § 3, S. 24) in offenem Brunnen- oder Röhrenschacht fortzusetzen, kann in solchen Fällen in Erwägung gezogen werden, wo bei

Fig. 130.



wasserdurchlässigem, schwimmendem oder schlammigem Boden die Gründungstiefe eine so bedeutende sein muß, daß eine Anwendung der Druckluft bis zuletzt ausgeschlossen erscheint.

Man würde in einem solchen Fall nach Brennecke⁴⁷⁴⁾ zunächst bis zu einer Tiefe, welche der Gesundheit der Arbeiter ungefährlich ist (vergl. Kap. VII), mittels Druckluft einen gemauerten Brunnen, oder eine eiserne Senkröhre abteufen, dann längs der Schneide des Brunnen- oder Röhrenmantels Gefrierrohre einschrauben oder einbohren und einen Erdkörper von der Form des Mantels eines abgestumpften Kegels zum Gefrieren bringen (s. Fig. 130). Sobald die Eisumschließung um die Fundamentsohle eine vollständige ist, läßt man die Preßluft entweichen, entfernt die Luftschleuse und senkt den Brunnen oder die Senkröhre innerhalb der Eishülle offen in freier Luft mittels Ausgraben oder Ausbaggern in bekannter Weise (vergl. § 36) ab.

2. Von besonderer Wichtigkeit für die Ausführung von Brückenpfeilern erscheinen folgende zusammengesetzte Gründungen:

- a) Die Vereinigung der Röhren sowie der Mantelgründung mit der Pfahlrostgründung,
- b) die Vereinigung der Mantel- oder Röhrengründung mit der Druckluftgründung,
- c) die Vereinigung der Brunnengründung mit der Druckluftgründung.

⁴⁷²⁾ Vergl. Brennecke. Der Grundbau. Handb. d. Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 332.

⁴⁷³⁾ Vergl. Scientific american 1882, S. 401.

⁴⁷⁴⁾ Vergl. Brennecke a. a. O. S. 330.

Zu a) Die Vereinigung der Röhrengründung mit dem Pfahlrost wird namentlich da in Frage kommen, wo der feste Baugrund von hohen nicht tragfähigen Schichten überlagert ist, sodass er von der abzusenkenen Röhre schwer erreicht werden kann und die Pfähle, innerhalb der nicht vollständig abgesenkten Röhre, entweder bis zur festen Schicht, auch wohl in diese hinein, hinabgetrieben werden, oder doch so weit eingerammt werden können, dass sie eine genügende Verdichtung des Bodens herbeiführen, wie dies das Beispiel der Pfeilergründung von der Serethbrücke in Rumänien zeigt (vergl. § 37, S. 223 u. Fig. 15 u. 16, Taf. VII).

Bei einer Brücke über den Desmoines-Fluss in Amerika⁴⁷⁵⁾ sind in die 1,52 m weiten Röhren je 9 eichene Pfähle von 0,3 m Stärke eingetrieben und ihre Köpfe mit Beton umfüllt worden, was gegenüber dem bei der Serethbrücke angewendeten hölzernen Belag eine wesentliche Vereinfachung der Arbeiten ergab.

Die Vereinigung der Mantelgründung mit dem Pfahlrost kann an die Stelle des früher vielfach gebräuchlichen Schwimm- oder Senkkastens (s. § 30) treten, wenn die Wassertiefe eine bedeutende ist und daher auch die Anwendung von Fangdämmen nicht geraten erscheint.

Eine eigenartige Ausbildung des Mantels erfolgte bei der nach dieser Herstellungsweise ausgeführten Gründung des Drehpfeilers der Charlestown-Brücke⁴⁷⁶⁾ in Boston, der entsprechend der Belastung durch die 30,8 m breite, 73 m lange und 1200 t schwere Drehbrücke eine sehr große kreisförmige Grundfläche von 22,86 m Durchmesser erhielt, aus Beton hergestellt wurde und bei einer Gesamthöhe von 13 m aus zwei verschiedenen hohen Absätzen besteht, von denen der obere einen Durchmesser von 19,8 m besitzt (s. Fig. 131 u. 132). Zum Zusammenhalten der Betonschüttung und zur Formgebung des Pfeilers wurde, nachdem der Pfahlrost geschlagen war, aus kranzförmig, zwischen Leitpfählen flach aufeinander befestigten Bohlen (siehe Fig. 133 u. 134) ein cylindrischer Mantel von 9,75 m Höhe und 22,86 m innerem Durchmesser hergestellt, der als Umschließungswand der Pfeilerform des unteren Teiles entsprach und innerhalb welcher der Beton in Schichten eingebracht werden konnte. Der obere Absatz wurde nach Fertigstellung des unteren Teiles mit dem erwähnten, etwas geringeren Durchmesser innerhalb eines aus aufrecht gestellten Bohlen gebildeten Kegelmantels von 3,13 m Höhe geschüttet.

Fig. 131 bis 134. Gründung des Drehpfeilers der Charlestown-Brücke.

Fig. 131.

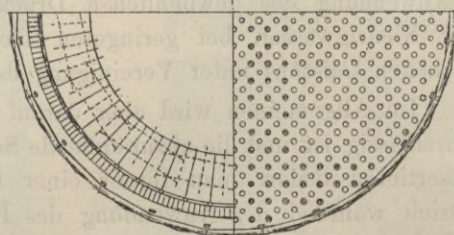
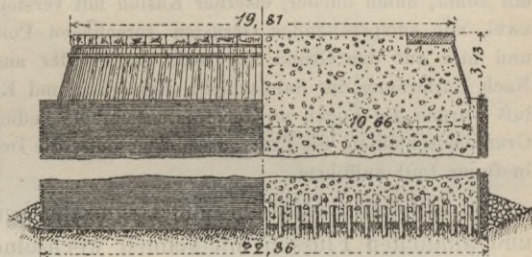


Fig. 132. Grundriss.

Fig. 133.

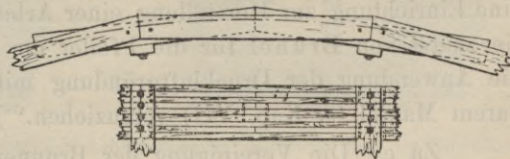


Fig. 134.

Zu b) Dem Vorteil der Röhren- und Mantelgründung, gegenüber der Druckluftgründung, dass nämlich die Arbeiten unter freiem Himmel ausgeführt werden können, daher leicht zu beaufsichtigen sind und keine kostspieligen Geräte und Vorrichtungen erforderlich werden, steht der Nachteil gegenüber, dass die Ausführung der Arbeiten im Allgemeinen wesentlich langsamer von statten geht, weil man dabei zu sehr unter

⁴⁷⁵⁾ Engng. news 1877, S. 205.

⁴⁷⁶⁾ Engng. Rec. 1898, Juli, S. 186.

dem Einflusse der Wasserverhältnisse und der Jahreszeit steht und deshalb nicht mit der bei der Druckluftgründung möglichen Regelmäßigkeit vorwärts kommt.

Zur Vereinigung der Vorzüge beider Gründungsarten hat man daher in Frankreich eiserne Umhüllungen angewandt, welche oben mit einer Decke luftdicht abzuschließen sind, an welcher alsdann die Luftschleusen und sonstigen, für die Druckluftgründung erforderlichen Vorrichtungen befestigt und angebracht werden können. Solche eiserne Mäntel können beim Beginn der Arbeiten, namentlich während des Bodenaushubes, unter Anwendung von Druckluft benutzt werden, um später, wenn gegen den Wasserandrang sich ein wirksamer Schutz hat herstellen lassen, nach Entfernung der Decke mit den Druckluftvorrichtungen, zur Arbeit in freier Luft überzugehen und namentlich die Maurerarbeiten unbehindert durch die Enge und Dunkelheit der Arbeitskammer auszuführen.

Die genaue Beschreibung einer solchen Vorrichtung, wie sie in Frankreich bei dem Bau der Brücke über die Dordogne bei Garrit nach den Angaben des Erfinders M. Montagnier angewandt wurde, bringt Liébaux⁴⁷⁷⁾ unter der Bezeichnung „Caisson batardeau divisible et mobile“. Es ist dies ein hoher, unten offener, eiserner Kasten mit versteiften Wänden und entfernbarer Decke, der zwischen zwei, mit entsprechenden Gerüsten versehenen Pontons aufgehängt, an die Verwendungsstelle geflüßt und hier auf den Grund abgesenkt wurde, der aus Felsen mit schwacher Sandüberlagerung bestand. Nach Entfernung der Sandschicht, Reinigung und Einebnung des Felsens unter Anwendung von Druckluft wurden die Fugen an der Kastenschneide gedichtet, worauf man, nach Aufmauerung der untersten Grundbauschichten, die Luft entweichen ließ, die Decke entfernte und den übrigen Teil des Mauerwerkes in freier Luft auführte.

Liébaux empfiehlt auf Grund der bei einer Reihe von Brücken über die Dordogne und ähnlichen Flüssen mit schnell wechselnden Wasserständen gemachten Erfahrungen die Anwendung des gewöhnlichen Druckluftverfahrens bei Tiefen von mehr als 5 m unter Niedrigwasser, bei geringeren Tiefen dagegen die Anwendung des vorhin besprochenen Caissons unter Vereinigung der Mantelgründung mit der Druckluftgründung.

Im Allgemeinen wird aber darauf zu achten sein, daß der Baugrund möglichst undurchlässig ist und die abzuräumende Schicht keine große Dicke besitzt. Bei großen Wassertiefen bedarf man ferner einer bedeutenden künstlichen Belastung, um dem Auftrieb während der Anwendung des Druckluftbetriebes entgegenzuwirken, auch ist der Luftverbrauch und der Luftverlust ein sehr bedeutender und vermehrt sich der letztere noch besonders dadurch, daß die Decke über den Wasserspiegel hinausragt. Bei großen Wassertiefen ist daher die Anwendung von Senkröhren, an deren unterem Ende eine Einrichtung zur Herstellung einer Arbeitskammer für Druckluft angeordnet ist, wie sie zuerst von Brunel für die Pfeiler der Saltashbrücke angewendet wurde, oder aber die Anwendung der Druckluftgründung mit tief liegender Arbeitskammer und entfernbarem Mantel (s. Kap. VII) vorzuziehen.⁴⁷⁸⁾

Zu c) Die Vereinigung der Brunnengründung mit der Druckluftgründung kann zur Anwendung gelangen, wo die einfache Brunnensenkung auf Schwierigkeiten stößt, sei es, daß die Arbeit durch häufiges Festsetzen sich zu sehr verzögerte, sei es, daß angetroffene große Steine oder Baumstämme schwer anders, als durch Handarbeit sich beseitigen lassen. Hierzu ist nur erforderlich, am unteren Brunnenende eine Einrichtung vorzusehen, die es ermöglicht, jederzeit dieses untere Ende als Arbeitskammer auszubilden, indem in entsprechender Höhe (etwa 2 m) über dem Brunnenkranz eine luft-

⁴⁷⁷⁾ Ann. des ponts et chaussées 1881, I. S. 323.

⁴⁷⁸⁾ Vergl. auch die Erfahrungen bei der Pfeilergründung der Taybrücke im § 37 unter c., S. 226.

dichte Decke eingefügt und mit entsprechender Luftschleuse versehen wird. Ein Beispiel hierfür zeigt die Gründung der Kaimauern und Schleusenwände des neuen Hafens an der Charente unweit Rochefort.

Der tragfähige Baugrund ist hier von Schwemmland, Triebsand und Schlick überlagert. Die Grundmauern der Schleusenwände und Kaimauern sind deshalb in einzelne Brunnen von 5 bis 6 m Breite und 8 m Länge, rechtwinkelig zur Vorderflucht gemessen, aufgelöst und diese durch Spannbögen

Fig. 135 u. 136.

Gründung der Kaimauern im neuen Hafen an der Charente bei Rochefort.

Fig. 135.

wurden sie in einer bis zum Wasserstande ausgegrabenen Rinne im Trockenen aus Bruchsteinen und Cementmörtel zunächst 3 m hoch aufgemauert. Frühestens 14 Tage nach ihrer Fertigstellung begann die Absenkung in der aus den Fig. 135 u. 136 ersichtlichen Weise. Das dargestellte, mit Schutzdächern versehene Gerüst stand auf dem Brunnenmauerwerk mit Schrauben, die beim Fortschreiten der Aufmauerung ausgezogen wurden. Das Gerüst trug eine Dampfwinde zum Heben des Ausschachtbodens, ferner hing an demselben das zur Wasserhaltung dienende Pulsometer.

Sobald nun der Wasserzudrang so groß wurde, daß zu dessen Bewältigung das Pulsometer nicht mehr ausreichte, ging man zur Pressluftgründung über. Um dies bewerkstelligen zu können, waren von vornherein 5 m über dem Brunnenkranz die Widerlager für ein Gewölbe ausgespart, welches, aus

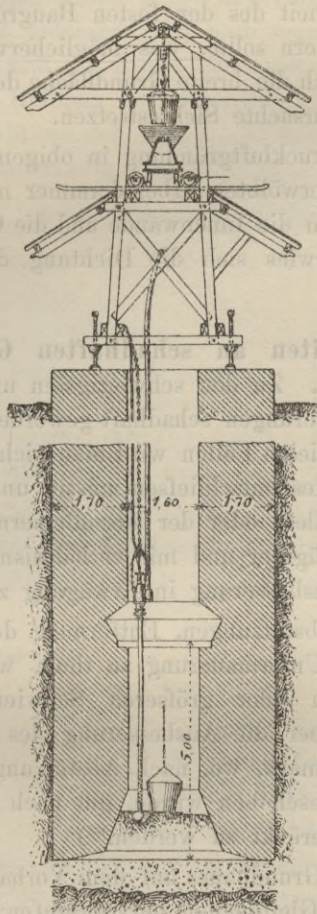
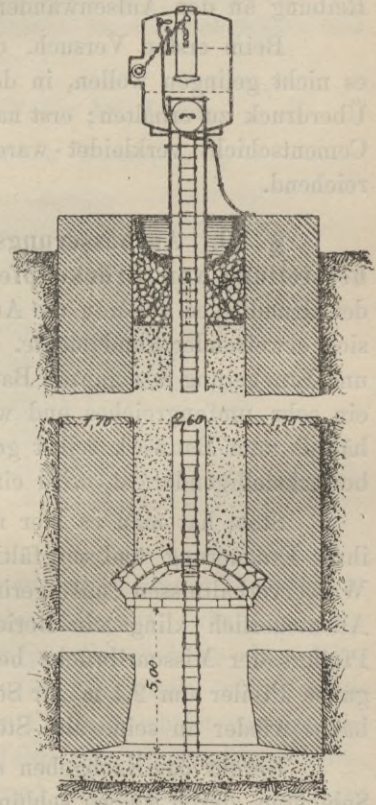


Fig. 136.



Bruchsteinen in Cementmörtel hergestellt, zum Abschlufs der Arbeitskammer dienen sollte. Im Gewölbscheitel liefs man eine kreisförmige Öffnung von 0,7 m Durchmesser, in welche eine 2,5 m lange Röhre aus dünnem Blech eingesetzt wurde. Hierauf stampfte man den zwischen den Brunnenwänden und der Blechröhre verbleibenden Raum (Fig. 136) mit Beton aus. Die als Einsteigeschacht dienende Röhre wurde nach oben bis 2,5 m unter Brunnenrand verlängert und mit Beton umhüllt, dann auf sie ein mit breiter Grundplatte versehener Blechschornstein von gleichem Durchmesser aufgesetzt und auf diesem die Luftschleuse befestigt. Der Blechschornstein wurde sorgfältig mit wasserdichtem Mauerwerk umgeben, in welchem man eine Mulde aussparte, um den zum Luftcylinder gehörigen Teil der Blechröhre leicht lösen und entfernen zu können; die Mulde wurde mit Wasser gefüllt, dessen Gewicht die Belastung des Brunnens vermehrte, also die Absenkung erleichterte.

Manche Brunnen sind durch Ausschachtung unter Wasserhebung ohne große Schwierigkeiten bis zu einer Tiefe von 24 m unter Bodenoberfläche gesenkt worden. Bei anderen war schon bei ver-

hältnismäßig geringer Tiefe die Seitenreibung so groß, daß sie nicht mehr sanken und da alsdann durch die fortgesetzte Wasserbewältigung der Außenboden in das Innere des Brunnens drang, sah man sich genötigt, zur Preßluftgründung, wie beschrieben, überzugehen.⁴⁷⁹⁾

Das vielfach vorgekommene Festsitzen der Brunnen, das erschwerte Niedergehen derselben, scheint hier zu einem wesentlichen Teile durch ihre breite Unterfläche mit kaum merkbarer Abschrägung herbeigeführt worden zu sein.⁴⁸⁰⁾ Auch die Herstellung der Brunnen mit geringer Neigung der Außenwände nach innen, anstatt der senkrechten Aufmauerung und das Abputzen der rauhen Außenwände mit Mörtel zur Erzielung glatter Flächen würden das Senken erleichtert haben. Vielleicht aber hat man im vorliegenden Falle absichtlich eine Form der Brunnen gewählt, welche bei der bedeutenden zu durchsenkenden Tiefe und der Beschaffenheit des den festen Baugrund überlagernden Bodens ein zu rasches Niedergehen verhindern sollte, was möglicherweise größere Übelstände im Gefolge gehabt hätte, als das durch die breite Grundfläche der Brunnen und die starke Reibung an den Außenwänden verursachte Sichfestsetzen.

Beim ersten Versuch, die Druckluftgründung in obigem Falle anzuwenden, hat es nicht gelingen wollen, in der überwölbten Arbeitskammer mehr als 0,2 Atmosphären Überdruck zu erhalten; erst nachdem die Innenwände und die Gewölbeleitung mit einer Cementschicht verkleidet waren, erwies sich die Dichtung des Mauerwerkes als ausreichend.

§ 39. Ausbesserungsarbeiten an schadhaften Grundbauten. Wiederherstellung von Brückenpfeilern. Zu den schwierigsten und gefährlichsten Arbeiten des Grundbaues gehören die Ausbesserungen schadhaft gewordener, oder als unzulänglich sich erweisender Fundamente. In vielen Fällen wird man sich kurz zu einer Abtragung und Erneuerung des ganzen Bauwerkes entschließen müssen und nur, wenn das Gebäude ein sehr umfangreiches und wertvolles, oder der auszubessernde Schaden ein im Verhältnis zum Bauwerk selbst geringfügiger und mit verhältnismäßig geringen Kosten zu bewerkstellender ist, wird eine Ausbesserung in Erwägung zu ziehen sein.

Stets hat man es hier mit Abstütungen, Entfernung der schadhaften Teile, mit ihrer Erneuerung und sorgfältigen Untermauerung zu thun, was je nach den örtlichen Wasserverhältnissen mit geringeren oder größeren Schwierigkeiten verbunden ist. Abenteuerlich klingt ein Bericht über die Ausbesserung des Grundmauerwerkes eines Pfeilers der Missouri-Brücke bei Bismark, wo, nach Abstützung der Brückenträger, der ganze Pfeiler um 2,1 m zur Seite geschoben wurde, um nach Ausbesserung des Grundbaues wieder an seine alte Stelle gerückt zu werden.⁴⁸¹⁾

Beruhet das Nachgeben eines Grundbaues auf dem Vorhandensein wasserführender Schichten, durch welche schlüpfrige Gleitflächen hervorgerufen werden, so hilft in erster Linie eine Entwässerung, wenn sie ausführbar ist (s. § 3, S. 23). Nachträgliches Einziehen von Gegenbögen hat bei thonigem Untergrunde nicht immer den gewünschten Erfolg, wie das Beispiel unter 4., S. 242 zeigt.

⁴⁷⁹⁾ Näheres im Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 232 u. 233, nach den Ann. des ponts et chaussées 1884, I. S. 145 ff. Vergl. auch den Aufsatz von L. Brennecke über „Luftdruckgründung mit Brunnengründung vereinigt“ im Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 251 und Fortschr. d. Ing.-Wissensch. I. 2, S. 49.

⁴⁸⁰⁾ Derartige Formen für Senkbrunnen scheinen in Frankreich üblich zu sein; vergl. z. B. Die Gründung der Kaimauern für ein Hafenbecken zu Havre im Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 475, nach den Ann. des ponts et chaussées 1885, I. S. 96.

⁴⁸¹⁾ Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1898, I. S. 119 und Engng. news 1898, I. S. 278.

Da es nicht möglich ist, allgemeine Regeln für solche Ausbesserungs- und Erneuerungsarbeiten aufzustellen, so mögen statt dessen einige lehrreiche Beispiele angeführt werden.

1. Der Grundbau der Pfeiler der in der Mitte des 18. Jahrhunderts erbauten Strafsenbrücke über die Yonne bei Joigny bestand aus einem Pfahlrost, dessen Pfähle in ihrem oberen Teil mit Beton umgeben waren, ohne daß dieser durch eine Spund- oder Bohlenwand eingeschlossen erschien (s. Fig. 137 u. 138). Infolge dessen hatte, wie die Untersuchung ergab, der schräg zur Achse der Pfeiler (s. Fig. 139) gerichtete Stromstrich die linke Seite aller vier Strompfeiler in gefährlicher Weise vom Vorkopf bis zum Hinterkopf, diesen selbst in geringerem Maße, unterwaschen, während die rechte Seite unberührt geblieben war und sogar Anschwemmungen von Geschiebe zeigte. Der Bohlenbelag und die Köpfe von zwei bis drei Pfahlreihen waren zerstört, der Beton war durch die Reibung der Geschiebe in der in den Fig. 137 bis 139 dargestellten Weise abgeschabt worden und die Pfeiler erschienen an den Langseiten und namentlich am Vorkopf vollständig unterhöhlt.

Fig. 137 bis 139. Pfeiler der Brücke über die Yonne bei Joigny.

Fig. 137. Querschnitt.

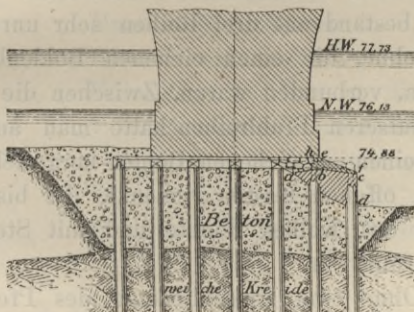


Fig. 138. Längenschnitt.

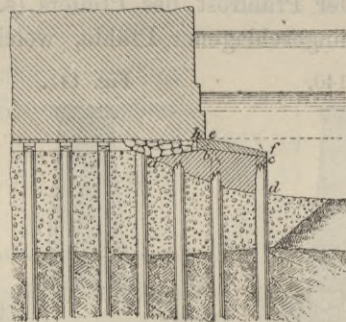
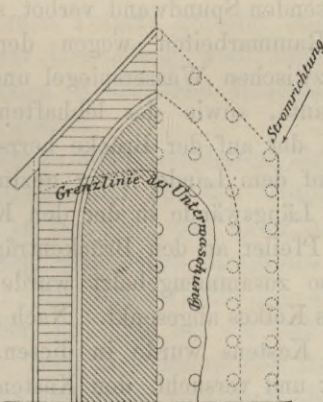


Fig. 139. Grundrifs.



Zur Verhinderung weiterer Unterwaschungen hätte ein Steinwurf, wenigstens für einige Zeit, genügt, jedoch hätte ein solcher die hohl liegenden Pfeilerteile nicht unterstützt, hätte den Flußquerschnitt verengt und wäre der Schifffahrt ein Hindernis geworden. Eine Ausmauerung im Trockenen oder eine Betonschüttung hätte bei der Tiefe der Auskolkung von 2 m unter Niedrigwasser kostspielige Umschließungsarbeiten verursacht. Daher entschloß man sich, das bereits bei der Ausbesserung des Kai de l'église Saint Maurice in Sens⁴⁸⁹) mit Erfolg angewendete Verfahren der Ausmauerung unter Wasser durch Taucher zu befolgen.

Zunächst reinigte man die unterwaschenen Stellen von Sand, Bruchstücken und Geröllen, entfernte die entbehrlichen und halb zerstörten Holzteile und Pfahlköpfe,

⁴⁸⁹) Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 475.

stopfte die unzugänglichen Stellen, insbesondere die Aushöhlungen unter den Pfeilerköpfen mit Säcken mit Cementmörtel aus und stellte das Mauerwerk *abcd* (s. Fig. 137 u. 138), am Vorkopf beginnend, im Schutz einer an den alten Pfahlkopfstreben befestigten Bohlenwand her, die dem Arbeitsfortschritt entsprechend versetzt wurde. Nachdem sodann die Unterhohlung bis auf 10 bis 20 cm, von der Aufsenseite des Pfeilers gemessen, mit Säcken mit Cementmörtel unterstopft war, beendigte man das nach der Linie *hef* abgegrenzte Mauerwerk. Das Kubikmeter Mauerwerk kostete, durch Taucher ausgeführt, etwa 40 M., während die Ausfüllung der Hohlungen mit Säcken mit Cementmörtel einen Kostenaufwand von etwa 108 M. f. d. cbm verursachte.⁴⁸³⁾

2. Der Mittelpfeiler einer Brücke im Zuge der Bremen-Oldenburger Chaussee war auf Pfahlrost gegründet und stand in einem Kolk mit etwa 3 m Wassertiefe, wobei jedoch bei gewöhnlichem Sommerwasserstande der Bohlenbelag des Pfahlrostes etwa 30 cm über den Wasserspiegel hinausragte, sodafs infolge dessen die Pfahlköpfe und der Bohlenbelag stark von Fäulnis angegriffen waren, das Mauerwerk sich in letzteren eingedrückt hatte und beim Befahren der Brücke sich lebhaft Schwankungen in der Längenrichtung des Pfeilers bemerkbar machten. Eine gründliche Ausbesserung konnte nur darin bestehen, dafs der obere Teil des Pfahlrostes bis etwa 1 m unter niedrigsten Wasserstand entfernt und durch Mauerwerk ersetzt wurde.

Der Pfahlrost des Pfeilers (s. Fig. 140) bestand aus drei Reihen sehr unregelmäßig eingeschlagener Pfähle, welche durch Holme, die einen eichenen Bohlenbelag trugen, verbunden waren. Zwischen die beiden äußeren Pfahlreihen hatte man außerdem einen aus eichenen Bohlen hergestellten, unten offenen Kasten versenkt, der bis zur Sohle des Kolkes reichte und mit Steinen ausgefüllt war.

Ohne eine Umschließung des Pfeilers war eine Umänderung des Grundbaues nicht gut möglich. Die Herstellung einer umschließenden Spundwand verbot sich jedoch, weil Rammarbeiten wegen der geringen Höhe zwischen Wasserspiegel und Brückenunterkante, sowie des lebhaften Verkehrs wegen, der auf der Brücke herrschte, nicht

vorgenommen werden konnten. Daher wurden auf dem Lande fertig gezimmerte und verstrebe Kastenwände zum Pfeiler geflöst, die Längswände in der den Kopfwänden entsprechenden Entfernung rechts und links vom Pfeiler an den Brückenträgern in die Höhe gewunden, die Kopfwände angesetzt und so zusammengebolt wurde dann der Kasten, den Pfeiler umschließend, auf die Sohle des Kolkes abgesenkt. Nach genügender Belastung des 1 m über Wasser hervorragenden Kastens wurde in diesen, rings um den Pfahlrost, etwa 2 m hoch, Beton eingebracht und versucht, den Kasten über dem Beton leer zu pumpen, was jedoch erst nach künstlicher Absenkung des äußeren Wasserspiegels gelang. Darauf wurde zunächst der innerhalb der Pfahlreihen vorhandene alte Kasten, sowie die Steinschüttung bis etwas unter die Betonoberfläche beseitigt, der

Fig. 140.

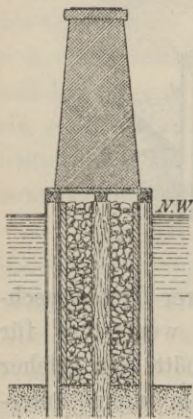
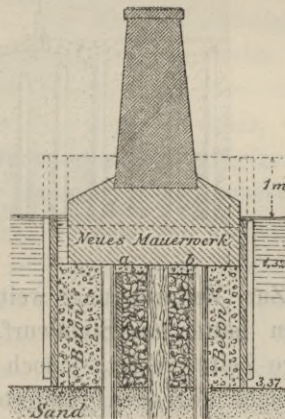


Fig. 141.



⁴⁸³⁾ Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 472—485. Vergl. auch daselbst 1899, II. S. 252: Ausbesserung des linksseitigen Pfeilers der Yonne-Brücke zu Sens, wo man statt Cementsäcke zu verwenden, flüssigen Cement mittels Röhren in die verbliebenen Hohlräume spritzte.

verbleibende Teil mit einer Betonschicht *ab* (s. Fig. 141) abgedeckt und dann mit der Unterfangung der beiden Pfeilerköpfe und mit der Untermauerung begonnen.

Alle durch die Unterfangung entbehrlich werdenden Pfahlköpfe wurden stumpf über der Betonschicht abgeschnitten, während die Holme und der auf ihnen ruhende Bohlenbelag erst beseitigt wurden, sobald das Mauerwerk bis dicht unter sie geführt worden war.

Nach vollendeter Untermauerung und Sicherung der beiden Pfeilerköpfe erfolgte die Unterfangung und Untermauerung der Mitte des Pfeilers, zunächst auf eine Breite von 1 m, wobei die Vorsicht gebraucht wurde, das Entfernen der Pfähle, Holmstücke und Bohlen nur bis zur Hälfte des Pfeilers, also bis zum mittelsten Holm, vorzunehmen und erst nachdem diese Hälfte untermauert war, in der anderen Hälfte dieselben Arbeiten auszuführen. In ähnlicher Weise wurde fortgeföhren und die Arbeit ohne Unfall vollendet.

Das neue Mauerwerk besteht aus gut gebrannten Ziegeln in Cementmörtel. Die Oberfläche wurde abgesehrägt und mit einer Rollschicht abgedeckt. Schliesslich wurden noch die Wände des Umschließungskastens so tief abgeschnitten, dafs sie auch im Sommer vom Wasser bedeckt sind.⁴⁸⁴⁾

Die Kosten betragen:

Umschließungskosten	555,25 M.
Betonierungsarbeiten	704,62 „
Unterfangungsarbeiten, die im Tagelohn ausgeführt wurden und 56 Maurergesellentage, 32 Zimmergesellentage und 24 Arbeitertage umfassten	1037,93 „
Wasserschöpfkosten	348,39 „
Insgemein, Fuhrlohn, Geräte u. s. w.	84,75 „
Zusammen . . .	2730,94 M.

3. Die beiden über zwei Arme der Eider hinüberführenden Eisenbahnbrücken bei Rendsburg bestanden bis 1877, aufser aus je einer zweiarmigen Drehbrücke, aus kleineren Öffnungen, die durch hölzerne Joche mit darüber gelegten durchlaufenden schmiedeisernen Trägern gebildet wurden. Die Pfähle der hölzernen Joche waren, wie dies bei ihrer Herstellung wohl hätte vorausgesehen werden können, soweit sie über den niedrigsten Wasserstand hinausragten, stark angefault, unter Niedrigwasser jedoch vollständig gesund.

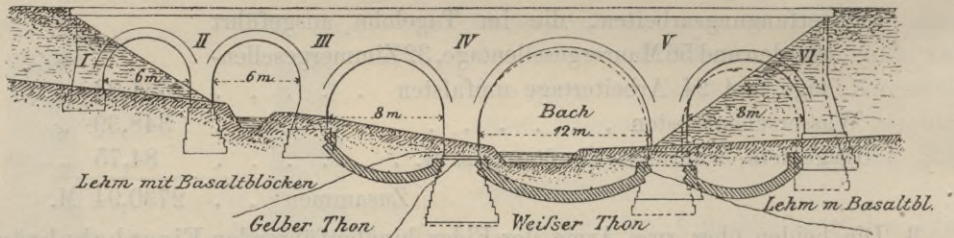
Es wurde daher beschlossen, abgesehen von den für die Landpfeiler herzustellenden, zum Teil unmittelbar auf den Grund aufzusetzenden Steinpfeilern, die unteren Teile der Pfähle zu benutzen und, unter Aufrechterhaltung des Betriebes, bei den mit einer Sandschüttung umgebenen Flutjochen sowohl, als auch bei den im Wasser stehenden Stromjochen, die alten Pfähle bis unter den niedrigsten Wasserstand abzuschneiden und nach der, in einem auf die Pfähle aufgesetzten Kasten erfolgten, Herstellung eines Betonbettes, auch hier Steinpfeiler zu errichten. Dabei wurden jedesmal die Brückenträger rechts und links vom Joch abgestützt und man achtete darauf, dafs nicht zwei oder mehrere Joche nebeneinander gleichzeitig abgerissen wurden. Die unter Niedrigwasser immer noch in beträchtlicher Höhe über die Sohle hinausragenden Joche wurden unter Wasser miteinander durch Zuganker verbunden. Für die Endjoch der Dreh-

⁴⁸⁴⁾ H. Bücking. Ausbesserung eines auf Pfahlrost gegründeten steinernen Brückenpfeilers. Deutsche Bauz. 1884, S. 19 u. 20.

brücken wurden statt steinerner Pfeiler gusseiserne Pfeileraufsätze verwendet, weil diese Endjoche nur aus je einer Pfahlreihe bestanden.⁴⁸⁵⁾

4. Die eingleisige, in der Wagerechten und in einer Krümmung von 300 Halbmesser liegende, gewölbte Elbbachthalbrücke bei Willmenrod wurde in einem Untergrunde gegründet, der bis auf mehr als 20 m Tiefe knetbaren Thon aufwies. Bei der Aushebung der Baugrube für den Pfeiler IV und V (s. Fig. 142) stieg der Thon in der Sohle der Ausschachtung durch den Druck des umliegenden Erdreiches in die Höhe, was bis auf eine Entfernung von 50 m von der Baustelle bemerkbare Störungen im Gleichgewicht des Bodens hervorrief, indem bei zwei in dieser Entfernung gelegenen Gebäuden sich Verdrückungen und Risse zeigten. Durch rasche Ausschachtung und Aufmauerung der Pfeiler glaubte man diese Störung überwunden zu haben, da Ruhe eintrat. Nach Fertigstellung der Gewölbe zeigte sich jedoch, nachdem Bogen III—IV bereits ausgerüstet und im Lehrgerüst des Bogens IV—V die Keile gelüftet waren, beim Ausrüsten des Bogens V—VI eine plötzliche Bewegung, wobei in der Gegend der Bruchfugen und im Scheitel mehrere Gewölbsteine herausfielen. Die Lehrbogen wurden nunmehr wieder aufgestellt und es ergab sich, daß der Pfeiler IV um 4,2 cm, der Pfeiler V um 8,5 cm sich gesenkt hatten. Die ermittelte Bodenbelastung betrug beim Pfeiler IV 3,7 kg, beim Pfeiler V 4 kg und beim Widerlager VI 1,9 kg f. d. qcm.

Fig. 142. *Elbbachthalbrücke bei Willmenrod.*



Eine durch mehrere Monate dauernde Beobachtung ergab trotz der Einrüstung nicht nur weitere Senkungen auch des zuerst in Ruhe gebliebenen Widerlagers, sondern auch seitliche Verschiebungen.

Um weiteren Bewegungen entgegenzuwirken, wurden die in Fig. 142 angegebenen Sohlengewölbe von 75 cm Stärke für den 12 m weiten Bogen, von 60 cm Stärke für den 8 m weiten Bogen, in der ganzen Breite der Brücke ausgeführt. Nach Ausrüstung und Anschüttung des Erdkegels um die Pfeiler V u. VI traten wieder Bewegungen bis zu der in Fig. 142 punktiert angegebenen Lage ein, bei welcher die Öffnung IV—V, von 12 m ursprünglicher Weite, auf 11,74 m, die Öffnung V—VI von 8 m auf 7,76 m zusammengedrückt erscheinen. Dann trat scheinbar Ruhe ein und der eröffnete Betrieb zeigte zunächst keine wahrnehmbaren Senkungen oder Erschütterungen.⁴⁸⁶⁾

In den nächsten Jahren mußten jedoch mehrfach Erhöhungen der aus dem Lote gewichenen Stirnmauer erfolgen, um die richtige Gleislage zu erhalten und trotz gegenseitiger Verankerungen der Stirnmauern dauerten die Bewegungen fort. Die beabsichtigte Verbreiterung und Verstärkung der Sohlengewölbe unterblieb, weil man den Boden nicht noch mehr belasten wollte. Ein Stützgewölbe, das sich gegen die über-

⁴⁸⁵⁾ Näheres über die Ausführung s. Tellkampff. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 375 ff.

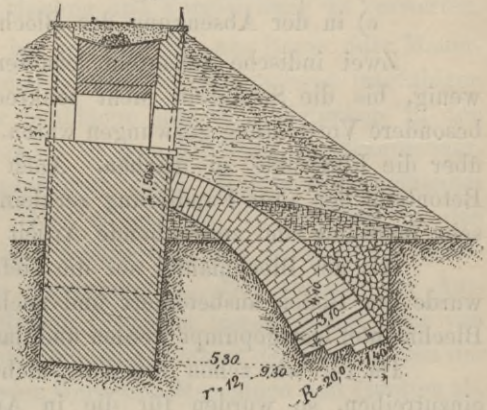
⁴⁸⁶⁾ Lübbers. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 250.

hängende Seite des gesunkenen Pfeilers V als einhäufiges Strebegewölbe anlehnte (siehe Fig. 143), vermochte auch nicht der Bewegung Einhalt zu thun, sodafs nach anhaltendem Frost und darauf folgendem Tauwetter im grofsen Gewölbe ein starker mit der Stirnfläche gleichlaufender, 6,5 m langer, 3,4 bis 6 cm breiter Rifs sich an der überhängenden Seite des Gewölbes zeigte. Nach Verankerung der Gewölbestirn mit 3 Paar Zugankern mit beidseitig vor den Stirnseiten des Gewölbes angebrachten gufseisernen Ankerplatten wurde nunmehr:

- a) Die an der äufseren Seite der Gleiskrümmung stehende, stark überhängende, Stirnmauer abgebrochen und neu aufgeführt,
- b) das Gewölbe nach Ausgiefsen des Risses neu abgedeckt und
- c) das Bach- und Tagewasser von dem Nachbargelände der Brücke und von dem Fundament des gesunkenen Pfeilers V abgeleitet. Insbesondere wurde der alte Flutgraben, der den Mühlgraben mit dem Elbbach verbindet, verlegt und darauf scheint volle Ruhe eingetreten zu sein.⁴⁸⁷⁾

Fig. 143.

Abstützung der Elbbachthalbrücke.



5. Bei der Wiederherstellung der Ruhrbrücke bei Hohensyburg⁴⁸⁸⁾ handelte es sich um die Erneuerung des durch das Hochwasser 1890 eingestürzten Strompfeilers. Zur vorläufigen Herstellung des Verkehrs errichtete man rechts und links vom alten Pfeiler Holzjoche, streckte über diesen einen eisernen Träger und verlegte darauf die zwar abgestürzten, aber noch leidlich erhaltenen Träger eines Gleises der beiden anstossenden Brückenöffnungen, um dann den Wiederaufbau des Pfeilers zu beginnen.

Die angestellten Bohrungen ergaben, dafs der nach der alten Bauzeichnung angebliche Felsuntergrund aus Findlingen bestand, unter denen sich eine Kiesschicht von etwa 1,5 m Mächtigkeit zeigte, die in weichen blauen Thon überging, in den 4 m tief hineingebohrt wurde. Man beschlofs, mit der neuen Gründung erheblich tiefer als seither und zwar bis in die Kiesschicht hineinzugehen, aufserdem den neuen Pfeiler, sowie den linken Landpfeiler durch Spundwände gegen Unterwaschung zu sichern und die übrigen Pfeiler durch eine Umpackung mit schweren Steinen zu schützen, nachdem durch Vertiefung der Flufssohle mittels Baggerung ein gröfserer Durchflufsquerschnitt hergestellt war.

Für die Ausführungsweise der Gründung wurde Betonierung mittels Trichtern, im Schutze eines Blechmantels, gewählt, da die Einschließung der Baugrube durch eine Spundwand oder durch einen Fangdamm nicht möglich war, weil diese einerseits, in Folge der weit auseinander liegenden Trümmer des umgestürzten Pfeilers, einen zu grofsen Umfang angenommen hätten, andererseits Rammarbeiten unter dem im Betriebe befindlichen Brückenteil schwierig erschienen und der Versuch, hölzerne Pfähle in den zähen Thonboden einzurammen, nicht gelingen wollte. Aus diesem letzteren Grunde konnte auch nicht an einen Pfahlrost mit Betonabdeckung gedacht werden. Endlich

⁴⁸⁷⁾ Fliegelskamp. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 310.

⁴⁸⁸⁾ Breuer. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 319 u. 329.

erschien der Steine und Findlinge wegen eine Druckluftgründung zu schwierig und zu zeitraubend.

Die Aufeinanderfolge der Arbeiten bestand den besonderen Verhältnissen entsprechend:

- a) In der Befreiung der Flußsohle von den Trümmern des alten Pfeilers, soweit diese dem Blechmantel im Wege lagen, was durch Sprengung mittels Dynamit und durch Taucher erfolgte. Für eine Ausbaggerung zeigte sich die lichte Höhe unter dem im Betriebe befindlichen Brückenteil zu niedrig,
- b) in der Aufstellung des Versenkgerüsts und der Herstellung des Blechmantels,
- c) in der Absenkung des Blechmantels unter gleichzeitiger Ausbaggerung.

Zwei indische Schaufeln leisteten anfangs bei dem festgelagerten groben Kies wenig, bis die Schaufeln nicht senkrecht hinabgestoßen wurden, sondern durch eine besondere Vorrichtung gezwungen waren, erst einen Weg von 4 bis 5 m Länge wagerecht über die Flußsohle zu machen. Auch zwei Taucher waren thätig, da vielfach noch Betonteile der alten Fundierung zerkleinert und fortgeschafft werden mußten, was eine sehr mühsame und zeitraubende Arbeit war.

Als der Blechmantel auf die Tiefe von 5,5 m unter Niedrigwasser angelangt war, wurde der Boden ausbetoniert und nach neuntägiger Erhärtung des Betons konnte der Blechmantel leer gepumpt werden und das Hochmauern im Schutze des letzteren beginnen.

Da es, wie schon erwähnt, nicht gelang, hölzerne Pfähle in den zähen Thon einzutreiben, so wurden für die in Aussicht genommene umschließende Spundwand 6,6 m lange Eisenschienen, 2,5 m tiefer als die Unterkante des Blechmantels und zwar 1,2 m in die Thonschicht reichend, eingerammt. In weiterem Abstände wurde dann noch eine Pfahlwand angeordnet, die mittels einer Dampfkreissäge dicht über dem Flußgrunde abgeschnitten wurde.

§ 40. Die Gründungskosten. Die Kosten sowohl der im Grundbau vorkommenden Hilfsarbeiten und Baustoffe, als auch der wichtigsten Gründungsarten sind am Schlusse jeder betreffenden Abteilung so eingehend besprochen, als es für den vorliegenden Zweck angezeigt erschien. Um die Vergleichung der in bestimmten Fällen in Wettbewerb tretenden Gründungsarten zu erleichtern, sind ferner ihre Kosten aus vorliegenden Beispielen auf gleiche Einheiten zurückgeführt worden.

Hier mag darauf aufmerksam gemacht werden, daß alle derartigen statistischen Ergebnisse nur mit Vorsicht zu benutzen und zur Vorausschätzung nur dann zu verwenden sind, wenn die Verhältnisse der in Vergleich gezogenen Fälle annähernd gleich liegen. Statistische Durchschnittsergebnisse aus einer größeren Zahl von Beispielen sind immerhin geeignet, die allgemeine Wertschätzung verschiedener Ausführungsweisen beurteilen zu lassen, aber weniger, um daraus für einen bestimmten Fall das Zweckmäßigste zu erkennen.

Es ist bereits bei Besprechung der Kosten einzelner Gründungsarten darauf hingewiesen, wie sehr diese durch die besonderen Verhältnisse beeinflusst werden. Ausführungsweisen, welche eine ausgedehnte Anwendung maschineller Vorrichtungen nötig machen, sind in ihren Kosten zum größten Teil durch die Arbeitsgröße, auf welche sich die feststehenden Kosten verteilen und durch die Möglichkeit späterer Wiederverwertung des Besitzes an Geräten und Maschinen bestimmt, andere Ausführungsweisen hängen dagegen in ihren Kosten mehr von dem Preise der Baustoffe und von der Höhe des Arbeitslohnes ab.

Bezieht man die Kosten auf das Raummeter des Produktes aus der Fundamentsohlfäche und Fundamenttiefe unter dem Wasserspiegel, so schwanken die Kosten bei den in § 28 angeführten Beispielen der Betongründung zwischen 76 und 107 M. (siehe Tab. XIII, Spalte g), bei den im § 36 (vergl. Tab. XVI u. XVII, S. 218) erwähnten Beispielen gemauerter Senkbrunnen zwischen 44 und 130 M. f. d. cbm, in 8 Fällen der Druckluftgründung⁴⁸⁹⁾ zwischen 87,2 und 124 M. Schon diese Angaben über die drei in neuerer Zeit und häufig miteinander in Wettbewerb tretenden Gründungsarten lassen die große Verschiedenheit der Kosten und insbesondere ihre Abhängigkeit von den besonderen örtlichen Verhältnissen erkennen. Nur unter sorgfältiger Berücksichtigung dieser letzteren sind daher die Kostenangaben zur Veranschlagung und Vergleichung zu verwerten.

Bei den erwähnten drei Gründungsarten, bei welchen der aus Beton oder Mauerwerk bestehende Grundbau bis auf den festen oder wenigstens entsprechend tragfähigen Baugrund hinabgeführt wird, ist die Größe der Sohlfäche und ihre Tiefenlage in den meisten Fällen durch den Entwurf selbst bestimmt. In dem Aufwand an Grundmauerwerk bzw. an Beton sind somit die Ausführungsweisen nicht wesentlich voneinander verschieden, höchstens bezüglich seiner Güte. Der wesentliche Unterschied in den Kosten wird also hauptsächlich durch die Art der Ausführung und Herstellung, sowie durch die Art der Umschließung der Baugrube hervorgerufen. Bei welcher der Ausführungsweisen sich diese mit den geringsten Mitteln erreichen lassen, hängt aber von den Wasserverhältnissen, von der Beschaffenheit und Gleichmäßigkeit des Bodens, von der Tiefe des festen Baugrundes, von den anzuwendenden Gerüsten, Maschinen und Geräten ab.

Bei gleichmäßigem Boden, der entweder unter Wasser durch Baggerung leicht zu entfernen oder genügend undurchlässig ist, um innerhalb der Baugrube bei mäsigem Wasserschöpfen abgegraben werden zu können, sind unter den verschiedensten Verhältnissen bis zu bedeutenden Tiefen hinab äußerst günstige Ergebnisse mit dem Versenken von Brunnen erzielt worden. In ungleichmäßigem Boden, besonders wenn Hindernisse, wie Baumstämme, große Steine u. dergl. vorkommen, verliert die Brunnengründung an Wert.

Bei weniger bedeutenden Tiefenlagen des festen Baugrundes und wenn die Bodenbeschaffenheit das Einrammen der Pfähle nicht zu sehr erschwert, ist, namentlich bei großer Flächenausdehnung des Fundamentes, die Betongründung zwischen umschließenden Pfahlwänden mit Vorteil verwendet worden.

Die Druckluftgründungen gestatten die weiteste Anwendung, sowohl mit Rücksicht auf die Beschaffenheit der oberen Bodenschichten, als auch auf die Tiefenlage des Baugrundes, sofern letztere nicht über dasjenige Maß hinausgeht, bei welchem das Vermögen des Menschen aufhört, den der Tiefe entsprechenden Luftdruck zu ertragen (vergl. Kap. VII). Ob die Druckluftgründung den übrigen in Frage kommenden Ausführungsweisen vorzuziehen ist, hängt in jedem einzelnen Falle von dem auf die maschinellen Vorrichtungen entfallenden Teil der Kosten ab. Bisweilen kann eine der zusammengesetzten Gründungsarten (vergl. § 38) von Vorteil sein.

Von den älteren Gründungsarten behält immer noch der Pfahlrost eine nicht zu unterschätzende Bedeutung, vornehmlich mit den in neuerer Zeit gebräuchlichen Abänderungen. Die zulässige Inanspruchnahme des Holzes auf Druckfestigkeit, die etwa das zehnfache derjenigen des gewöhnlichen Mauerwerkes beträgt, läßt hölzerne Pfähle, bei ihrem mit Mauerwerk etwa gleichen oder nur wenig höheren Preise für die Raum-

⁴⁸⁹⁾ Vergl. die 2. Aufl. dieses Kapitels, § 23.

einheit, von vornherein sehr geeignet zu einzelnen Stützen erscheinen, durch welche die Last des Bauwerkes auf einen tiefliegenden festen Baugrund übertragen werden soll. Schwierig und kostspielig wird nur häufig die Umschließung und Trockenlegung der Baugrube behufs Herstellung des eigentlichen Rostes. Um die nach dem älteren Verfahren dazu erforderlichen umständlichen Arbeiten zu umgehen, empfiehlt es sich, bei genügender Festigkeit der oberen Bodenschichten den hölzernen Rost durch eine Betondecke zu ersetzen (vergl. § 28 unter 3., S. 159). Bei weichen Bodenschichten kann dabei eine Verdichtung derselben durch Sand- oder Steinschüttungen und durch Herstellung eines Betonbettes darüber zweckmäßig sein, oder die Versenkung des Rostbelages nebst einem Teile des Fundamentmauerwerkes nach alter Art mittels Senkkasten erfolgen (vergl. § 30, S. 172).

Auf den relativen Wert der übrigen Gründungsarten gehen wir hier nicht weiter ein, da dieselben zum Teil einfacher Art und in ihren Kosten leicht zu übersehen sind, zum Teil aber Verhältnisse voraussetzen, die in der täglichen Baupraxis selten vorkommen und eine eigenartige Behandlung verlangen. Wir verweisen in dieser Beziehung auf die in den betreffenden Paragraphen enthaltenen Ausführungen.

Litteratur.

1. Einzelwerke und Druckhefte.

- G. Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, 1. Teil, 2. Band, Fundierungen. Berlin 1841 (3. Aufl. 1870).
 M. Becker. Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. Stuttgart 1853. S. 205. 4. Aufl. Leipzig 1883.
 Heinrich Müller. Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Leipzig 1860, I. u. III. Band.
 F. Schwarz. Der Grundbau. Berlin 1865.
 H. v. Chiolich-Löwenberg. Anleitung zum Wasserbau, 3. Abteilung. Stuttgart 1865.
 C. A. Menzel. Die Gründungsarten der Gebäude und die Behandlung des Baugrundes. Herausgegeben von C. Schwatlo. Halle 1866.
 C. A. Menzel und J. Promnitz. Die Gründung der Gebäude. Halle 1873.
 W. Frauenholz. Baukonstruktionslehre f. Ingenieure. III. Band, Eisen- u. Fundationskonstruktionen. München 1877.
 Franzius. Der Grundbau, Deutsches Bauhandbuch, Band III. Berlin 1879.
 L. Klasen. Handbuch der Fundierungsmethoden im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. Leipzig 1879.
 E. v. Feldegg. Allgemeine Konstruktionslehre des Ingenieurs; nach Vorträgen von R. Baumeister, II. Teil: Fundierungen. Karlsruhe 1879.
 L. Brennecke. Der Grundbau, Handbuch der Baukunde, III. Abteilung, 1. Heft. Berlin 1887.
 Ed. Schmitt. Fundamente, Handbuch der Architektur, III. Teil, I. Band, 2. Abteilung. Darmstadt, 2. Aufl. 1891.
 Gustav Meyer. Der Grundbau unter Ausschluss der Druckluftgründungen. Fortschr. der Ing.-Wissensch., 1. Gruppe, 2. Heft. Leipzig 1896.

2. Abhandlungen aus Zeitschriften und Sammelwerken.

a) Baugrunduntersuchung, Verbesserung und Tragfähigkeit des Baugrundes

(zu § 1—3).

- Goldmann. Verschiedene Gründungen und Untersuchungen in Betreff deren Tragfähigkeit. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.
 Tragfähigkeit des Berliner Sandbodens. Deutsche Bauz. 1869, S. 595.
 E. v. Haselberg. Über den Baugrund der Wohnhäuser. Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1870, S. 35.
 Hübbe. Bohrungen an der Elbe unter Anwendung von Druckwasser. Deutsche Bauz. 1873, S. 92.
 Hebung der Baugrubensohle beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 44.
 Über die Anwendung des Diamantgesteinbohrers. Deutsche Bauz. 1876, S. 405 u. 460.

- Die an den Mittelpfeilern der großen Hängebrücke über den East-River zu New-York vorkommenden Belastungen. *Scientific amer.* 1876, S. 289; *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1877, S. 116; *Engineering* 1878, S. 53.
- Bohr- und Probepfähle beim Bau der Innbrücke zu Königswart. *Zeitschr. f. Bauk.* 1878, S. 223.
- Lehmann. Probelastung. *Deutsche Bauz.* 1881, S. 403.
- Brennecke. Das Gefrierverfahren von F. H. Pötsch und seine Anwendbarkeit im Bau- und Ingenieurwesen. *Centralbl. d. Bauverw.* 1883, S. 461 und 1884, S. 287.
- G. G. Lang. Die Gefriermethode von Pötsch. *Riga'sche Industrie-Zeit.* 1884, No. 16.
- Verbesserung des Baugrundes durch Einspritzen einer erhärtenden Flüssigkeit. *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 344.
- Gefrierverfahren von Lindmark. *Centralbl. d. Bauverw.* 1885, S. 537.
- Alby. Note sur des expériences de congélation des terrains. *Ann. des ponts et chaussées* 1887, II. S. 338.
- Brennecke. Neuere Mitteilungen über das Gefrierverfahren von Pötsch. *Centralbl. d. Bauverw.* 1888, S. 249, 278, 495.
- Ein neues Werkzeug für den Grundbau. *Deutsche Bauz.* 1888, S. 109.
- Ein zweckmäßiges Bohrergerät für Bodenuntersuchungen. *Centralbl. d. Bauverw.* 1888, S. 421.
- Über Gefriergründung. *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1889, S. 1125; *Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen im preussischen Staate*, Bd. 32, S. 276; Bd. 33, S. 219; Bd. 34, S. 245 und Bd. 37, S. 385; *Engineer* 1883, S. 417.
- Mitteilungen über Abmessungen der Pfähle, namentlich bei amerikanischen Bauten. *Ann. des travaux publics* 1889, S. 2222.
- Einpressen von Cement nach Patent Neukirch. *Centralbl. d. Bauverw.* 1889, S. 338; *Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.* 1890, S. 361.
- Schwedler. Zur Theorie des Baugrundes. *Centralbl. d. Bauverw.* 1891, S. 90.
- Schubert. Belastungsversuche auf Eisenbahndämmen aus Sand. *Zeitschr. f. Bauw.* 1891, S. 74.
- Einpressen von Cement nach L. Harris. *Centralbl. d. Bauverw.* 1891, S. 164; *Engng. news* 1891, Bd. XXV, S. 249.
- Einpressen von Cement nach Kinipple. *Engng.* 1892, I. S. 609 u. 646.
- Kurdjumoff. Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden. *Civiling.* 1892, S. 294.
- Engesser. Zur Theorie des Baugrundes. *Centralbl. d. Bauverw.* 1893, S. 306.
- F. Eiselen. Gründung unter Wasser mit Hilfe von Cementeinpressung. *Deutsche Bauz.* 1894, S. 107, 349; vergl. auch *Engng. news* 1894, I. S. 533.
- Abgeändertes Gefrierverfahren. *Engng. Rec.* 1894, Bd. 29, S. 300.
- Ermittelung des höchsten Grundwasserstandes. *Centralbl. d. Bauverw.* 1895, S. 108.
- Gründung durch Einspritzen von Cement mittels Prefsluft in Sand- oder Kiesboden. *Ann. des ponts et chaussées* 1895, I. S. 108; *Génie civil* 1895, Bd. 27, S. 366.
- Bohrungen für die Pfeilergründung der neuen East-River-Brücke in New-York. *Engng. news* 1896, II. S. 198.
- Vorrichtung und Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Baugrundes (Fundamentprüfer von Ingenieur Rud. Mayer). *Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1896, S. 589 u. 654; *Schweiz. Bauz.* 1896, Bd. 28, S. 155; *Deutsche Bauz.* 1897, S. 291; *Centralbl. d. Bauverw.* 1897, S. 427, 439 u. 452; *Baugewerksztg.* 1897, S. 583.
- Föppel. Versuche über die Elasticität des Erdbodens. *Centralbl. d. Bauverw.* 1897, S. 276.
- Neues Gründungsverfahren für lockere Bodenarten durch Verdichtung. *Rev. industr.* 1897, S. 393.
- Gründung durch Zusammenpressen des Bodens und Einschütten von Kalkmilch und Eisenschlacke in die Vertiefungen. *Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1898, S. 85.
- Gründung durch Einpumpen von Cement in Kiesschichten (Brücke bei Ehingen). *Südd. Bauz.* 1898, S. 31; *Centralbl. d. Bauverw.* 1898, S. 60; *Deutsche Bauz.* 1898, S. 102; *Baugewerksztg.* 1898, S. 150; *Zeitschr. f. Transportw. u. Straßeb.* 1898, S. 115 u. 247; *Schweiz. Bauz.* 1898, Bd. 31, S. 166.
- Verfahren von Dulac zur Verdichtung des Bodens bei den Gründungsarbeiten für die Ausstellungsbauten in Paris. *Südd. Bauz.* 1898, S. 222.
- Lauter. Zur Frage des Einspritzens von Cement in wasserhaltigem Boden. *Centralbl. d. Bauverw.* 1898, S. 599; auch: *Baugewerksztg.* 1899, S. 155 und *Schweiz. Bauz.* 1899, I. S. 8.
- Geibel. Kosten ausgeführter Bodenuntersuchungen. *Centralbl. d. Bauverw.* 1899, S. 114.
- Dichtung und Tragbarmachung lockeren, aufgeschütteten Baugrundes. *Centralbl. d. Bauverw.* 1899, S. 485.
- Zur Frage der Dichtung und Tragbarmachung lockeren Baugrundes. *Centralbl. d. Bauverw.* 1899, S. 512.

b) Hölzerne Pfähle, Pfahl- und Spundwände

(zu § 4—6).

- Gubitz. Über die Form der Spundpfähle. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 95.
- Köpcke. Die steuerfreie Niederlage zu Harburg, Anwendung von Pfahlringen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 291.
- Anwendung von achteckigen Pfahlköpfen beim Bau der Morgue in Paris. Revue gén. de l'arch. 1864, Bd. 35 u. 36, S. 230.
- Pfahlschuhe. Deutsche Bauz. 1870, S. 255.
- Bau der Thorner Weichselbrücke, Schmiege der Pfahlspitzen. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 44.
- Spundmaschine bei den Kieler Hellingsbauten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 68.
- Einfluss des Jungferns. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267.
- Zerstörungen an Pfählen bei Cherbourg durch den asselartigen Krebs (*Limnoria terebrans*). Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 341.
- Aufpfropfen der Pfähle. Zeitschr. f. Bauw. 1884, Bl. 71, S. 305.
- Bekleidung der Pfähle mit Thonröhren. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 540.
- Über die *Limnoria lignorum* und die Mittel zu ihrer Abwehr. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 266; 1887, S. 78.
- Die Widerstandsfähigkeit des Grünholzes gegen die Angriffe des Pfahlwurmes. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 204 u. 279; 1889, S. 319.
- Garbe. Zweckmäßigkeit der Pfahlwände gegenüber den Spundwänden. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 228.
- Erfahrungen mit Spundbohlen aus Buchenholz. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 472.
- Anwendung von Jarrah-Holz für Pfähle. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 207.
- Spundwanddichtung mit Sägespänen beim Bau der Fischer-Brücke in Berlin. Deutsche Bauz. 1892, S. 525.
- Gufseiserne Pfahlschuhe mit Hartgufspitzen. Engng. news 1894, II. S. 224.
- Erfahrungen mit Spundbohlen aus Buchenholz in Holtenau. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 574.
- Widerstandsfähigkeit der Rundpfähle gegen die Angriffe der Bohrwürmer. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 396 u. 397.
- Anker-Erdpfahl von Armand Farkas, D. R.-P. No. 96596. Südd. Bauz. 1898; Anz. f. Holzindustrie No. 21.
- Holzbohrwürmer der See. Engng. news 1898, Juli, S. 34.
- Maschine zum Vorbohren von Löchern für Pfähle im lehmigen Boden. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 47.
- Tränken des Holzes mit Kreosot gegen die Angriffe des Bohrwurmes. Südd. Bauz. 1899, No. 26 des Anz. f. d. Holzindustrie.

c) Eiserne Pfähle, Pfahl- und Spundwände

(zu § 7).

- Gufseiserne Kastenwände. The Arch and Building Gazette 1851; Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 310.
- Gufseiserne Spundpfähle von der neuen Westminster-Brücke in London. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 221.
- Gufseiserne Rammpfähle und Platten bei Gründung der Victoria-Docks. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 180.
- Schraubenpfähle aus zusammengeschraubten Trommeln. Engng. 1870, I. S. 356; Nouv. ann. de la construction 1871, S. 60 u. 61.
- Schmiedeiserne massive Pfähle mit gufseisernen Schrauben. Deutsche Bauz. 1874, S. 196; Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 127; 1877, S. 36; Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 88.
- H. Bücking. Fundierung einer Lokomotivdrehzscheibe auf dem Bahnhofe Bremen mittels eiserner Schraubenpfähle. Deutsche Bauz. 1878, S. 168.
- Gründung des Promenadepier Aldborough Suffolk auf Schraubenpfählen. Engineer 1878, Bd. 46, S. 182 u. 183.
- Gufseiserne röhrenförmige Pfähle mit Schrauben. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 51 u. 162.
- Gründung des eisernen Promenadepier Skigness auf Schraubenpfählen. Engineer 1880, Bd. 49, S. 42, 44, 61, 62 u. 72.
- Neubauten der Bremer Lagerhaus-Gesellschaft. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 68.
- Schraubenpfähle nach Patent Oppermann. Nouv. ann. de la constr. 1881, S. 17.
- Fundierung auf eisernen Schraubenpfählen. Deutsche Bauz. 1882, S. 344; Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 156.
- Auf Schraubenpfählen gegründete eiserne Brücken der französischen Südbahn-Gesellschaft. Nouv. ann. de la constr. 1884, S. 2.
- Landungsbrücke am Delaware und im Mersey-Flufs. Ann. des ponts et chaussées 1884, Nov., S. 516; Engng. 1883, II. S. 101, 104, 193 u. 234; Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 279.
- Walzeiserne Spundwand beim Bau eines Kohlenkippers in Ruhrort. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 581.

- Wellblechspundwand nach A. Wilke. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 391.
- Zur Verwendung von Schraubenpfählen bei Wasserbauten in Hameln. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 299.
- Spundwände aus Profileisen von K. Oltrogge in Bremen. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 172.
- Gründung der Festungsbrücke der Königsberg-Labiauener Eisenbahn auf gußeisernen Schraubenpfählen. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 45; Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1893, S. 112.
- Gründung auf Schraubenpfählen bei der Bèze-Brücke. Génie civil 1894, Bd. 24, S. 358.
- Schraubenpfahl-Gründung der Landungsbrücke zu Blankenberghe in Belgien. Engineer 1895, I. S. 220; Engng. news 1895, S. 360.
- Spundwände aus gewalzten Profilen beim Bau der Schleuse am Mühlendamm in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 67.
- Pfahlwände aus I-Eisen bei der Gründung der Rheinbrücke bei Bonn. Deutsche Bauz. 1897, S. 11.
- Spundwand aus I-Eisen bei der Gründung der Kornhaus-Brücke zu Bern. Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 92; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1898, S. 1292.
- Pfahlwände aus I-Eisen bei der Beton-Gründung der Bonner Rheinbrücke. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 619 u. 620; Deutsche Bauz. 1898, S. 658; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 310.

d) Eintreiben und Einschrauben der Pfähle, Rammen und Tragfähigkeit eingerammter Pfähle

(zu § 8—12).

- Sonne. Zugrammen beim Bau der Fuldabrücke bei Kragenhof. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 163.
- Kunstrammenwirkung auf die Pfähle beim Bau des Neisse-Viaduktes zu Görlitz. Zeitschr. f. Bauw. 1855, S. 318.
- Lahmeyer. Über Zugrammen. Civiling. 1857, Bd. III. S. 126.
- Kunstramme primitiver Art. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 437.
- Schwartzkopf'sche Ramme. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1860, S. 110 u. 224.
- Dampfkunstramme von Scott u. Robertson. Dingers polyt. Journal 1860, I. S. 243.
- Köpcke. Rammen beim Bau der steuerfreien Niederlage zu Harburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 292.
- Die Belastung der Pfähle an der Theifsbrücke zu Szegedin. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 656; Ann. des ponts et chaussées 1859, I. S. 341.
- Dampframme von Riggerbach. Verhandl. d. Ver. z. Beförd. des Gewerbefleißes 1865, S. 138.
- Bewegliche Bockgerüste zum Rammen beim Bau der Hohnstorfer Trajektanstalt. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 95.
- Ramme von Sissons & White. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 418.
- Über die Tragkraft hölzerner und eiserner Pfähle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 420; The Journal of the Franklin Institute 1868.
- Die Riedinger'sche Pulverramme. Deutsche Bauz. 1868, S. 433.
- Fränkel. Rammen beim Bau des Eger-Viaduktes. Deutsche Bauz. 1869, S. 631.
- Alpine. Vergleichende Übersicht der Kosten des Einrammens. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 426.
- Einschrauben der Pfähle. Deutsche Bauz. 1870, S. 255.
- Transmissions-Dampframmen von Reden. Uhländ's prakt. Maschinenkonstrukt. 1873, S. 115.
- Hübbe. Einspülen von Pfählen. Deutsche Bauz. 1873, S. 92.
- Absperrung der Bai von Mobile durch Pfähle, die mit der Dampfspritze eingetrieben wurden. Deutsche Bauz. 1874, S. 261.
- Eintreiben von Pfählen mittels Austreten von Druckwasser an der Spitze derselben. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 310.
- Verwendung des Erdbohrers zur Erleichterung des Eintreibens hölzerner Pfähle. Ann. des ponts et chaussées 1874, II. S. 392; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 382; Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 109.
- Chrétien'sche Ramme. Mém. des travaux de la société des ing. civ. 1875; Dinger's polyt. Journ. 1869, II. S. 347.
- Dampframme von Lewicky. Dinger's polyt. Journ. 1875, Bd. 217, S. 366; Civiling. 1875, S. 21.
- Pulverramme von Shaw, vervollkommenet durch Riedinger. Deutsche Bauz. 1875, S. 433.
- Franzius. Leistung verschiedener Dampframmen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 62.
- Leistung und Kosten der Dampframmen nach dem System J. Chrétien beim Bau der Donaubrücke der Buda-pesther Verbindungsbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 38.

- Einspülen von Spundbohlen und Futterröhren (nach Wendland). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 371.
- Dampfkunstramme von Schramm. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.
- Dampfkunstramme von Graul. Civiling. 1878, S. 547.
- Belastung der Rostpfähle bei der neuen Elbbrücke bei Pirna. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 33.
- Einschrauben der Pfähle. Deutsche Bauz. 1878, S. 532; Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 545; Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, Heft 13.
- Tiefframmen für Spundwände bei der Kanalisation von Berlin. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 3.
- Wieck. Einsenken hölzerner Brückenpfähle mittels Wasserspülung. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 45.
- Einspülen von Pfählen. Deutsche Bauz. 1879, S. 468; 1880, S. 605.
- Hohle Pfähle durch einen in ihrem Innern geführten Rammbar angetrieben (nach Legrand & Sutcliff). Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 72.
- J. Wex. Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267.
- Rammarbeiten bei der Wümmebrücke bei Borgfeld. Deutsche Bauz. 1882, S. 612.
- Einspülen von Pfählen bei der Gründung des Gerichtsgebäudes in Braunschweig. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467.
- Einspülen von Pfählen und Spundwänden. Deutsche Bauz. 1882, S. 225 u. 612. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 212.
- Eintreiben der Spundbohlen beim Hafenanbau in Calais. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 7.
- Tragkraft eines eingerammten Pfahles nach einer in England gebräuchlichen empirischen Formel. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 48.
- Dynamitramme von v. Prodanowic. Mitt. d. k. k. techn. u. administrat. Militär-Comité in Wien 1883, Heft 7; Dingler's polyt. Journ. 1883, Bd. 247, S. 44; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 171.
- Brennecke. Versuche über den Widerstand von Schraubenpfählen im Boden. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 450.
- Einspülen von Pfählen beim Umbau der Langen Brücke in Potsdam. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 413.
- Verwendung der Dampftramme bei der Berliner Kanalisation in bebauten Straßen. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 196.
- Vorrichtung zum Einrammen von Wellblechen. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 404 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 102.
- Die Leistung der von Menck & Hambroek verbesserten Figée'schen Dampftramme. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 435.
- Über das Rammen von Buchenholz-Spundwänden in steinigem Boden. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 472.
- Einspülen der Pfähle. Deutsche Bauz. 1889, S. 222.
- Die Figée'sche Kunstramme. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 344.
- Ausnutzung elektrischer Kraft zum Betriebe einer Ramme. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 228.
- Eintreiben eiserner Röhren durch Einführen von Dampf. Ann. des travaux publics 1891, S. 79.
- O. Ossent. Formeln über Tragfähigkeit der Pfähle. Schweiz. Bauz. 1892, S. 110 u. 112.
- Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Transact. of the amer. soc. of civ. eng. 1892, Aug., S. 99 u. 129.
- Einrammen hölzerner Pfähle. Engng. news 1893, I. S. 14.
- Tragfähigkeit hölzerner Pfähle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893, S. 369, 478; 1894, S. 162; Engng. news 1893, I. S. 171; 1893, II. S. 3; 1894, I. S. 544.
- Formeln über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Engng. news 1894, I. S. 283 u. 348.
- Tragfähigkeit eingerammter Pfähle nach Versuchen beim Bau der öffentlichen Bibliothek in Chicago. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 69.
- Drehvorrichtung zur Pfahlsenkung mit Wasserspülung. Génie civil 1896, Bd. XXIX, S. 72.
- F. Kreuter. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 145, 190; 1897, S. 46.
- Bubendey. Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 533 u. 545; 1897, S. 160.
- Fälscher. Vergleiche von Probelastungen von Pfählen mit der nach den theoretischen Formeln berechneten Tragfähigkeit beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 526.
- Mitteilungen über Erfahrungen mit der Figée'schen Dampftramme. Deutsche Bauz. 1899, S. 199.
- Anwendung elektrisch betriebener Rammen beim Bau der neuen Donaubrücke zu Budapest. Zeitschr. f. Transportw. u. Straßensb. 1899, S. 110.
- Eintreiben von Pfählen durch Wasserspülung. Engng. 1899, Mai, S. 674.

- Druckwasser-Bohrmaschine zum Eintreiben von Pfählen von J. C. Culnane in Fairport (Ontario). Centralbl. d. Bauverw. 1899, S. 268.
- Haswell. Pfahl-Rammformeln. Revue amer. soc. of civ. eng. 1899, Mai, S. 280.
- Eintreiben eiserner Pfeiler mittels Druckwasser. Génie civil 1899, S. 299.
- Rammformeln, ihr Bau und die Sicherheitsziffern. Proc. amer. soc. of civ. eng. 1899, Sept., S. 539—548.

e) Abschneiden und Ausziehen von Pfählen, Beseitigung von Hindernissen, Sprengarbeiten

(zu § 13 u. 14).

- Anwendung von Segmentsägen in Holland. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1857, S. 219.
- Wieck. Das Taucherschiff. Gewerbezeitung 1857.
- Felssprengungen im Rhein. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 307; 1867, S. 117; 1868, S. 395.
- Tauchervorrichtungen von Rouquayrol und Denayrouze. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 279.
- Felssprengungen vor dem Hafen von Boston. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 441.
- Bauer. Neuere Tauchervorrichtungen. Deutsche Bauz. 1868, S. 401; 1869, S. 23 u. 277.
- Zange zum Heben von Steinen. Engng. 1869, I. S. 50.
- Sprengungen von festem Thon mit eingebetteten Kieselsteinen. Deutsche Bauz. 1871, S. 160.
- Beseitigung von Pfählen durch Sprengmittel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 558; Journ. of the Franklin Inst. 1871, S. 75.
- Dynamitsprengungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 633.
- W. Lorentz. Widerstand eingerammter Pfähle gegen das Herausziehen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1875, S. 89.
- Morell. Tauchervorrichtungen. Die Eisenbahn 1875, I. S. 49, Bd. II.
- Sägearbeiten an den Pfählen zu den Hellingsbauten in Kiel (Franzius). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 69.
- Felssprengungen im Hellgate bei New-York. Deutsche Bauz. 1876, S. 202, 440, 492; 1877, S. 190.
- Vorrichtung von Paolo Sioli zum Ausziehen von Pfahlstumpfen unter Wasser im Hafen von St. Francisco. Deutsche Bauz. 1877, S. 345.
- Die Sprengtechnik auf der Pariser Weltausstellung. Der prakt. Maschinenkonstrukteur 1878, S. 416.
- Abschneiden von Zapfen unter Wasser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 378.
- Über Rollen geführte Bandsägen in Frankreich. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 238.
- Über die Leistung einer Kreissäge mit Lokomobilbetrieb und deren Kosten. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 369 u. 467; 1882, S. 326.
- Grundsäge bei den Grundbauten der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 254.
- Beseitigung von Hindernissen in der Baugrube. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 263.
- Widerstand eingerammter Pfähle gegen das Herausziehen. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.
- Pendelsäge beim Bau der Strafsenbrücke über die Norderelbe. Deutsche Bauz. 1884, S. 526.
- Amerikanische Kreissäge. Baugewerksztg. 1884, S. 127.
- Abschneiden von Pfählen unter Wasser. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 511; Engng. news 1887, S. 219.
- L. Brennecke. Gründung mittels Dynamit. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 490, 498 u. 506; Nouv. ann. de la constr. 1887, S. 104.
- Kreisgrundsäge. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 264.
- Abschneiden von Pfählen. Dasselbst 1888, S. 75.
- Beseitigung von Hindernissen mittels Dynamit. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 230.
- Ausziehen der Pfähle mittels Spülung. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 367; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 689.
- Grundkreissäge von E. Meyer D. R.-P., Kl. 38, No. 74898; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1055; Baugewerksztg. 1894, S. 951.
- Über einen neuen Sprengstoff als Ersatz für Sprengpulver. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 195; Schweiz. Bauz. 1898, I. S. 113.

f) Bagger, Hebevorrichtungen und Pumpen

(zu § 15).

- Anwendung der indischen Schaufel. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 564.
- Baggerungen am Suez-Kanal. Mém. et compte rendu des travaux de la soc. des ing. civ. 1866.

- Baggervorrichtung von Millroy. Deutsche Bauz. 1868, S. 470; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 579.
- Centrifugalbagger von Gwynne. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 580; Engng. 1869, II. S. 104.
- Baggerungen am Suez-Kanal. Deutsche Bauz. 1870, S. 330.
- Sandpumpen. Deutsche Bauz. 1871, S. 110; The Builder 1869, S. 231.
- Baggerungen beim Bau des Nordsee-Kanals bei Amsterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 397.
- Kubale. Die Leslie'sche Heberfundierung. Deutsche Bauz. 1873, S. 84.
- Sack-Drehbagger. Deutsche Bauz. 1874, S. 243.
- Robertson's Grabevorrichtung. Deutsche Bauz. 1875, S. 31.
- Die indische Schaufel beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 35 u. 197.
- Exkavator von Bruce & Batho. Revue ind. 1876, S. 109.
- Sandpumpe von Reeve. Engineer 1887, II. S. 99 u. 312.
- Sackbagger beim Bau der Elbbrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 560.
- Vertikaldampfbagger auf festem Gerüst beim Bau der Ruhrbrücke. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 575.
- Leistungen und Kosten von Dampfbaggern. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 489.
- Strahlpumpen. Riga'sche Industrieztg. 1878, S. 237.
- Über Baggerungen u. s. w., Sandkreiselpumpen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 59, 66 u. 75.
- Kranbagger mit Greifern. Ann. des ponts et chaussées 1880, I. S. 161.
- Eimerkettenbagger. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 113 u. 159.
- Abänderung der Leslie'schen Heberfundierung von Bassel. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 240.
- Baggerungen für die Kunstbauten auf der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 241 u. 441; 1882, S. 243; Allgem. Bauz. 1881, S. 68.
- Kranbagger von Bünger & Leyrer. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 434, 473; 1884, S. 5.
- Der Priestmann'sche Kranbagger. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 434; 1884, S. 5.
- Wild's Baggerapparat. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 190.
- Prefsluftbagger von Jaudin. Deutsche Bauz. 1887, S. 78; Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 195.
- Bagger von Price. Engineer 1890, Nov., S. 433.
- Grafton's Drehschaufelbagger. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 156.
- Baggerleistungen beim neuen Wasserwege nach Rotterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 376.
- Sandpumpe von Schmidthauer. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 1335; Revue technique 1895, S. 282.
- Greifbagger für die Gründungsarbeiten beim Bau des Wellenbrechers zu Buffalo. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 262.
- Stielbagger im Einschnitt bei Riesenbeck (Dortmund-Ems-Kanal). Deutsche Bauz. 1898, S. 457.
- Bagger für die Gründungsarbeiten eines Wellenbrechers zu Buffalo. Engng. news 1899, Febr., S. 66.
- Elliot. Baggeregefäß für die Gründungsarbeiten im Hafen von Keyham. Engng. 1899, Juli, S. 127.

g) Mörtel, Beton und Betonversenkung

(zu § 16 u. 17).

- Caisse à couler le beton. Nouv. ann. de la constr. 1855, S. 37.
- Mörtelmühle beim Bau der Schleuse des Berlin-Spandauer Schiffahrtskanales. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 192.
- Mörtelmühle beim Bau der Fuldabrücke zu Kragenhof. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 190.
- Mischtrommel beim Bau der Theifsbrücke in Szegedin. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 664.
- Klappkasten beim Bau der Linkstraßen-Brücke in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 303.
- Betontrommel beim Bau des Nordsee-Kanals bei Amsterdam. Deutsche Bauz. 1870, S. 273; Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 407.
- Mischtrommel für Beton von Reitheimer. Scientific amer. 1873, I. S. 99.
- Vermeidung von Schlamm bildung beim Betonieren unter Wasser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 507.
- Mischtrof für Mörtelbereitung. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 43.
- Mischtrommel bei den Hellingsbauten in Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 59.
- Mörtelmaschine beim Bau der Ruhrbrücke bei Düssern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 592.
- Löhmann. Der rheinische Trafts, seine Gewinnung und seine Fundstätten. Deutsche Bauz. 1878, S. 273.
- Kollergänge. Engng. 1876, S. 79; Iron 1879, S. 328.
- Betonkasten und -Wagen vom Bau der Koblenzer Rheinbrücke. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 97.
- Pneumatischer Betontrichter von Zschokke. Tijdskrift van het koningl. Inst. van Ing. 1881/82.

- Klappkasten beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251.
- Betonversenkung mit Säcken. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 152; 1881, S. 17; Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 19.
- Einiges über Mörtelmaschinen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 299.
- Quetschwerke von Baxter & Co. in Leeds. Dingler's polyt. Journ. 1881, S. 147; Stahl und Eisen 1883, S. 372.
- Betontrichter von Jaudin. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 195.
- Versuche über Portlandcement: Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 41; 1869, S. 271; Deutsche Bauz. 1870, S. 140; 1875, S. 203, 334 u. 437; 1876, S. 114 u. 505; 1877, S. 181; 1882, S. 434; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 588; Ann. des ponts et chaussées 1881, II. S. 393; 1882, I. S. 482; 1882, II. S. 150; 1884, I. S. 592; 1887, II. S. 464.
- Die Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandcement. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 309.
- Über einen Versuch, das Binden des Cementmörtels zu verlangsamen. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 8.
- Betonstampfmaschine von Vering. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 441.
- Anwendung von geteeter Leinwand zum Abdecken der Betonkasten. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 5.
- Vergleichende Untersuchungen von Puzzolan-, Portland- und Romancementen. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 539; Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 313; 1890, II. S. 277.
- Anwendung von Trafsbeton. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 348.
- Zur Herstellung von Schlackencement. Stahl u. Eisen 1890, S. 523 u. 625.
- Die hydraulischen Bindemittel Norddeutschlands. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 509.
- Über Mörtelbereitung im Kollergange. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 237; 1893, S. 76.
- Mischtrommel zur Bearbeitung von Cementmörtel und Beton. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 547.
- Mischtrommel zur Herstellung von Cementbeton. D. R.-G.-M. No. 21257. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 1536.
- Das Betonieren unter Wasser mittels Trichter. Deutsche Bauz. 1895, S. 287.
- Geräte und Verfahren für die Prüfung von Portlandcement in der königl. mech.-techn. Versuchsanstalt. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 455.
- Aus der Versammlung der Cementfabrikanten. Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 110.
- Trafsprüfung. Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 179.
- Betonmischung beim Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 436.
- Betontrichterwagen, Mörtel- und Betonwerke. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 578 u. 581.
- Über Silico-Portlandcement. Revue techn. 1898, S. 25.
- Zusammensetzung hydraulischer Mörtel. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 196.
- Die neue Anlage der Brosion-Portlandcement-Gesellschaft in Brosion, Mich. Engng. Rec. 1898, April, S. 470.
- Kasten zur Versenkung von Beton. Engng. Rec. 1898, April, S. 454; Juli, S. 116.
- Nádory Nándor. Das Verhältnis der hydraulischen Bindemittel zum Meerwasser. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 504 u. 519.
- Bauwissenschaftliche Versuche der preussischen Staatsbauverwaltung im Jahre 1897. Mörtel und Cement. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 565.
- Über die Ursachen der Abweichungen in den Festigkeitsergebnissen der Cementprüfungen an verschiedenen Orten. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 227, 292, 575 u. 610.
- Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen unter Zugrundelegung der Festigkeit, Dichtigkeit und der Kosten des Mörtels. Südd. Bauz. 1899, S. 246.
- Betonmischtrommel von Taylor. Engng. 1899, Juli, S. 127.
- Selbstthätig sich öffnender Betonkasten für Betongründung unter Wasser. Engng. rec. 1899, Dez., S. 621.

h) Herstellung und Trockenlegung der Baugrube, Fangdämme

(zu § 18—20).

- Fangdamm aus gemauerten Brunnen für die Trockendocks zu Lorient. Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 217.
- Fangdämme für den Bau der St. Lorenz-Brücke zu Montreal. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 546.
- Betonfangdämme. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 605; 1866, S. 49.
- Fangdämme. Cofferdam used in the execution of the Thames Embankment. Engng. 1870, II. S. 347.
- Mack. Baugrubenzimmerung. Deutsche Bauz. 1871, S. 227.
- Fangdamm von kreisrunder Form beim Bau des Nordsee-Kanals bei Amsterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 416.
- Erddämme bei der Moselkanalisierung. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 166.
- Fangdämme vom Bau der Dueroerbrücke bei Regoa. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 461.

- Schirmwand beim Bau der Weichselbrücke bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 42.
- Betonfangdämme bei den Hellingsbauten bei Kiel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 63.
- Fangdämme beim Bau der Elbbrücke in der Leipzig-Dresdener Eisenbahnlinie. Deutsche Bauz. 1877, S. 137.
- Fangdämme beim Bau der Ruhrbrücke bei Düsseldorf. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 573.
- Fangdämme aus hohlen Eisencylindern beim Bau des Londoner Thames Embankment Exempt Min. of Proceed of the inst. of civ. eng. in Sess. 1877/1878.
- Fangdämme beim Bau der neuen Elbbrücke bei Pirna. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 32.
- Fangdämme auf Böcken. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1879, S. 132.
- Anlage eines Fangdammes in Schweden. Deutsche Bauz. 1880, S. 280.
- Senkrüstungen beim Bau der zweiten Rheinbrücke in Koblenz. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 94.
- Vorrichtung zum Zerstören von Betonfangdämmen. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 294.
- Beweglicher Fangdamm für Arbeiten im Schuykillflufs. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 446.
- Brennecke. Über die Gröfse des Wasserdruckes im Boden. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 87; Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 102.
- G. Haupt. Schraubensteifen, Absteifen und Entsteifen tiefer Baugruben durch Schrauben. Deutsche Bauz. 1886, S. 153.
- E. Cramer. Betonfangdamm vom Bau der Schleuse zu Breslau. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 104.
- Gefahren bei Gründung im Tribsand durch starkes Auspumpen. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 40; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 689.
- Anwendung von geteertem Segeltuch zur Dichtung der Fangdämme beim Bau der Brücke über die Norder-Elbe bei Hamburg. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 356.
- Faschinendämme bei der Gründung der Kaimauern in Rotterdam. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 353.
- Geteertes Segeltuch zur Dichtung der Fangdämme beim Bau der Emsbrücke bei Haren. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 387.
- Fangdamm für die neue Strafsenbrücke über die Saale in Kösen. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 410.
- Fangdämme beim Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und Marienburg. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 424.
- Beseitigen des Durchquellens bei den Fangdämmen der Schleuse von Goes (Niederlande). Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 426.
- F. Kreuter. Neues Verfahren zur Trockenlegung der Baugruben (durch Absenken des Grundwasserspiegels). Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 543.
- E. Dietrich. Verfahren zur Trockenlegung der Baugruben. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 19.
- Eiserne Pfahlwand als Fangdamm für die linksuferige Baugrube der Rheinbrücke bei Bonn. Deutsche Bauz. 1897, S. 10.
- Fangdamm zur Pfeilergründung der Androscaggin-Brücke. Engng. news 1897, I. S. 327.
- Bredtschneider. Absenken des Grundwasserstandes in Baugruben durch Rohrbrunnen. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 73 u. 88.
- Dichtung von Quellen bei den Gründungsarbeiten im Hafen von Cuxhafen. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 411.
- Entwässerung von Baugruben durch Absenken des Grundwassers. Schweiz. Bauz. 1898, II. S. 168; Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 550; Baugewerksztg. 1898, S. 1514.
- Seyfferth. Absenken des Grundwasserspiegels mittels Rohrbrunnen für Gründungszwecke. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 199.
- Schwimmgerüste mit beweglichem Fangdamm für die Gründung der neuen Kaimauern im Hafen von Antwerpen. Allgem. Bauz. 1899, S. 55.

i) Allgemeines, verschiedene Gründungsarten

(zu § 21—25).

- De quelques procédés employés par les anciens dans la fondation de leurs édifices. Revue génér. de l'arch. 1855, S. 174 u. 230.
- H. Müller. Über Fundamentierungen. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1855, S. 121.
- Schäffer. Allgemeine Übersicht der Fundierungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung des Eisens im Grundbau. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1860, S. 17 u. 123; Haarmann's Zeitschr. f. Bauhandw. 1862, S. 172.
- Goldmann. Verschiedene Gründungen in Betreff der Tragfähigkeit. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.

- Croizette-Desnoyers. Mitteilungen über die Gründungsart bei verschiedenen Tiefenanlagen des festen Baugrundes auf der Eisenbahnlinie von Nantes nach Brest und Lorient. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273; Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 358.
- J. Foy. Etude générale sur les fondations. Nouv. ann. de la constr. 1865, S. 168, 174; 1866, S. 4.
- Ausgeführte Pfeilergründung. Haarmann's Zeitschr. f. Bauhandw. 1873, S. 187.
- Über Fundierungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 448, 467 u. 481.
- Über mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.
- Kleinwächter. Anwendung verschiedener Gründungsarten beim Bau der Universitätsinstitute zu Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.
- Brennecke. Beitrag zur Statistik der Fundierungskosten großer Brücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 493.
- Brennecke. Untersuchungen über die Grenzen der vorteilhaften Verwendung der beim Bau größerer Brücken gebräuchlichsten Fundierungsmethoden. Deutsche Bauz. 1882, S. 589 u. 600; Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 232.
- Russische Barackenfundierungen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 333; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 248.
- Brennecke. Über die Beurteilung des Wertes und die Wahl der Gründungsarten. 1887, S. 412.
- Gründungen unter Wasser. Engng. 1890, II. S. 439, 515, 615 u. 772; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891, S. 406.
- Verschiedene Gründungsarten. Engng. news 1893, II. S. 301.
- Elektrische Bewegkraft für Gründungsarbeiten. Deutsche Bauz. 1893, S. 487.
- M. Müller. Empirische Untersuchungen im Bauingenieurfach. Deutsche Bauz. 1894, S. 600.
- Neue Gründungsweisen. Engng. 1896, I. S. 239 u. 493; 1896, II. S. 99 u. 297.
- Flachgründungen für hohe Gebäude (Surface Foundations). Engng. Rec. 1898, Juli, S. 99.
- Schwierige Gründungen in England. Engng. Rec. 1898, Juli, S. 106.
- Ferd. Dehm. Über die Gründungsverhältnisse in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, S. 293; Baugewerksztg. 1899, S. 1264.
- Durand. Beanspruchung der Stahlfundamente. Engng. Rec. 1899, April, S. 407.
- Die Gründung der vielstöckigen Gebäude in Nord-Amerika. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 900.
- Gründung eines Gebäudes auf Kragträgern in England. Engng. rec. 1899, Bd. 40, S. 226.
- Der Einfluss von Kohlenbergwerken auf das Setzen der Brücken und anderer Bauten. Engng. news 1899, Bd. 42, S. 157.
- v. Emperger. Die Tragfähigkeit von Ziegelmauerwerk nach englischen und amerikanischen Versuchen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, S. 665—671.

k) Sohlenverbreiterung und umgekehrte Gewölbe

(zu § 26).

- Sohlenverbreiterung durch umgekehrte Gewölbe. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1862, S. 281.
- Erdbögen auf Beton und Pfählen unter dem Speicher am Kaiser-Kai in Hamburg. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 242.
- Über Fundierungen im Alluvialboden in Bengalen, bezw. über die Form der Fundamentverbreiterung. Engng. 1875, Juli, S. 103.
- Verringerung des Druckes auf den Baugrund durch Bodengewölbe bei den Verstärkungsarbeiten am Turme des Ulmer Münsters. Deutsche Bauz. 1882, S. 231.
- Rud. Mayer. Verteilung des Pfeilerdruckes im Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 654.
- Rud. Mayer. Über die Bedingungen einer gleichförmigen Druckverteilung in dem Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 34.
- Prof. R. F. Mayer. Die Druckverteilung im Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 116.
- Melan. Die Druckverteilung im Grundmauerwerk. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 198.
- A. Spitzer. Druckverteilung in gebrochenen Grundmauerflächen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 96, 152 u. 187.

- Melan. Druckverteilung in gebrochenen Grundmauerflächen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 129 u. 187.
 Die Ermittlung von Druckspannungen in Mauerwerkskörpern bei Ausschluss von Zugspannungen. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 586.

l) Sand- und Steinschüttungen

(zu § 27).

- Anwendung von Sandschüttungen bei den Arsenalbauten zu Bayonne und anderen Bauwerken. Ann. des ponts et chaussées 1835, II. S. 171.
 Des Herrn Olivier kurze Nachricht von Fundamentierungen auf Sand. Crelle's Journ. f. d. Bauk., Bd. 12, S. 275.
 Über die Fundamentierung auf Sand. Crelle's Journ. f. d. Bauk., Bd. 15, S. 67 u. 107.
 Wellenkamp. Gründung des Gefängnisbaues zu Rehburg auf Sand. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1851/52, S. 26.
 Hagen. Über Sicherheitshäfen in England (Steinschüttungen). Zeitschr. f. Bauw. 1853, S. 213 u. 351.
 Gründung des Hamburger Bahnhofes in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 487.
 Hagen. Beschreibung der französischen Häfen am Mittelmeer und am Kanal. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 409 u. 549.
 Sandschüttung beim Bau der Flackenseebrücke. Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 38.
 Witzeck. Die Gründung der Gebäude des Thüringer Bahnhofes in Leipzig. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 213.
 Goldmann. Sandschüttung beim Bau der Kaserne an der Esplanade zu Wesel. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 629.
 Bolenius. Sandschüttungen für die Gründung der Hochbauten auf dem Bahnhof zu Emden. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 153.
 J. Foy. Etude sur les ponts de mer artificiels et la fabrication des blocs de béton. Nouv. ann. de la constr. 1866, S. 161.
 Stuertz. Reiseskizzen aus Holland, Belgien und England (Betonblöcke). Deutsche Bauz. 1870, S. 288.
 A. Wiebe. Der Nordseekanal bei Amsterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 49.
 Kunstbauten in den Moorstrecken der Bahn von Bordeaux nach Pouillac. Ann. industr. 1872, Juli, S. 6.
 Hafengebauten in Alexandrien. Nouv. ann. de la constr. 1874, S. 122.
 Wilfan. Hafengebäude von Fiume. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 257.
 Hafengebauten in Brest. Nouv. ann. de la constr. 1875, S. 19 u. 24.
 Brömches. Hafengebauten in Triest. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 99.
 Molenbauten in Boulogne. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 34.
 Wellenbrecher und Mole im Hafen von Bilbao. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 338.
 Sandschüttung bei der Gründung des Regierungsgebäudes zu Breslau. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 8.
 Sandschüttung für den Bau des Dienstgebäudes in Tapiau. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 395.
 Steinschüttung zur Gründung der Wellenbrecher an der amerikanischen Küste. Engng. news 1898, Aug., S. 122.
 Anwendung sehr großer Betonblöcke beim Bau der Mole am Heyster Hafen, dem neuen Aufsenhafen von Brügge. Allgem. Bauz. 1899, S. 53; Schweiz. Bauz. 1899, I. S. 124.

m) Betonbauten und Betongründung

(zu § 28).

- Elsner. Über die Anwendung des Betonmörtels zum Fundamentieren unter Wasser. Crelle's Journ. f. d. Bauk. 1829, Bd. 1, S. 236.
 Braun. Über Anwendung des Trafsbetons zur Fundamentierung der Gebäude. Crelle's Journ. f. d. Bauk. 1831, Bd. 3, S. 112.
 Betonschüttung beim Bau der Charlottenburger Porzellanmanufaktur. Deutsche Bauz. 1871, S. 12.
 Plath. Die Fundierung des neuen Maschinen- und Kesselhauses auf Rothenburgsort. Deutsche Bauz. 1871, S. 165.
 H. Schmidt. Bau und Gründung des eisernen Centralbaues für die Weltausstellung in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 139.
 H. Altendorff. Betongründung des Kirchturmes in Liebschütz (Sachsen). Deutsche Bauz. 1874, S. 190.
 Ch. Terrier. Des devis et des fondations du nouvel opéra de Paris. Gaz. d. arch. et du bât. 1875, S. 141.
 Baude. Sur les fondations du nouvel opéra de Paris. Bulletin de la société d'encouragement 1875, S. 498.
 Wiebe. Die Gründung der Ruhrbrücke bei Düssern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 574.
 Die Gründung der Lahnbrücke bei Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 243.
 Die Gründung der Rheinbrücke bei Koblenz. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 94.

- Die Gründung der Moselbrücke bei Güls. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 569.
- Die Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251.
- Der Bau des Wellenbrechers bei Newhaven in England. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 308.
- Der Bau der Molen im Vorhafen von Sunderland. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 254 und 1885, S. 70.
- Betonpfahlrost des Reichstagsgebäudes in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.
- Hafenbauten bei Oberlahnstein (Versenken des Betons mit Säcken). Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 509.
- Rheinhard. Über Betonbauten insbesondere Betonbrücken. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 264.
- Verblenden von Betonmauern in England. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 264.
- Hafendamm des neuen Hafens der Insel La Réunion (Betonblöcke). Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 70.
- Kinipple's Verfahren. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 196; nach Nouv. ann. de la constr. 1887, Dez., S. 187.
- E. Dyckerhoff. Über Betonbauten. Deutsche Bauz. 1888, S. 242.
- Betonbett für den Justizpalast in Rom. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 504.
- Der Bau der neuen Stadtschleuse in Bromberg. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 516.
- Neue Hafenanlagen in Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 440.
- Gründung der Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 343 u. 351.
- Ott. Der neue Hafen bei Strafsburg. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 250.
- Neuere Ausführungen in Stampfbeton. Deutsche Bauz. 1892, S. 496.
- Die Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen. Deutsche Bauz. 1894, S. 493.
- Mehrtens. Gründung auf Beton. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164 u. 177.
- Gründung der Schleuse bei Goes. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 426.
- v. Schlierholz. Über Betonverwendung beim Bau der württembergischen Eisenbahn Tuttingen-Sigmaringen. Deutsche Bauz. 1895, S. 453.
- Harnisch. Betongründung der Schleuse am Mühlendamm in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 314 u. 347; Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 68.
- Gründung des Turmes vom Centralgefängnis für die Provinz Posen. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 449, Taf. 62, Abb. 1.
- Betongründungen bei der Kanalisierung der Oder. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 490.
- Ausführung einer Betongründung zur Winterzeit. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 517.
- Betonfundamente auf Steinschüttung im Düsseldorf-Hafen. Deutsche Bauz. 1896, S. 652 u. 656.
- Magens. Über ausgeführte Betonbauten. Deutsche Bauz. 1897, S. 40 u. 45.
- Beton auf Rostpfählen. Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 582.
- Gründung auf Betonsäcken im Hafen von Bilbao. Revista de obras publicas, 2. Dez. 1897; Ann. des ponts et chaussées 1898, I. S. 447 u. 449.
- Betongründungen der Schleusenanlagen zu Brunsbüttel und Holtenu am Kaiser Wilhelm-Kanal. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 435 ff. u. 1898, S. 578 ff.
- Betonschüttung für den fünften Pfeiler der Charlestown-Brücke zu Boston, Mass. Engng. news 1898, I. S. 181.
- Betongründung zwischen eisernen Spundwänden für die Pfeiler der Bonner Rheinbrücke. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 310 u. 311.
- Astfalck. Über Betonfundierungen. Centralbl. d. Bauverw. 1899, S. 225; Schweiz. Bauz. 1899, II. S. 41.
- Anwendung einer Betongrundplatte bei der Gründung des neuen Amtsgerichtsgebäudes in Ehrenbreitstein. Centralbl. d. Bauverw. 1899, S. 277.
- Betongründung der Pfeiler und Widerlager von der Strafsenbrücke über den Neckar zwischen Kirchheim und Gemrigheim. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 344.
- Lynde. Gründung des Getreideelevators am Manchester-Schiffkanal. Proc. inst. of civ. eng. 1899, Bd. 87, S. 364—375.
- Über Betonfundierungen. Schweiz. Bauz. 1899, II. S. 41.
- Gründung der Turbinenkammer für den Schifffahrtskanal vom Thuner See bis Interlaken. Schweiz. Bauz. 1899, II. Bd. 34, S. 141.

n) Hölzerne und eiserne Schwellroste ohne und mit Beton

(zu § 29).

- Gründung des Packhofes in Halle a. S. von Stapel. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1858, S. 34.
- Gründung des Administrationsgebäudes des österr.-ung. Lloyd in Triest. Allgem. Bauz. 1883, S. 38; Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5; Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.
- Gründung der hölzernen Kauf- und Lagerhäuser in Bergen am Fjord. Deutsche Bauz. 1889, S. 183.

- Eiserne Roste in Chicago und anderen nordamerikanischen Städten. *Techniker*, Jahrgang 10, S. 113.
- Schwellrost des Auditorium-Gebäudes in Chicago. *Engng.* 1891, S. 394.
- Verwendung von Eisen und Cement zur Herstellung von Schleusenböden und Schleusenmauern. *Centralbl. d. Bauverw.* 1892, S. 489.
- Gründung der amerikanischen Turmhäuser. *Revue techn.* 1894, S. 558.
- F. W. Lührmann. Verwendung von Flusseisen bei Fundierungen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. *Stahl u. Eisen* 1895, S. 1046.
- O. Leitholf. Die Konstruktion hoher Häuser in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. *Zeitschr. f. Bauw.* 1895, S. 217.
- Eiseneinlagen in Beton. *Zeitschr. f. Bauw.* 1895, S. 223.
- Gründung eines Stationsgebäudes auf hohem, frisch geschütteten Damm auf Schwellrost. *Centralbl. d. Bauverw.* 1895, S. 26.
- Die Gründung hoher Gebäude in New-York. *Engng. Rec.* 1896, Bd. 33, S. 361.
- Gründung des Standard Blocks in New-York. *Engng. Rec.* 1896, Bd. 34, S. 107.
- Gründung des Singer-Baues in New-York (Eisenschwellrost in Beton). *Engng. Rec.* 1898, Bd. 37, S. 280.
- Gründung des Franklin-Gebäudes in New-York, Flachrost aus Eisen und Beton. *Engng. Rec.* 1898, Bd. 37, S. 566.
- E. Otto. Gründung von Gebäuden auf Kläiboden mittels „Mauerrost“. *Centralbl. d. Bauverw.* 1898, S. 237; auch *Engng. Rec.* 1898, Bd. 38, S. 596.
- Tiefenbach. Eiserner Schwellrost in Stampfbeton auf gerammtem Untergrunde. *Centralbl. d. Bauverw.* 1899, S. 41.

o) Senkkasten, Steinkistenbau und Mantelgründung

(zu § 30—32).

- Pfeilerumhüllung beim Bau der Brücke über die Creuze. *Ann. des ponts et chaussées* 1849, I. S. 129.
- Umhüllungen von Eisenblech beim Bau der Brücke über die Marne bei Nogent sur Marne. *Ann. des ponts et chaussées* 1856, II. S. 282; *Zeitschr. f. Bauw.* 1857, S. 431.
- Pfeilerumhüllungen beim Bau der Brücken in der Bahnlinie Lorient-Brest. *Ann. des ponts et chaussées* 1864, I. S. 273; *Zeitschr. f. Bauw.* 1865, S. 355.
- Gemauerte Senkkasten nach Moffat und Bentham. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1865, S. 329.
- Berg. Beschreibung der Gründung und des eisernen Oberbaues der Brücke über die große Weser bei Bremen. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1869, S. 215.
- Buresch. Senkkasten ohne Boden beim Bau der Brücke der Oldenburger Eisenbahn über den Georgs-Vehn-Kanal. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1872, S. 233.
- A. Wiebe. Senkkastengründung der Pfeiler der Breslau-Schweidnitzer Eisenbahnbrücke. *Deutsche Bauz.* 1875, S. 365.
- Hölzerne Pfeilerumhüllung für die Pfeiler der Missouri-Brücke zu Booneville. *Scientific amer. Suppl.* 1876, Mai, S. 310 u. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1877, S. 114.
- Hölzerne Senkkasten der Brücke über den Hudson zu Poughkeepsie. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1878, S. 227 u. 522; nach *Engng. news* 1877, Aug., S. 222 und *Scientific amer. Suppl.* 1878, März, S. 1794.
- Hölzerne Pfeilerumhüllung beim Bau der Brücke über den Orangeffluß bei Bithalie in Südafrika. *Engng.* 1879, I. S. 371.
- Senkkasten der Larybrücke bei Plymouth (Ing. Rendel). *Transact. of the inst. of civ. eng.* I. vol.
- Senkkasten der Yazoo-Brücke in Nordamerika. *Scientific amer.* 1882, S. 401.
- Senkkasten auf Pfahlrost bei der Kaimaueranlage zu Rouen. *Wochenbl. f. Arch. u. Ing.* 1882, S. 530.
- Steinkistenbau des Hafenkais zu Kronstadt. *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 62 und *Mém. de la soc. des ing. civ.* 1883, S. 312.
- Steinkisten auf Pfahlrost bei der Ufermauer im Hafen von Gothenburg. *Centralbl. d. Bauverw.* 1886, S. 394.
- Steinkisten in Verbindung mit Pfahlrost beim Pfeilerbau der Brücke über den Thamesfluß bei New-London. *Engng.* 1891, April, S. 428; *Centralbl. d. Bauverw.* 1891, S. 252.
- Hölzerne Senkkasten zur Gründung der Sigilla-Brücke der Brunswick-Western-Eisenbahn. *Engng. news* 1893, I. S. 8.
- Steinkisten für die Hafenmauern und Wellenbrecher auf Bornholm. *Centralbl. d. Bauverw.* 1893, S. 319.
- Gründung des Drehpfeilers der Interstate-Brücke über den Missouri bei Omaha mittels Senkkasten. *Engng. news* 1894, I. S. 316; *Génie civil* 1894, Bd. 25, S. 78.
- F. v. Schlierholz. Pfeilergründung mittels eiserner Senkkasten bei der Donaubrücke zu Gutenstein. *Deutsche Bauz.* 1894, S. 605.

Anwendung eiserner Senkkasten zur Herstellung eines Hafendamms. Ann. des ponts et chaussées 1897, III. S. 431.

Eiserner Senkkasten für den Bau des Hafenkopfes im neuen Hafen zu Cuxhafen. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 393.

Hölzerner Senkkasten auf Pfahlrost für die Molenbauten am Eingang des Hafens von Duluth, Minn. Engng. news 1898, Juli, S. 50.

p) Schutz gegen Unterspülungen

(zu § 33).

Faschinenschutzwerke in Verbindung mit Steinpflasterungen am Leuchtturm in der Unterweser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, S. 479; 1858, S. 501.

Versuche mit Steinschüttungen von Durand-Claye. Ann. des ponts et chaussées 1873, I. S. 467.

Ketten-Steinwürfe. Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, S. 434.

Sinkstücke bei der Mississippibrücke bei Memphis. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 108; Railroad Gaz. 1893, S. 713.

Mehrtens. Über Flachgründung und Tiefgründung. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164 u. 177.

Engels. Über Flachgründung und Tiefgründung. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 326.

Engels. Schutz von Strompfeiler-Grundbauten gegen Unterspülung. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 407.

Modellversuche über Auskolkungen an Brückenpfeilern von Engels. Deutsche Bauz. 1894, S. 547; Civiling. 1895, S. 14.

q) Pfahlrostgründung

(zu § 34).

Neue Art der Pfahlgründung und Verankerung. Civiling. 1855, S. 124.

Van Ronzelen. Über die Anwendung von Schrägpfählen bei Fundamenten von Futtermauern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 462.

Beobachtungen über Pfahlgründungen durch Einschrauben. Haarmann's Zeitschr. f. Bauhandw. 1862, S. 162.

Pfahlrost in moorigem Gelände. Ann. des ponts et chaussées 1864, I, S. 273; Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 358.

Gründung auf Pfahlrost nach Verdichtung des Bodens. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 276.

Eine Erfahrung bei Fundamentbauten in Triebssand. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1867, S. 41.

Pfahlroste der Brücke von Arroux zu Digoïn und der Brücke von Saint You. Ann. des ponts et chaussées 1874, II. S. 392.

Sinkstücke zwischen Pfahlrost bei der Kaimauer zu Rotterdam. Deutsche Bauz. 1874, S. 371.

Sandschüttung zwischen Pfahlrost bei den Kaimauern auf Feyenoord. Deutsche Bauz. 1876, S. 263 u. 1878, S. 463.

Ufermauern und Pfeiler einer Drehbrücke in Hamburg. Deutsche Bauz. 1881, S. 159 u. 170.

Havestadt. Kaibauten auf Feyenoord bei Rotterdam. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 497; auch Engng. 1881, II. S. 228 u. 231.

Pfeiffer. Der Pfahlrost des Gerichtsgebäudes in Braunschweig und das Einspülen von Pfählen. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467.

Gründung von Ufermauern und Brückenpfeilern in Hamburg. Deutsche Bauz. 1884, S. 458.

Hoher Pfahlrost beim Bau der Ufermauern im Hafen von New-York. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 84.

Pfahlrostgründung der Ufermauern im Hafen von Gothenburg. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 394.

Gründung der Brücke über den Thamesfluß bei New-London. Engng. 1891, April, S. 428. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 252.

Sandschüttung bei Pfahlrosten. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 358.

Pfahlrost bei Brunnengründungen. Railroad Gaz. 1892, II. S. 665.

Verwendung von Senkfaschinen bei hochliegendem Pfahlrost in Holland. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 353.

Über Pfahlrostgründungen in Chicago. Engng. news 1893, II. S. 228.

Gründungen von Brückenpfeilern, insbesondere auf Pfahlrost. Engng. 1893, II. S. 244.

L. Günther. Pfahlrostgründungen für Ufermauern und Bohlwerke. Deutsche Bauz. 1896, S. 111 u. 128.

Pfeiler der Drehbrücke über die Lothse bei Hamburg. Pfahlrost mit Beton. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 275.

Benutzung alter Pfahlrostpfähle. Engng. news 1896, II. S. 289.

Eger. Gründungsarbeiten zum Bau des Nationaldenkmals für Kaiser Wilhelm I. an der Schloßfreiheit in Berlin (Pfahlrost mit Betondecke). Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 373 u. 386.

Pfahlroste am Delaware zu Philadelphia. Engng. news 1897, Dez., S. 379.

- Pfahlrost mit Betongründung der Schmiede-Brücke in Königsberg. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 524.
- Pfahlrost mit Sinkstücken bei den Molen in Brunsbüttel. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 540.
- P. Simons. Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen beim Bau des rechtsuferigen Pfeilers der Kornhaus-Brücke in Bern. Schweiz. Bauz. 1898. I. S. 92 u. 101.
- Beton auf Rostpfählen. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1898, S. 84.
- Die Gründung der Brückenpfeiler auf der Strecke Woosung-Schanghai (Pfahlrost mit Beton und Eiseneinlagen). Deutsche Bauz. 1898, S. 541.
- Gründung des Park-Row-Gebäudes in New-York. Le génie civil 1898, Bd. XXXIII, S. 380.
- Cattell. Pfahlrost des Widerlagers vom Manhasset-Viadukt in der Long-Island-Eisenbahn. Engng. news 1899, Jan., S. 18.
- Fr. Krause. Hoher Pfahlrost und Schrägpfähle bei der Gründung der Kaimauern der neuen Hafenanlagen in Stettin. Zeitschr. f. Bauw. 1899, S. 69.
- Die Gründung vielstöckiger Gebäude in Nord-Amerika auf Pfählen mit Betonabdeckung. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 900.
- Gründung des großen Schornsteins des Werkes La Bourdonnais auf dem Champ de Mars in Paris (Pfahlrost mit Beton). Le génie civil 1899, S. 3.

r) Brunnengründung

(zu § 36).

- Vorschlag zu einer Gebäudegründung in besonders ungünstigem Boden. Crelle's Journ. f. d. Bauk. 1836, Bd. 9, S. 203.
- Senkbrunnen für die Hafendämme von St. Nazaire. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 329.
- Geschichtliche Notiz über Fundierungen auf Röhren. Notizbl. d. Allgem. Bauz. 1860, S. 450.
- Gründung der Eisenbahnbrücke über den Jumnafluß bei Allahabad in Ostindien. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 585; The Civilengineer 1863, Dec.
- Köpeke. Pfeilergründung für Eisenbahnbrücken in Indien. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 272.
- Fundierung mit Hilfe von Schächten. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 352.
- Gründungen der Kunstbauten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 278.
- Sonne. Über Pfeilergründung durch Versenken von Mauerwerk. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 174.
- Brunnengründung für die Kaimauer des Sandthorhafens in Hamburg. Deutsche Bauz. 1868, S. 325.
- Brunnenabsenkung auf dem Güterbahnhof in Stettin. Deutsche Bauz. 1868, S. 379.
- C. H. Hoffmann. Über Senkbrunnen und Gründungsarbeiten. Baugewerksztg. 1869, S. 74 u. 81.
- Herstellung einzelner Ringe, Vorschlag von Millroy. Engng. 1871, S. 170; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 286.
- J. Brisson. Gründung von Wohn- und Geschäftshäusern in Paris in der rue Rochechouart. Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 76.
- Brunnengründung bei der Gorai-Brücke. Engineer 1869, II. S. 394 und Engineering 1872, I. S. 117.
- Brunnengründung bei der Huntebrücke der Oldenburger Bahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 11.
- Quassowski. Ausführungen von Gründungen auf der Berlin-Potsdamer Bahnlinie. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 298 u. 310.
- Brunnengründung der Jumna-Brücke der Rajpootana-Staatsbahn. Engng. 1875, II. S. 162.
- Franzius. Brunnen aus Beton für eine Quaimauer in Glasgow. Deutsche Bauz. 1875, S. 31.
- Brunnengründung der Landpfeiler der Elbbrücke bei Hohnstorf. Deutsche Bauz. 1875, S. 488.
- A. Wiebe. Die Bauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn im Oderthale bei Stettin. Deutsche Bauz. 1875, S. 363.
- Gründung der Schulhäusergruppe für Knaben in Paris in der rue Baudricourt. Moniteur des arch. 1875, S. 79, Taf. 21.
- Buresch. Mitteilungen über die Gründung großer Brücken. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Niederrhein u. Westfalen 1876, S. 121.
- Brunnengründung der Pfeiler der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 40.
- Gründung der Elbbrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 557—562.
- Brunnengründung beim Bau der Überbrückung des Memelthales bei Tilsit. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 21.

- Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 251.
- P. Koch. Gründung einer Brücke in der Eisenbahnlinie Rüttenscheid-Steele. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 83.
- Gründung der Elbbrücke bei Barby. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 296, Taf. 47.
- Gründungen der Kunstbauten der Berliner Stadtbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 16.
- Brennecke. Über Senkkasten aus Mauerwerk. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 243.
- Brunnengründung der Kaimauern im neuen Hafen an der Charente bei Rochefort. Ann. des ponts et chaussées 1884, I. S. 145; Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 232.
- Brunnenkränze und Brunnentrommeln. Deutsche Bauz. 1885, S. 293.
- Brunnengründung der Kaimauern im Hafenbecken zu Havre. Ann. des ponts et chaussées 1885, I. S. 96; Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 475.
- Senken der Brunnen unter Benutzung von Kranbaggern bei der Sperrschleuse in Duisburg. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 538.
- Eiserne Brunnen der Hawkesbury-Brücke. Scientific american 1885, S. 287 u. 292; Engineering 1886, April, S. 367; Génie civil 1886, Bd. IX, S. 65; 1891, Bd. XVIII, S. 420.
- Brunnengründung des Viaduktes über den Eskflufs bei Witby in England. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 155.
- Hölzerne Brunnen der Hudsonbrücke bei Poughkeepsie. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 271 u. 473; Génie civil 1888, Bd. XIV, S. 116; Ann. des travaux publics 1888, S. 2145; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 523.
- Senkung der Brunnen nach Herstellung künstlicher Inseln durch Sandschüttung beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Recknitz. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 575.
- Brunnengründung der Ufermauern am Kaiserhafen zu Ruhrort. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 255.
- Brunnengründung der Pfeiler von der Drehbrücke über die Peene bei Loitz. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 230.
- Brunnengründung der Kaimauern am Vorhafen zu Calais. Génie civil 1889, Bd. XV, S. 565; Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 69; Deutsche Bauz. 1892, S. 147.
- Senkung und Ausrüstung von Brunnenschächten. Engng. 1894, II. S. 625.
- Gründung des Gerichtsgebäudes zu Madras. Engng. Rec. 1894, S. 363.
- Gründung der Scher-Schah-Brücke über den Cheneb-Flufs in Indien auf sechseckigen Brunnen. Engng. 1894, II. S. 318.
- Tiefgründung nach dem Patent von R. L. Harris. Engng. Rec. 1895, Bd. 32, S. 146.
- Brunnen für den Landpfeiler der neuen Weichselbrücke bei Dirschau. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 242.
- Gründung des amerikanischen Hypotheken-Gebäudes mittels Backsteinbrunnen. Engng. Rec. 1896, II. S. 28.
- Gründung des Schütthaldenpfeilers der Kornhaus-Brücke zu Bern. Schweiz. Bauz. 1897, I. S. 36; Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 412.
- Bernhofer. Über Senkbrunnen-Schwellkränze. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 158.

s) Röhren- und Kastengründung

(zu § 37).

- Anwendung von Schächten in Moorgrund. Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 273; Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 352.
- H. Weise. Gründung des Lokomotivschuppens der Berlin-Potsdamer Eisenbahn in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 438.
- Kastengründung bei den Bauten an den Werder'schen Mühlen. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 504.
- G. Erbkam. Gründung der königl. Nationalgalerie in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 263.
- O. Schmidt. Kastengründung. Baugewerksztg. 1870, S. 113.
- R. Crampe. Praktische Erfahrungen bei Kastengründungen. Baugewerksztg. 1870, S. 130.
- Gründung des Kistna-Viaduktes in Ostindien. Engng. 1871, S. 285.
- Gründung mittels gufseiserner Röhren. Journ. of the Franklin Institute 1873, I. S. 307.
- Senkeylinder bei der Gründung der Taraczbrücke. Zeitschr. d. ungar. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874.
- Röhrenversenkung beim Bau der Brücke über den Usk in England. Engng. 1874, I. S. 61.
- Gufseiserne Röhren zur Gründung der Viktoria-Brücke zu Brisbane. Engng. 1875, II. S. 496.
- Gründung mit eisernen Kasten beim Umbau der Blackfriars-Brücke in London. Engineer 1876, I. S. 1, 19, 39, 57, 77, 103 u. 139.
- Gründung der alten Taybrücke. Engineer 1873, I. S. 197; 1878, I. S. 9 u. 208; Engineering 1876, I. S. 371; II. S. 164; 1878, I. S. 91 u. 181; Builder 1876, I. S. 356 u. 900; Deutsche Bauz. 1873, S. 52; 1880, S. 111; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 113; Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, II. S. 449 u. 497; 1880, I. S. 87, 147, 167; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1880, S. 70.

- Eiserne Senkröhren zur Verbreiterung der Carlisle-Brücke zu Dublin. *Builder* 1878, Juni, S. 641; *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1879, S. 94.
- C. Reiche. Die größeren Brücken der Muldenthalbahn, insbesondere deren Fundierung. *Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw.* 1879, II. S. 422; 1880, S. 7 u. 162.
- Gründung der Severn-Brücke. *Engineering* 1879, II. S. 315; *Engineer* 1879, II. S. 303.
- John Newman. Notes on cylinder bridge piers. *Instit. of civ. Eng.* 1884.
- L. Brennecke. Zwei Belastungsannahmen für die Berechnung der Stärke eiserner Senkkasten. *Deutsche Bauz.* 1884, S. 390.
- Gründung der neuen Taybrücke. *Engng.* 1881, I. S. 577; 1885, I. S. 689; *Deutsche Bauz.* 1883, S. 496; *Centralbl. d. Bauverw.* 1885, S. 58; *Wochenbl. f. Bauk.* 1885, S. 354 u. 363.
- Kastengründung beim Bau der Themsebrücke neben der Blackfriars-Station. *Centralbl. d. Bauverw.* 1885, S. 333; *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1886, S. 435.
- Gründung mittels hölzerner Kasten bei den Bauten der Eisenbahn von La Ferté Milon nach Armentières in Frankreich. *Ann. d. travaux publ.* 1891, S. 21; *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1891, S. 525.
- Gründung des Gebäudes für das Patentamt in Berlin mittels hölzerner Kasten. *Centralbl. d. Bauverw.* 1892, S. 319.
- Gründung der Hawkesbury-Brücke (Australien). *Génie civil* 1891, Bd. XVIII, S. 420 und *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1892, S. 83.
- Eiserne Kasten bei der Gründung der neuen Towerbrücke in London. *Centralbl. d. Bauverw.* 1894, S. 59 u. 73; *Nouv. ann. de la constr.* 1894, Aug., S. 114.
- Gründung mittels Senkröhren aus Eisenblech. *Engng. Rec.* 1895, Juli, S. 117.
- Gründung des Meyer-Jonasson-Gebäudes mittels eiserner Senkröhren. *Engng. Rec.* 1896, I. S. 315.
- Gründung des Amer. Exchange National-Bank-Gebäudes zu New-York. *Engng. Rec.* 1899, S. 463.

t) Zusammengesetzte Gründungen

(zu § 38).

- Betonbett mit Grundpfählen (s. § 28 unter 3. und Litteraturverzeichnis unter m. und q).
- Senkkasten auf Pfahlrost (s. § 30 unter 1. und Litteraturverzeichnis unter o).
- Sand- und Steinschüttung mit Pfahlrost (s. § 34 unter 3. und Litteraturverzeichnis unter q).
- Röhrengründung mit Pfahlrost bei der Serethbrücke in Rumänien. *Deutsche Bauz.* 1873, S. 84.
- Röhrengründung mit Pfahlrost bei der Brücke über den Desmoines-Fluß in Amerika. *Engng. news* 1877, S. 205.
- G. Liébaux. Fondations à l'air libre et à l'air comprimé. *Emploi du caisson-batardeau divisible et mobile.* *Ann. des ponts et chaussées* 1881, I. S. 323.
- Schwellrost mit Beton bei der Gründung des Verwaltungsgebäudes des österr.-ung. Lloyd in Triest. *Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1883, S. 5; *Allgem. Bauz.* 1883, S. 38; *Centralbl. d. Bauverw.* 1883, S. 47.
- Vereinigung der Brunnengründung mit der Druckluftgründung beim Bau der Kaimauern und der Schleusenwände des neuen Hafens an der Charente bei Rochefort. *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 232 u. 233; *Ann. des ponts et chaussées* 1884, I. S. 145.
- L. Brennecke. Luftdruckgründung mit Brunnengründung vereinigt. *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 251.
- Luftdruckgründung vereinigt mit der Gründung im offenen Fangdamm. *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 542.
- Anwendung der Sandschüttung bei der Brunnengründung beim Bau der Pfeiler von der Recknitz-Brücke. *Zeitschr. f. Bauw.* 1888, S. 575.
- Anwendung der Sandschüttung bei der Brunnengründung beim Pfeilerbau der Drehbrücke über die Peene bei Loitz. *Zeitschr. f. Bauw.* 1889, S. 230.
- Schwellrost mit Beton und Eiseneinlage für das Auditorium-Gebäude in Chicago. *Engng.* 1891, S. 394.
- Vereinigung der Kastengründung mit der Mantelgründung beim Pfeilerbau der Donaubrücke bei Gutenstein. *Deutsche Bauz.* 1894, S. 605.
- Vereinigung der Kastengründung mit der Mantelgründung beim Pfeilerbau der Towerbrücke in London. *Centralbl. d. Bauverw.* 1894, S. 59 u. 73; *Nouv. ann. de la constr.* 1894, Aug., S. 114.
- Betonbett mit Eiseneinlagen bei den Bauten in Chicago. *Zeitschr. f. Bauw.* 1895, S. 217.
- Pfahlrost mit Eichendielung, Beton- und abgetrepptem Mauerwerk für das Postgebäude in Chicago. *Engng. news* 1898, Jan., S. 67.
- Schwellrost mit Beton für die Gründung des Durchlasses zur Unterführung der Gieselau. *Zeitschr. f. Bauw.* 1898, S. 727.
- Mauerrost von Otto. *Centralbl. d. Bauverw.* 1898, S. 237.
- Gründung des Rand und Mc.Nally-Gebäudes in Chicago und des St. Paul-Gebäudes in New-York u. s. w. *Engng. Rec.* 1898, Juli, S. 99 und Sept., S. 299.

- Betonbett mit Grundpfählen und Eiseneinlagen. Deutsche Bauz. 1898, S. 541.
- Eisenschwellrost in Beton für das Singer-Gebäude in New-York. Engng. Rec. 1898, Febr., S. 280.
- Vereinigung der Betongründung mit Pfahlrost, Sohlenverbreiterung und Eisenschwellrost beim Ivins-Gebäude in New-York. Engng. Rec. 1898, S. 144.
- Verbindung der Mantelgründung mit dem Pfahlrost beim Bau des Drehpfeilers der Charlestown-Brücke in Boston, Mass. Engng. Rec. 1898, Juli, S. 186.
- Gründung des Park-Row-Gebäudes in New-York (Pfahlrost mit Beton, Granitplatten, abgetrepptes Backsteinmauerwerk und Eisenträger). Le Génie civil 1898, Bd. XXXIII, S. 380.
- Tiefenbach. Eiserner Schwellrost in Stampfbeton auf geramtem Untergrunde. Centralbl. der Bauverw. 1899, S. 41.
- Gründung der Pfeiler für die Gleise und die eisernen Dachbinder des neuen Bahnhofbaues der Pennsylvania-Eisenbahn am Hudson zu Jersey-City (Pfahlrost mit hölzernem Senkkasten). Engng. news 1899, Bd. 42, S. 212.

u) Ausbesserungs- und Wiederherstellungsarbeiten

(zu § 39).

- Henz. Die Restauration des Diemel-Viaduktes. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 15.
- Tellkamp. Senkkasten mit Betonausfüllung beim Umbau der Pfeiler von der Eisenbahnbrücke über die Eider bei Rendsburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 375.
- Über eine Beschädigung der Peene-Brücke auf der Ducherow-Swinemünder Bahn. Deutsche Bauz. 1880, S. 538.
- H. Bücking. Holzkastenumschließung bei Ausbesserung eines schadhaften Pfeilerfundamentes. Deutsche Bauz. 1884, S. 19.
- Lübbers. Verdrückungen einer auf Thonboden gegründeten Steinbrücke über den Elbbach bei Willmenrod. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 250.
- Ausbesserung des Quai de l'église Saint Maurice in Sens. Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 475.
- Ausbesserung des Grundbaues der Pfeiler von der Strafenbrücke über die Yonne bei Joigny. Ann. des ponts et chaussées 1890, I. S. 472.
- Notes sur la restauration du pont neuf à Paris. Ann. des ponts et chaussées 1891, I. S. 885.
- Unterfahren eines Gebäudes in New-York behufs Verstärkung der Grundmauern. Engng. Rec. 1894, Bd. XXXI, S. 25.
- Unterfahren des Gerichtsgebäudes in Calcutta. Engng. news 1895, I. S. 229.
- Unterfahren des Pfeilers der Hammersmith-Brücke in London. Engng. Rec. 1895, Juni, S. 40.
- Breuer. Wiederaufbau des eingestürzten Pfeilers der Eisenbahnbrücke über die Ruhr bei Hohensyburg. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 319 u. 329.
- Fliegelskamp. Arbeiten zur Erhaltung der gewölbten Eisenbahnbrücke über den Elbbach bei Willmenrod. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 310.
- Beweglicher Senkkasten zur Ausbesserung der Kaimauer des Hafenbeckens Carnot im Hafen von Calais. Ann. des ponts et chaussées 1897, I. S. 298.
- Ausbesserung der Fundamente eines Pfeilers der Eisenbahnbrücke über den Missouri bei Bismark. Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1898, S. 119; Engng. news 1898, I. S. 278.
- Beweglicher Caisson zur Ausbesserung der Kaimauern im Hafen zu Calais. Génie civil 1898, Bd. 32, S. 222.
- Gebrauch eiserner Caissons zur Wiederherstellung von Molen im Hafen zu Madras. Revista de obras publicas, 8. April 1897; Ann. des ponts et chaussées 1897, III. S. 431.
- Pfeilersenkung und Bruch im Gebäude des Kriegsministeriums in Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 656.
- Doniol. Ausbesserung der Grundmauern des linken Pfeilers der Yonnebrücke zu Sens. Ann. des ponts et chaussées 1899, II. S. 252—258.

VII. Kapitel.

Druckluftgründungen.

Bearbeitet von

Conrad Zschokke,

Ingenieur in Aarau und Professor am eidgenössischen Polytechnikum in Zürich.

(Hierzu Tafel VIII bis XIV und 71 Textfiguren.)

A. Geschichtliche Einleitung.

Das erste Werkzeug, dessen die Menschen sich bedient haben, um unter Wasser Arbeiten im Trockenen ausführen zu können, war die sogenannte „Taucherglocke“. Sie bestand in ihren Anfängen wahrscheinlich blofs aus einem unten offenen, sonst allseitig geschlossenen Kasten, in welchem ein Mann safs, der mit demselben ins Wasser gelassen wurde.

Der Luftraum wurde dabei nach Mafsgabe der Wassertiefe und des somit zunehmenden äufseren Druckes zusammengeprefst und deshalb verringert und konnte infolge dessen die Arbeit nur in geringer Tiefe und während kurzer Zeit verrichtet werden, so lange nicht eine dauernde Zufuhr neuer Luft von aufsen stattfand. Diese Glocke soll schon am Ende des 13. Jahrhunderts erfunden worden sein und werden verschiedene Namen als deren Erfinder genannt.

Die erste Beschreibung einer solchen rührt von Fr. Baco von Verulam aus dem Jahre 1645 her und findet sich im 2. Bande seines Buches „Novum Organon“.

Erst zu Anfang des 18. Jahrhunderts, d. h. 1716, erfand Halley die beständige Luftzuführung zur Glocke mittels Blasebälgen, wobei noch mit Luft gefüllte Fässer, die neben der Glocke auf den Boden des Wasserlaufes hinuntergelassen wurden, als Vorratskammern gedient haben sollen.¹⁾

Praktische Verwendbarkeit erhielt die Glocke erst durch Smeaton²⁾ im Jahre 1779, der sie aus Gufs Eisen und so grofs erstellte, dafs zwei Mann in ihr Platz finden konnten. Sie diente beim Hafenaufbau in Ramsgate, und hing an einem Gerüst; die Luftzuführung geschah mittels einer Luftpumpe, das Aus- und Einsteigen bei hochgehobener Glocke von einem Boote aus. Von ihren Abmessungen abgesehen, entspricht sie den noch heute etwa gebräuchlichen gewöhnlichen Taucherglocken (siehe Fig. 1 bis 3), die in den letzten Jahren jedoch eine weitere Ausbildung erfahren haben und dadurch zum Aushub von Boden und zur Erstellung von Mauerwerk für den Bau von Gründungen in tiefem Wasser befähigt worden sind.

¹⁾ Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. IV, 1. Aufl., Kap. XII, S. 2.

²⁾ Dasselbst.

Fig. 1. Taucherglocke.

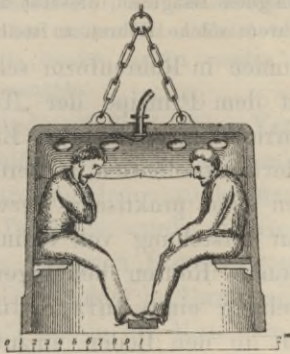
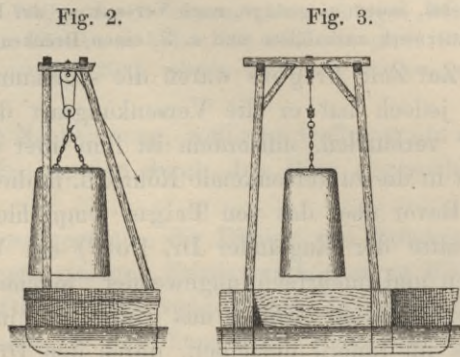


Fig. 2 u. 3. Aufhängung der Taucherglocke.



Vorher, schon im Jahre 1841, erfuhr die Gründung mittels Druckluft in anderer Form einen entscheidenden Fortschritt durch den französischen Ingenieur Triger.³⁾

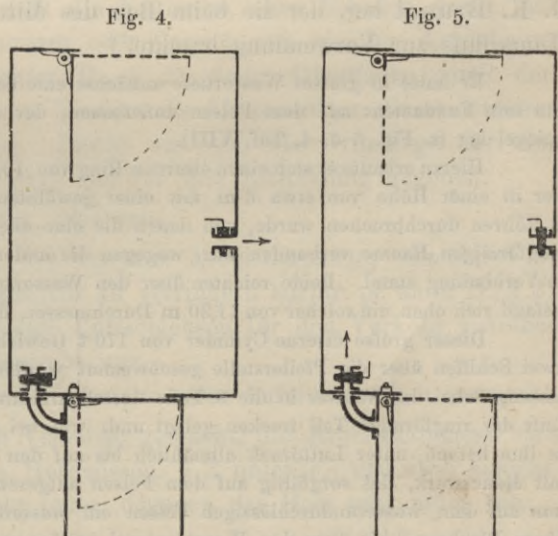
Dieser hatte die Aufgabe erhalten, einen Schacht auf einen Kohlenflöz zu treiben, der nahe der Loire, nächst Chalomes liegt, und über welchem zunächst Geschiebe der Loire in einer Mächtigkeit von 18 bis 20 m gelagert sind, in welchen das Wasser auf der gleichen Höhe, wie im Flusse selbst steht, sodaß es sich um einen Aushub unter Wasser handelte.

Hierbei kam Triger nun auf den Gedanken, eine eiserne Röhre von 1,80 m Durchmesser durch diesen wasserführenden Boden zu treiben, indem er sie, wie die Taucherglocke, nach unten offen, nach oben geschlossen, durch ununterbrochene Luftzufuhr wasserfrei hielt und zur Überwindung des Auftriebes mit Gewichten beschwerte.

Um diese Röhre Arbeitern zugänglich zu machen und das Aushubmaterial fördern zu können, versah er sie oben mit einer Kammer, welche durch 2 verschließbare Mannlöcher oder Thüren, entweder mit der zu versenkenden Röhre nach unten oder mit der freien Luft nach oben, in Verbindung gesetzt werden konnte (s. Fig. 4 u. 5).

Fig. 4 u. 5. Anordnung der Thüren und Ventile in der Luftkammer.

Zum Eintritt in die Röhre stieg man von außen in die Kammer, schloß hinter sich die obere Thür und liefs durch Öffnen des Hahnes von unten Druckluft in die Kammer eintreten (s. Fig. 5), bis die Luftspannung derjenigen in der unteren Röhre gleichkam. Dann konnte die untere Thür geöffnet und an einer eisernen Leiter der Abstieg in die Röhre bewerkstelligt werden. Der Austritt geschah in umgekehrter Weise (s. Fig. 4).



Mit Rücksicht auf die Ähnlichkeit dieses Vorganges mit demjenigen, den man befolgt, um in einem Gewässer von einem tiefer liegenden Wasserspiegel in einen höher liegenden zu gelangen und umgekehrt und wozu man sich der sogenannten Kammerschleusen bedient, nannte er diese Übergangskammer „Luftschleuse“.⁴⁾

Die obere Kammer war groß genug bemessen, um etwas Aushubmaterial aufnehmen zu können, welches mittels Kübeln aus der Tiefe in dieselbe gehoben und nachher ins Freie befördert wurde.

³⁾ A. Castor. Recueil d'appareils à vapeur etc. Paris 1869. S. 134.

⁴⁾ Siehe § 11, a.

Über sein Verfahren richtete Triger an die Akademie der Wissenschaften eine ausführliche Beschreibung und hob namentlich hervor, wie dasselbe zur Erstellung schwieriger Gründungsarbeiten geeignet sei, indem es genüge, nach Versenkung der Röhre auf einen guten Baugrund, dieselbe mit Beton oder Mauerwerk auszufüllen und z. B. einen Brückenpfeiler auf mehrere solche Röhren zu stellen.

Zur Zeit Trigers waren die sogenannten Senkbrunnen in Röhrenform schon bekannt, jedoch hat er die Versenkungsart derselben mit dem Prinzip der „Taucherglocke“ verbunden, außerdem ist ihm aber auch die Vorrichtung zum steten Ein- und Austritt in die zu versenkende Röhre, d. h. die Erfindung der Luftschleusen, zu verdanken.

Bevor aber das von Triger empfohlene Verfahren eine praktische Verwertung fand, hatte der Engländer Dr. Pott⁵⁾ ein Verfahren zur Erstellung von Gründungen erfunden und mehrfach angewendet, welches darin bestand, Röhren beliebiger Form und verschiedener Größe aus Gußeisen, infolge Herstellung eines luftverdünnten Raumes im Innern derselben, durch den Druck der Luft in den Boden einzutreiben. Zu dem Zweck stellte er zunächst in großen Gefäßen durch Auspumpen einen luftverdünnten Raum her und brachte diesen durch plötzliches Öffnen eines Hahnes mit den oben geschlossenen und in den Boden zu versenkenden Röhren in Verbindung. Die plötzliche Luftverdünnung, welche dadurch auch dort eintrat, hatte eine plötzliche Druckwirkung der äußeren Luft auf die Röhre zur Folge, die deshalb in den Boden einsank.

Nachdem Pott dieses Verfahren mehrfach zum Eintreiben von Röhren von 0,35 bis 0,76 m Durchmesser angewandt hatte, sollte dasselbe 1849 zum Eintreiben gußeiserner Röhren von 2,15 m Durchmesser für die Gründung des Pfeilers der Medway-Brücke bei Rochester⁶⁾ benutzt werden. Da aber wegen Holz- und Steintrümmern, die man im Untergrunde antraf, die Röhren nicht mehr eingetrieben werden konnten, so entschloß man sich hier, zum Triger'schen Verfahren überzugehen. Von diesem Zeitpunkte an fand dasselbe in Form der sogenannten Röhrengründung (s. unter B., § 1) sehr häufig Anwendung und findet sie wohl in ganz bestimmten Fällen auch noch heute. Eine grundsätzlich ganz abweichende Verwendung dieser Gründungsweise rührt von J. K. Brunel her, der sie beim Bau des Mittelpfeilers der Saltash-Brücke über den Tamarfluß zur Verwendung brachte.⁷⁾

Er hatte in großer Wassertiefe zunächst eine Schlammsschicht von 5 m Mächtigkeit zu entfernen, um sein Fundament auf dem Felsen aufzubauen, der an der tiefsten Stelle 26,68 m unter dem Flutspiegel lag (s. Fig. 3 u. 4, Taf. VIII).

Hierzu erbaute er sich einen eisernen Ring von 10,67 m äußerem und 8,23 m innerem Durchmesser, der in einer Höhe von etwa 6 m mit einer gewölbten Decke aus Blech abgeschlossen war, die durch 2 Röhren durchbrochen wurde, von denen die eine oben mit einer Schleuse abgeschlossen und mit dem ringförmigen Raume verbunden war, wogegen die andere, oben offene, mit dem Mittelraume des Kastens in Verbindung stand. Beide reichten über den Wasserspiegel. Über dem unteren ringförmigen Cylinder befand sich oben ein solcher von 11,30 m Durchmesser, der auf den unteren wasserdicht aufgeschraubt war.

Dieser große eiserne Cylinder von 170 t Gewicht war am Lande zusammengesetzt und zwischen zwei Schiffen über die Pfeilerstelle geschwemmt worden. Hier wurde er auf den Boden hinunter gelassen, wobei das Wasser in die 3 Teile desselben eintreten konnte. Nun wurde durch Einpressen von Luft der ringförmige Teil trocken gelegt und, wie bei den Röhrengründungen, der Schlamm, der sich in ihm befand, unter Luftdruck allmählich bis auf den Felsen entfernt, sodafs dieser ringförmige Raum mit Mauerwerk, das sorgfältig auf dem Felsen aufgesetzt wurde, ausgefüllt werden konnte. Damit war nun auf dem wasserundurchlässigen Felsen ein wasserdichter ringförmiger Abschluß erstellt, den die obere Blechwand bis über den Wasserspiegel verlängerte. Es genügte deshalb, den so abgeschlossenen

⁵⁾ Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. I, 2. Aufl., Kap. VII, S. 372 und Bd. IV, 1. Aufl., Kap. XII, S. 3.

⁶⁾ Allg. Bauz. 1858, S. 190.

⁷⁾ Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. I, 1. Aufl., Kap. VII, S. 374.

Raum durch Pumpen trocken zu legen, um zunächst auch im Mittelraume den Schlamm vom Felsen abzuräumen und den Pfeiler aufmauern zu können.

Dieses Verfahren bezweckte zunächst, den Pfeiler der Brücke mit einer einzigen Röhre auszuführen und suchte den Auftrieb in bescheideneren Grenzen zu halten, als wenn die ganze Oberfläche der Röhre trocken gelegt worden wäre, indem nur ein Ring mittels Luftdruck trocken gelegt zu werden brauchte.

Indessen fand dieses Verfahren keine Nachahmung, weil zum Gelingen ein wasserundurchlässiger Boden vorhanden sein muß, um den durch den Ring abgeschlossenen Raum trocken legen zu können.

Trotzdem wurde der Gedanke nicht aufgegeben, die Pfeiler von Brücken nicht nur aus einzelnen Röhren, sondern aus einem einzigen Fundamentkörper zu bilden.

Durch den in Darmstadt als Geh. Oberbergrat verstorbenen Ingenieur Pfannmüller⁸⁾ soll in der Mitte der fünfziger Jahre für Erstellung der Pfeiler einer Rheinbrücke, die bei Mainz vorgesehen wurde, eine Lösung gefunden worden sein, die zunächst nicht bei Ausführung dieses Baues, sondern bei Ausführung der Pfeiler der Kehler Rheinbrücke Verwendung fand, welche letztere im Jahre 1859 unter Leitung des französischen Ingenieurs Fleur-St. Denis⁹⁾ erstellt wurde.

Das in Kehl verwendete Verfahren bestand darin, daß die Fundamentfläche zunächst durch verschiedene Kammern überbaut wurde, welche zusammen die ganze Fläche deckten, daß ferner diese Kammern eine gemeinschaftliche eiserne Decke besaßen, in welcher sich die Einsteigeschächte für die Arbeiter und die Schächte für die Förderung des Aushubes befanden, daß der übrige Teil der Decke mit Fundamentmauerwerk belastet wurde und zwar in ausreichendem Gewichte, um den Auftrieb des Wassers und die Reibung zwischen dem Erdboden und dem Fundamentkörper beim Versenken zu überwinden und endlich darin, daß das Fundamentmauerwerk über der Decke, zum Schutze gegen das Wasser und gegen die Reibung mit dem zu durchsetzenden Erdboden, mit einem Blechmantel umgeben war (s. Fig. 14 u. 15, Taf. VIII).¹⁰⁾

Während des Baues ergab sich, daß die Kammern ohne Schaden durch eine einzige ersetzt werden können (Arbeitskammer oder Caisson von gleicher Ausdehnung wie das zu erstellende Fundament, s. unter B., § 2), deren Oberfläche somit derjenigen des Pfeilerfundamentes gleichkommt, insofern die Abmessungen dieses letzteren nicht ganz ausnahmsweise groß ausfallen. Damit war nun die Grundlage für eine praktische Verwertung der Erfindung Trigers und für ihre Ausbildung gegeben.

Diese Ausbildung äußerte sich darin, daß man

1. den Bau und die Ausführung der eisernen Arbeitskammern allmählich zu vereinfachen und deren Eisengewicht zu verringern suchte (s. unter B., § 2),
2. einfache, leichte und zweckmäßige Luftschleusen für den Verkehr zwischen Innen und Außen zu bauen bestrebt war,
3. daß man der Verbesserung der Luftpumpen seine Aufmerksamkeit zuwandte.

Neben diesen Bestrebungen wurden Versuche gemacht, die Arbeitskammern statt in Eisen einfacher in Holz auszuführen (s. Holzcaisson, § 2 unter b.) und zwar namentlich in Amerika, wo damals das Eisen sehr teuer, dagegen das Holz sehr billig war.

⁸⁾ G. Pfannmüller. Plan zur Erbauung einer stehenden Brücke über den Rhein u. s. w. Mainz 1850; vergl. ferner: Gärtner. Entwicklung der pneumatischen Fundierungsmethode. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879. Heft III u. IV.

⁹⁾ A. Castor. Recueil d'appareils à vapeur etc. Paris 1869. S. 105.

¹⁰⁾ Dasselbst S. 108.

Endlich führte die Vervollkommnung der Bindemittel für Mauerwerk zu Versuchen, die Arbeitskammer vorzugsweise aus Mauerwerk und nur zum geringsten Teile in Eisen auszuführen (s. gemauerte Caissons, § 2 unter c).

Aber noch in anderer Weise äufserte sich das fortschrittliche Bestreben. Bei unterseeischen Arbeiten, besonders dort, wo es sich blofs darum handelt in tiefem Wasser auf den Boden des Gewässers zu bauen, oder sich wenigstens nicht tief in den Untergrund einzugraben, dagegen sehr langgestreckte Bauwerke (Kais) oder sehr ausgedehnte Gründungen (Docks und Schleusen) zu bauen, kehrte man wieder zu den ersten Anfängen der Druckluftverwendung zurück und schuf „Glocken“ (s. unter C.), deren Ausbildung derjenigen der gewöhnlichen Arbeitskammern entspricht und versah sie mit Vorrichtungen, wie sie für den einzelnen Fall angezeigt erschienen. Ein Teil dieser Glocken nämlich ist den gewöhnlichen Arbeitskammern in Eisen in allen Teilen nachgebaut und hängt an beweglichen Gerüsten, von denen aus ihre Senkung und Hebung mittels Gestängen und Hängeschrauben bewerkstelligt wird (s. unter c., § 6). Sie dienen bei kleinen Breitenabmessungen namentlich zur Erstellung von Mauern (Kais). Bei breiteren Glocken dagegen, deren Aufhängung an einem schwimmenden Gerüst nicht gut möglich ist, wurde ein Schwimmer, welcher die Schiffe zu ersetzen bestimmt ist, über der Arbeitskammer selbst angebracht und mit dieser fest verbunden (s. unter C., § 8). Wird dieser Schwimmer mit Luft gefüllt, so hebt sich die Glocke, während sie sich senkt, wenn er ganz oder teilweise mit Wasser gefüllt wird. Leicht lassen sich nun Einrichtungen treffen, welche es gestatten, bei nur teilweiser Wasserbelastung des Schwimmers die Glocke in jeder Wassertiefe zum Stehen zu bringen.

Beide Prinzipien der Glocken, sowohl die an Schiffen aufgehängten, als diejenigen mit eigenem Schwimmer, gestatten den ungenügenden Baugrund in tiefem Wasser zu beseitigen, wenn er keine allzugrofse Mächtigkeit besitzt und dann, auf dem festen Baugrunde angelangt, das Fundamentmauerwerk aufzubauen, wobei die Glocke, sei es mit dem Hebezeug von den Schiffen aus, sei es durch Auspumpen des Wassers im Schwimmer, nach Mafsgabe des Aufbaues gehoben wird.

Die Glocken können aber auch zu andern unterseeischen Arbeiten dienen, namentlich zur Vertiefung von Hafenbecken in felsigem Untergrunde, oder zur Vertiefung von Wasserstraßen in Flüssen mit wenig tief liegendem felsigen Boden.

Nach dieser kurzen geschichtlichen Darlegung des Entwicklungsganges der Druckluftgründungen gehen wir nunmehr in Folgendem zur Beschreibung der einzelnen Verfahren und der dabei erforderlichen Werkzeuge über.

B. Gründungen mit verlorener Arbeitskammer.

§ 1. Die Röhrengründungen. Wie in der geschichtlichen Einleitung schon erwähnt, gingen die Röhrengründungen aus dem Verfahren hervor, welches der französische Ingenieur Triger im Prinzip erfunden hatte und welches bei der Brücke von Rochester zum erstenmal zur Anwendung kam. Der ausführende Ingenieur Hughes (1851), der das dort anfänglich vorgesehene Verfahren nach Pott, mit Luftverdünnung, zum Versenken gufseiserner Röhren von 2,15 m Durchmesser anwenden sollte, wurde daran durch Holz- und Steinblöcke, die er im Boden fand, gehindert und schritt nun zur Versenkung seiner Röhren mittels Druckluft.

Abweichend von Triger hatten seine Röhren einen größeren Durchmesser (2,15 m statt 1,80 m) und bestanden aus gußeisernen Ringen, die mit Flantschen zu einer Röhre zusammengeschraubt und abgedichtet waren. Diese Röhren wurden lotrecht auf dem Flußboden aufgestellt und oben mit einer Luftschleuse geschlossen, welche aus 2 Kammern bestand, deren jede eine von der anderen unabhängige Schleuse bildete, die im Übrigen mit derjenigen übereinstimmte, welche Triger erfunden hatte.

Der Vorteil der Anwendung zweier Schleusenammern bestand in der Möglichkeit, die eine mit der zu versenkenden Röhre in Verbindung zu setzen und mit Aushubmaterial zu füllen, während die andere mit der freien Luft in Verbindung stand, sodafs hier unterdessen das in ihr aufgespeicherte Aushubmaterial ins Freie entleert werden konnte, wodurch fortlaufende Arbeit erreicht wurde.

Um dem Auftriebe der Luft, welche das Wasser aus der zu versenkenden Röhre zu verdrängen hatte, entgegenzuwirken, war die letztere oben mit Querbalken versehen, auf welchen ein entsprechendes Eisengewicht aufgebracht war. Das Versenken dieser Röhren fand zwischen einem Gerüst aus eingerammten Pfählen statt, die mit hölzernen Zangen verbunden waren, welche in verschiedenen Höhen Böden trugen.

Dieses Verfahren fand zunächst in England und Frankreich Verbreitung, so namentlich durch den französischen Ingenieur Cézanne¹¹⁾, der im Jahre 1857, ungefähr in gleicher Weise wie dies bei Rochester geschehen war, über die Theifs bei Szegedin eine Reihe von Pfeilern aus je 2 Röhren für die Brücke der österreichischen Staatsbahn erstellt hat (s. Fig. 1 u. 2, Taf. VIII).

Er verbesserte das Verfahren bei Erstellung einer Brücke über den Niemen bei Kowno¹²⁾ 1859 (s. Fig. 5 u. 6, Taf. VIII), indem er den unteren Teil der gußeisernen Röhre durch eine Decke vom oberen Raume trennte.

Diese Decke war nur durch Steigeschächte durchsetzt, die oben mit den Schleusen abgeschlossen wurden, während der übrig bleibende Raum über der Decke mit Wasser gefüllt ward, wodurch eine Verminderung der aufzubringenden Belastung zur Ausgleichung des Auftriebes des verdrängten Wassers gegenüber den ersten Gründungen gleicher Art erzielt wurde.

Bei allen diesen Bauten wurden die Röhren nach vollendeter Versenkung mit Beton gefüllt, und zwar der untere Teil unter Luftdruck, und nach dessen Erhärtung der Rest in freier Luft.

Diese Gründungen boten aber eine ganze Reihe von Mifsständen. Ganz abgesehen von der Schwierigkeit, einen engen langen Cylinder lotrecht in gröfsere Tiefe zu versenken, wurde dieselbe noch dadurch vermehrt, dafs, der Belastung wegen, welche über dem Wasser angebracht werden mußte, der Schwerpunkt der zu versenkenden Röhre sehr hoch fiel.

Ferner war man genötigt, nach Versenkung eines Röhrenstückes von einigen Metern Länge, die Versenkungsarbeiten einzustellen, um die Verlängerung der gußeisernen Röhren vorzunehmen. Zu dem Zweck mußte die Luftschleuse abgenommen und, nach Verlängerung der Steigeschächte und des gußeisernen Mantels, wieder aufgebracht werden. Dabei war die Luftschleuse ein Werkzeug von bedeutendem Gewicht und verlangte somit ein kräftiges Hebezeug.

¹¹⁾ Ann. des ponts et chaussées 1859, I. S. 334; Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 654.

¹²⁾ Über das Nähere vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 370.

Dem Mifsstande der ungünstigen Belastung suchte der Unternehmer A. Castor bei Versenkung der Röhren für die Brücken in Argenteuil und Elboeuf über die Seine abzuhefen¹³⁾ (s. Fig 7 bis 10, Taf. VIII).

Die Decke der Arbeitskammer erstellte er aus kegelförmig zusammenlaufenden gusseisernen Rippen und bildete zwischen letzteren, durch eingebaute Hausteine, einen kegelförmigen Raum (die Krinoline) aus, in dessen oberstem, engsten Teil die Förder-Röhre angebracht war (s. Fig. 8 u. 9).

Über die Krinoline und zwischen dem äufseren gusseisernen Mantel und der blechernen Steigeröhre wurde nun, statt der Belastung mit Wasser, Beton eingebracht und zwar je nach Mafsgabe der Versenkung des Caissons, während der Verlängerung des gusseisernen Mantels und der Steigeröhren.

Doch konnte das Einbringen des Betons auch jederzeit durch die Luftschleuse geschehen, zu welchem Zweck die Steigeröhre nicht dicht bis unter die Luftschleuse sich erstreckte, sondern in einiger Entfernung unter derselben aufhörte, wodurch es möglich wurde, aus der Luftschleuse, sei es in die Krinoline oder aber auf den schon eingebrachten Beton hinunterzusteigen.

Die Luftschleuse selbst bestand aus 3 Teilen (Fig. 10, Taf. VIII), von denen der mittlere stets mit dem Innern des Fundamentkörpers in Verbindung stand und somit eigentlich blofs eine Verlängerung des Steigeschachtes bildete, wogegen die zwei seitlichen Teile je eine Schleuse bildeten. Damit war, trotz eines einzigen Steigeschachtes, die Möglichkeit eines Dauerbetriebes gegeben.

Allen Röhrengründungen haftet die Schwierigkeit an, die Röhren genau lotrecht in den Boden einzugraben, besonders da sie, mit Rücksicht auf die im Vergleich zur Höhe kleine Grundfläche, sehr empfindlich für Veränderungen im Flußbette sind.

Es zeigt sich in der That sehr häufig, dafs bei Veränderungen im Thalweg des Flusses die abgesenkten Röhren ein Bestreben zeigen, sich gegen die tiefste Stelle des Flußbettes zu neigen, sodafs Spannungen im Gufsmantel und sogar Risse entstehen (Röhrenbrücke bei Ragaz über den Rhein).

In der Neuzeit ist man infolge dessen von dieser Gründungsweise zurückgekommen. Als einen erheblichen Vorteil kann man es nicht bezeichnen, wenn, wie bei einer Brücke über den Doubs nächst Molay¹⁴⁾, die zwei Brückenpfeiler aus je drei Röhren erstellt werden, bei denen der gusseiserne Mantel durch eine Verkleidung aus Hausteinen ersetzt war, welche im Boden durch einen leichten Blechmantel geschützt wurde.

Diese Ausführungsweise bot den einzigen Vorteil, dafs das Fundamentmauerwerk ununterbrochen, nach Mafsgabe der Versenkung, im Freien ausgeführt werden konnte, indem die Luftschleuse nicht, wie bisher, auf dem gusseisernen Mantel, sondern unmittelbar auf die Steigeröhre aufgeschraubt war.

§ 2. Arbeitskammern (Caissons) von gleicher Ausdehnung wie die zu erstellende Gründung.

a) Eiserne Caissons.

α. Mit allseitiger Blechwand. Wie in der Einleitung schon erwähnt wurde, begannen diese Gründungen mit dem Brückenbau in Kehl¹⁵⁾ und wurden unter der

¹³⁾ A. Castor. Recueil d'appareils à vapeur etc. Paris 1869. S. 147.

¹⁴⁾ Vom Verfasser für die Eisenbahn Dole-Chagny der P. L. M. (Linie Paris-Lyon-Mittelmeer) ausgeführt.

¹⁵⁾ E. Vuignier et Fleur-St. Denis. Détails pratiques sur les dispositions générales et d'exécution du pont sur le Rhin à Kehl 1861; vergl. ferner Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 7.

Leitung des französischen Ingenieurs Fleur-St. Denis im Jahre 1859 durch den französischen Unternehmer Castor ausgeführt (s. Fig. 14 u. 15, Taf. VIII).

Die Gründung bildete im Grundplan ein Rechteck von 23,20 m Länge und 7 m Breite und war durch 3 Zwischenwände in 4 gleich große Kammern von 3 m Höhe, 7 m Länge und 5,80 m Breite abgeteilt, von denen jede einzelne mit zwei Steigeschächten für Personen und einem Förderschachte für den Aushub versehen war.

Diese vierteilige Kammer bestand aus Eisenblech und bildete einen unten offenen Kasten, dessen Decke mittels Querbalken das Gewicht des aufzubringenden Fundamentmauerwerks trug, welches gleichzeitig als Belastung diente. Kräftige Konsolen, welche gegen die Seitenwandungen lehnten, übertrugen die Last auf den Boden. Nach oben waren die äusseren Wandungen der 4 zusammenhängenden Arbeitskammern durch einen Blechmantel verlängert, der bestimmt war das Mauerwerk über der Decke der Arbeitskammern gegen die unmittelbare Berührung und die Reibung mit dem Erdboden zu schützen.

Dieser Kasten wurde auf einem hölzernen Gerüst aufgestellt, welches sich unmittelbar über der Stelle befand, auf welcher die Gründung stattfinden sollte. Dieses Gerüst bestand aus 4 Reihen paralleler Pfähle, die mit Zangen untereinander verbunden waren und zwei Böden bildeten.

Mit Schrauben, die auf dem oberen Boden aufgebracht waren, und mit Hängestangen ward der Kasten vom Gerüste ins Wasser und allmählich, unter steter Ausmauerung des Raumes über der Decke der Arbeitskammer, mit zunehmendem Gewichte auf den Boden des Rheines hinuntergelassen. Bei einiger Sorgfalt konnte diese Arbeit ohne große Beanspruchung der Schrauben und des hölzernen Gerüsts durchgeführt werden, insofern man die Belastung mit Mauerwerk nicht weiter trieb als der Auftrieb sie notwendig machte. Der Blechmantel über der Arbeitskammer konnte in diesem Falle als Fangkasten dienen und mußte sorgfältig ausgesteift werden, wenn das Mauerwerk unter dem Wasserspiegel zurückblieb. Sobald der Kasten auf dem Flußboden stand, konnte die Einführung von Druckluft in die Arbeitskammern, der Eintritt der Arbeiter in diese und der Aushub in Druckluft beginnen, mit dem die Aufmauerung über der Decke und die Verlängerung des Blechmantels und der Steigeröhren u. s. w. Schritt halten mußte. War der Kasten auf dem festen Untergrunde angelangt, so folgte die Ausfüllung der Arbeitskammer und der Steigeschächte mit Beton.

Abweichend von allen früheren Gründungsarbeiten mit Druckluft fand hier die Förderung des Aushubes nicht durch die Luftschleusen statt, sondern diese dienten ausschließlich zum Ein- und Austritt der Arbeiter. Eine besondere eiserne Förderröhre von 2,288 m Durchmesser, oben und unten offen, durchsetzte die Decke jeder der vier Arbeitskammern und reichte ungefähr 40 cm unter die untere Scheide derselben hinab, während sie nach oben stets über den Wasserspiegel des Rheines verlängert werden mußte. Diese Röhre war infolge dessen stets voll Wasser, welches von unten eindringen und sich auf die Spiegelhöhe des Rheines stellen mußte.

Mittels einer Lokomobile wurde in dieser Röhre eine senkrechte Baggerkette mit Eimern von 50 l Füllung bewegt und das Aushubmaterial nach oben gehoben, welches die Arbeiter in der Arbeitskammer lösten und in den Trichter warfen, der sich am Fuße der Röhre im Boden bildete. Oben entleerten sich die Eimer in eine hölzerne Rinne, welche den Aushub in Schiffe leitete, die an die Längsseiten des Gerüsts anlegten.

Schon bei Versenkung des ersten Gründungskörpers erwies sich die Scheidung desselben in vier Kammern nicht nur als unnötig, sondern sogar als unzweckmäßig, sodafs die Mannlöcher, welche in den Scheidewänden zwischen den vier Kammern angebracht worden waren, bei den späteren Gründungen offen blieben.

Da sich überdies ergeben hatte, dafs der Aushub sich schneller bewerkstelligen liefs, als die entsprechende Aufmauerung, so erschien die Zahl der Luftschleusen, die in Kehl aufgebracht worden waren, zu groß.

Bei den auf die Kehler Gründung folgenden Ausführungen an den Brücken über die Aare bei Bufswyl¹⁰⁾ (1862), über die Weichsel bei Königsberg (1864) und bei Stendal (1868) wurde deshalb von den Scheidewänden vollständig abgesehen, die ganze Grundfläche mit einer einzigen Kammer überdeckt und die Zahl der Luftschleusen entsprechend beschränkt. Im Übrigen wurde die Höhe der Arbeitskammern

¹⁰⁾ Eisenbahnlinie Bern-Biel der damaligen bernerischen Staatsbahn, heute Jura-Simplon-Bahn.

auf 2,20 m herabgemindert, wogegen die Balken, welche die Blechdecke trugen und welche in Kehl in die Arbeitskammern hineinreichten, über die Blechdecke verlegt und durch Einbringung von Beton zwischen denselben gedichtet und versteift wurden.

Fig. 11 bis 13, Taf. VIII geben die Darstellung einer Arbeitskammer aus jener Zeit für die Gründung einer Etschbrücke nächst Rovigo.¹⁷⁾ Da die Arbeitskammern der Brücke in Kehl und deren Nachbildungen ein sehr großes Gewicht an Eisen erforderten und deshalb die Gründungen sehr teuer wurden, so war man bald bestrebt, diese Kosten durch Verminderung der Eisenteile zu ermäßigen. In Europa geschah dies namentlich gestützt auf die Wahrnehmung, daß gutes Mauerwerk, zwischen die Konsolen der Seitenwände der Arbeitskammern und zwischen die Balken der Decke eingebracht, zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Eisens und der Dichtigkeit der Nietungen wesentlich beitrage.

Man ging deshalb zunächst allmählich mit der Blechstärke für Decke und Seitenwände von 10 und 8 mm auf 6 und 5 mm zurück und fing an bei größeren Gründungen die Deckenbalken und Konsolen der Seitenwände, die bisher mit Vollblech ausgeführt worden waren, nunmehr als durchbrochene Träger zu bauen, wie dies bei den Arbeitskammern der Gründungen für die Wehre zur Schiffbarmachung der Seine zwischen Paris und Rouen, bei der Gründung des Pfeilers und der Widerlager der Garibaldi-Brücke über die Tiber in Rom¹⁸⁾ (s. Fig. 1 bis 3, Taf. X) und bei der Gründung zweier Trockendocks im Kriegshafen von Toulon¹⁹⁾ (s. Fig. 16, Taf. VIII) erfolgt ist.

Vollwandungen der Konsolen und Träger bieten, namentlich bei den ersteren, den Nachteil, daß sie das Füllmauerwerk der Arbeitskammern in kleine Abschnitte teilen, sodaß gerade das Umfangsmauerwerk, welches den größten Teil der Last des Baues auf den Boden zu übertragen hat, aus einzelnen Stücken, statt aus einem zusammenhängenden Blocke besteht; wogegen die durchbrochene Ausführung der Konsolen, bei gutem Längsverbande und nachheriger Ausfüllung mit Beton längs des Umfangs einen äußerst widerstandsfähigen Ring aus mit Eisen verstärktem Mauerwerk bildet.

Bei der ausnahmsweise großen Ausdehnung dieser Gründungen erwies es sich als notwendig, die Arbeitskammern neuerdings, wie in Kehl, durch Scheidewände in mehrere Kammern zu teilen. Es geschieht dies indessen bloß, um das große Gewicht des aufzubringenden Mauerwerks nicht nur am Umfang auf den Boden übertragen zu müssen, sondern dasselbe auf eine größere Länge verteilen zu können und um ferner allzu hohen Deckenbalken auszuweichen. Statt die Deckenbalken über die ganze Breite der Gründung zu legen, werden weite Arbeitskammern durch Querwände in kleine Kammern geteilt und die Deckenbalken nun von einer Querwand zur anderen gelegt, deren Entfernung entsprechend verkleinert werden kann.

Diese Querwände werden am besten, in Nachbildungen der Konsolen der Seitenwandungen, aus durchbrochenem Gitterwerk erstellt und sofort zu ihrer Versteifung ausbetoniert; doch ist es zur Überwachung und richtigen Durchführung der Versenkungsarbeiten notwendig, daß diese Querwände, für den Verkehr der Arbeiter in der gesamten Arbeitskammer, mehrfache Öffnungen erhalten. Als Querverbindung langer Fundamente bieten sie einen unschätzbaren Schutz gegen Verbiegungen.

¹⁷⁾ Erbaut 1864/65, s. A. Castor. Appareils à vapeur etc. Paris 1869. S. 183.

¹⁸⁾ Erbaut von C. Zschokke und P. Terrier 1885/86.

¹⁹⁾ Entworfen vom Verfasser, erbaut von H. Hersent (Ouvrages exécutés au moyen de l'air comprimé).

Die großen Abmessungen der oben erwähnten Gründungen (Pfeiler der Garibaldi-Brücke in Rom, Widerlager der Garibaldi-Brücke in Rom, Trockendocks im Hafen von Toulon) gestatteten natürlich nicht mehr, die Caissons an einem hölzernen Gerüst hängend an ihre Verwendungsstelle zu bringen. Die Gründungskammern der Garibaldi-Brücke wurden auf Anschlägen über der Baustelle aufgestellt und der Caisson zum Trockendock in Toulon schwimmend an Ort und Stelle gebracht, nachdem er in einer Grube zusammengenietet worden war, die man längs dem Ufer ausgehoben hatte und durch Ausschöpfen trocken hielt. Darauf liefs man Wasser eintreten, brachte den Caisson zum Schwimmen und beseitigte den Erddamm, der die Grube vom Hafen trennte, durch Baggerung.

Ähnlich war das Verfahren bei Verwendung der Caissons zur Gründung des Leuchtturmes am „Roten Sand“ in der Wesermündung²⁰⁾, der im Bremer Hafen gebaut und von dort an Ort und Stelle geschleppt wurde.

Der eigentliche Caisson, mit seiner Verlängerung über Wasser, geht im wesentlichen aus den Fig. 8 bis 11, Taf. IX hervor. Die an zwei Enden zugespitzte Grundriffsform sollte sowohl bei der Beförderung nützlich sein, als auch später mit ihrer Schärfe nach Nordwest zeigend, den stärksten Wellenstofs unschädlich machen.

Die obere, während der Gründungsarbeiten nötige, Blechwand diente auch hier bei dem Aufbau des eigentlichen Turmes als Fangkasten. Sie besteht aus der 8 mm und in der Höhe des Niedrigwassers 10 mm starken Blechhaut mit zahlreichen senkrechten und wagerechten Rippen. Die beiden Steven sind noch stärker gebildet, als die senkrechten Rippen. Die mit Konsolen verstärkten Seitenwände, sowie die Zwischenräume der Decke und darüber noch ein Raum von 0,75 m Höhe, wurden schon im Hafen mit Beton gefüllt. Um vor der Ausfüllung mit Beton (siehe weiter unten) den ganzen Körper noch mehr zu versteifen, sind, wie aus Fig. 8 ersichtlich, noch zwei Querschotte bis etwa zur Niedrigwasserhöhe angebracht, die unten aus vollen Blechen, oben aus Gitterwerk bestehen. Sie dienen mit zur Unterstützung des Maschinenbodens (siehe gleichfalls weiter unten). Der Einsteigeschacht ist mit einem Querrohr in Verbindung gebracht, wie Fig. 9 zeigt, und dient in seinem oberen, nicht verhüllten Teile als Schacht für einen selbstregistrierenden Flutmesser. Das Gewicht des schwimmenden Fundamentes betrug rund 740 t.

Zur Innehaltung des, mit Rücksicht auf die Ausfahrt durch die Hafenschleuse, auf 6,5 m beschränkten Tiefganges waren an dem Caisson der beiden Breitseiten zwei große, entsprechend geformte Blechkasten, die sogenannten Schwimmblasen *BB*, angebracht. Dieselben sind in Fig. 8 nur punktiert angegeben, da sie vor der Absenkung bereits entfernt worden sind. Ihre Wasserverdrängung betrug bei 1 m Tauchung rund je 50 t. Die Blasen erfüllten übrigens auch den Zweck, das Schlingern und Gieren des schwimmend beförderten Caissons fast gänzlich zu verhüten.

Nachdem der letztere auf der Baustelle, durch Einlassen von Wasser mittels der Einlaßventile *a*, auf Grund gesetzt worden war, wurden auch die Blasen durch Anziehen der mittels einer Stange gekuppelten Wassereinlaß- und Luftauslaßventile voll Wasser gelassen. Da sie, wie nebenstehende Fig. 6 zeigt, nur durch ihren Auftrieb mittels von unten her einhakender Krampen an der Caissonwand festgehalten wurden, so fielen sie nunmehr von selbst ab.

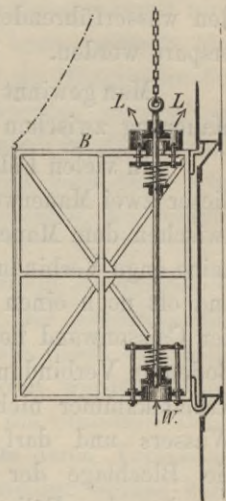
An den Steven des Caissons waren Anknüpfungsglieder mit Gelenken für Schleppevorrichtungen *S* angebracht (s. Fig. 9, Taf. IX).

Die Bolzen der Gelenkverbindung sollten zur Lösung derselben mittels Ketten von oben bewegt werden. Bei der benutzten Schleppevorrichtung führten jedoch die Versuche, den Bolzen zu lösen, zu keinem Ergebnis.

Zur Ausgleichung des inneren und äußeren veränderlichen Wasserstandes, manchmal auch zur Abhaltung des Flutwassers, dienten die Ventile *b*.

Sämtliche Maschinen, nämlich Motoren, Krane, sowie die Kessel, mußten, wie schon erwähnt, auf dem Caisson selbst aufgestellt werden. Da es nicht an-

Fig. 6.



²⁰⁾ Vergl. Handb. d. Ingenieur-Wissenschaften, Bd. IV, 1. Aufl. Kap. XII, S. 23 u. Taf. VII, Fig. 7—10.

ging die Maschinen u. s. w. von vornherein so hoch anzuordnen, daß sie mit fortschreitender Versenkung genügend hoch über Hochwasser blieben, mußten Einrichtungen getroffen werden, um dieselben stufenweise zu heben.

Diese Rücksichten, in Verbindung mit der Beschränkung, welche die geringe Grundfläche des Caissons (etwa 114 qm) auferlegte, haben zu den auf Taf. IX dargestellten Anordnungen geführt.

Der oberste Boden *H*, Kran- oder Hebeboden genannt, ist ein in Eisen ausgeführtes, mit Dielen abgedecktes Gerüst, welches an 4 Schraubenspindeln je nach Bedürfnis in die Höhe geschraubt werden kann. Seine Führung erhält es dabei durch vier I-förmige Führungsspanten, deren Verlängerung zum Aufhängen der Hebspindeln dient.

Auf diesem Boden fanden 2 Dampfdrehkrane mit Zwillingmaschinen Aufstellung, welche beim Löschen der mit Eisenteilen, Beton oder Mauermaterial befrachteten Materialschiffe treffliche Dienste leisteten. Die Leistung eines jeden Kranes betrug unter normalen Verhältnissen (bequeme Verwendung, ruhiger Seegang) beispielsweise 200 Sack Beton zu 60 bis 65 Liter in der Stunde.

Der an Land trocken gemischte Beton wurde aufgewunden, durch die in der Fig. 17 angedeuteten Trichter *TT* geschüttet und sodann im Caisson ausgebreitet.

Der Maschinenboden *M* ist ein aus Walzeisen hergestellter Trägerrahmen. Dieser Boden konnte wiederum, von dem vorher aufgestellten und abgestützten Hebeboden aus, an 4 lotrechten Pfosten geführt, mittels 4 Schraubenspindeln *m* nach Bedarf gehoben und alsdann auf den in den Zeichnungen angedeuteten Gitterschotten durch Vermittelung untergelegter Holzklötze festgestellt werden.

Von den beiden auf dem Boden aufgestellten Dampfkesseln ist der stehende nur selten und zwar als Reserve benutzt worden.

Die Luftschleuse *L* konnte mittels einer Spindel *l* gleichfalls vom Hebeboden aus gehoben werden. Sie besaß zwei Betonröhren, gleichzeitig als Einsteigeschächte dienend, zwei Materialschleusen und eine vom Kompressor aus zu betreibende Fördermaschine. Die letzteren Vorrichtungen kamen indessen nicht zur Anwendung, da die vorhandenen sechs „Sandgebläse“ (s. § 11) *G*, von denen in der Regel nur eines im Betriebe war, genügend wirkten.

Die Arbeiten während der Herstellung des Fundamentes bildeten einen stetigen Wechsel zwischen Betonierung, Mauerung, Heben des Hebeplateaus, der Luftschleuse, des Maschinenbodens und Feststellen aller dieser Einrichtungen, welche Arbeiten, bei 3 m Hub, beiläufig eine Zeit von 50 bis 60 Arbeitsstunden erforderten, wonach schließlich die Absenkung mittels Druckluft erfolgte.

Außer den im Vorhergehenden beschriebenen Vereinfachungen folgten bald weitergehende Änderungen in der Anlage von Caissons.

β. Die Ersparung der Deckenbleche der Arbeitskammern. Bei eisernen Caissons, welche für die Widerlager von Brücken am Lande aufgestellt und hier in den wasserführenden Boden versenkt werden, können im allgemeinen die Deckenbleche erspart werden.

Man gewinnt dadurch, zwischen der Ausmauerung in der Arbeitskammer und der Mauerung zwischen den Balken der Decke, einen unmittelbaren Zusammenhang.

In vielen Fällen, namentlich bei Erstellung von Trockendocks, wird die Verbindung dieser zwei Mauerwerksschichten von nicht zu unterschätzender Bedeutung. Weil bisher zwischen dem Mauerwerk in der Arbeitskammer und der eisernen Blechdecke derselben keine enge Verbindung hergestellt werden konnte, da das Blech eine glatte Fläche bietet und oft noch einen Farbanstrich trägt, so dringt unter diese Blechdecke, und zwar von der Caissonwand herkommend, Wasser ein, welches mit dem Wasser im umliegenden Boden in Verbindung steht. Unter diesen Umständen widersteht das Mauerwerk in der Arbeitskammer nicht vereint mit dem überliegenden Mauerwerke dem Auftriebe des Wassers und darf daher nicht mit in Rechnung gebracht werden. Fällt dagegen die Blechlage der Decke weg, so läßt sich mit Leichtigkeit der innige Verband zwischen dem Füllmauerwerk der Arbeitskammer und demjenigen zwischen den Deckenbalken bewerkstelligen, wodurch man den Vorteil erreicht, daß nun das gesamte Mauerwerk gemeinsam dem Auftrieb entgegenarbeitet.

Der erste Versuch, das Deckenblech wegzulassen, fand im Jahre 1882 in Chateau-Thierry bei den Eisencaissons der zwei Landpfeiler einer Brücke über die Marne statt²¹⁾; in ausgedehnterer Weise aber namentlich bei der Versenkung eines Caissons von etwa 1200 qm Grundfläche für die Verlängerung des Trockendocks in Livorno²²⁾, (s. Taf. XI, Fig. 1). Der große Caisson erhielt die in den Fig. 2 bis 14, Taf. XI angegebene Form und wurde durch vier Querwände in fünf Kammern geteilt, über welche die Deckenbalken von nur 1 m Höhe im Längsinne des Caissons, somit quer zu den einzelnen Kammern, gelegt wurden. Die ganze Anordnung der Eisenteile der Konsolträger, welche die Wandungen bilden, und der Balkenlage der Decke, zeigt das Bestreben, die Verwendung von Blech möglichst zu meiden und die unvermeidlichen Eisenteile so anzuordnen, daß sie allseitig von Mauerwerk umgeben werden, sodafs durchgehende Flächen, innerhalb welcher das Wasser in den Mauerkörper eintreten könnte, wegfallen.

Statt der Blechdecke wurden zwischen den Balken der Decke nun zunächst flache Kappen aus Backsteinen eingewölbt und auf diese Unterlage, bis zur Höhe der Deckenbalken, wurde Beton aufgebracht. Zur Förderung eines innigen Verbandes zwischen den Backsteingewölben und dem Füllmauerwerk der Arbeitskammer wurden die Backsteinflächen beim Ausmauern sorgfältig mit Wasser bespritzt und möglichst roh ausgeführt.

Eine Undichtigkeit der Arbeitskammer, infolge des weggelassenen Deckenbleches, hat sich nicht fühlbar gemacht; ebensowenig sind Risse in der Decke entstanden, indem dafür gesorgt war, daß die wagerechten Kräfte in der Ebene der Decke durch einzelne Diagonal- und Längsverbindungen aufgenommen wurden.

Bei kleineren Caissons kann das Gewölbe aus Backsteinen wegfallen, und es reicht vollständig hin, zwischen den Balken der Decke eine auch unten wagerecht abgegliche Betonschichte einzubringen. Dies ist namentlich zulässig, wenn der Beton mit Cementmörtel ausgeführt wird, was in Livorno nicht der Fall war, indem dort als Mörtel ausschliesslich ungemahlene Puzzolanerde von Rom, gemengt mit fettem Kalk, verwendet wurde, welcher Mörtel in Bezug auf Festigkeit erfahrungsgemäß dem Cementmörtel bedeutend nachsteht.

Wenn die Gründung nicht vom festen Lande ausgeht und der Caisson somit nicht unmittelbar auf dem Boden über der Baustelle vorbereitet werden kann, sondern über Wasser auf einem Gerüst zusammengesetzt werden muß, um dann an Hängeschrauben auf den Boden des Wasserlaufes allmählich heruntergelassen zu werden, so erscheint das Weglassen des Deckenbleches nicht angezeigt. Man müßte nämlich in diesem Falle an dem Gerüst ein zu großes Mauergewicht aufhängen, was gerne vermieden wird, und überdies das Mauerwerk der Decke einem starken Auftriebe aussetzen, was ebensowenig ratsam wäre.

Will man trotzdem auch in diesem Falle die unmittelbare, innige Berührung des Mauerwerkes zwischen den Deckenbalken und dem Füllmauerwerk der Arbeitskammer erzielen, so muß man die Deckenbleche derart anbringen, daß sie, nach vollendeter Versenkung und vor Ausfüllung der Arbeitskammer, wieder entfernt werden können (s. Fig. 7 bis 9, S. 276). Man wird zu diesem Zweck am besten die einzelnen Blechtafeln nach der Arbeitskammer hin mit Winkeleisen säumen, sodafs deren Verbindung mit den Deckenbalken und untereinander mittels Schrauben bewerkstelligt werden kann.

²¹⁾ Vom Verfasser ausgeführt.

²²⁾ Von C. Zschekke und P. Terrier ausgeführt.

Die Verbindungsschrauben mit der Decke gehen beim Abschrauben der Mutter, welche nach der Arbeitskammer hin liegen muß, verloren, dagegen bleiben die zur Verbindung der einzelnen Platten dienenden Bolzen erhalten.

Fig. 7 bis 9. Arbeitskammer mit beweglichen Deckenblechen.

Fig. 7. Ein Viertel des Grundrisses. M. 1:50.

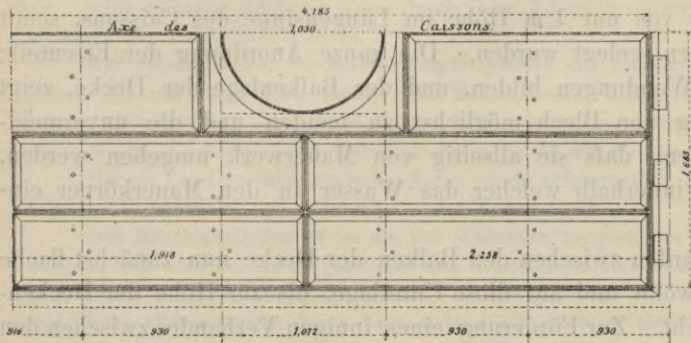


Fig. 8. Schnitt a b. M. 1:5.

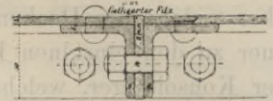
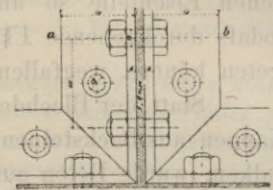


Fig. 9. M. 1:5.



Zur Dichtung zwischen den einzelnen Platten genügen dünne Holzlatten; besser jedoch sind Packungen aus Teerschnur oder Streifen von geteertem Filz oder von Kautschuk.

Um die einzelnen Blechplatten durch die Kamine und Schleusen leicht aus der Arbeitskammer herausnehmen zu können, legt man sie am besten nach der in der Zeichnung angegebenen Weise an (s. Fig. 7), welche es gestattet alle denkbaren Abmessungen zu verwenden.

7. Die Ersparung der Wandbleche der Caissons. Braucht man der Entfernung des Deckenbleches keinen Wert beizulegen, was bei allen Gründungen der Fall ist, die ausschließlich einen dem Auftrieb wesentlich überlegenen lotrechten Druck auf den Boden zu übertragen haben, wie z. B. Fundamente von Brückenpfeilern oder Kaimauern, und ist man darauf angewiesen, die eisernen Caissons schwimmend über den Ort der Verwendung zu führen, so hat man keinen Grund, die Deckenbleche zu vermeiden, wird dagegen, aus Gründen der Standsicherheit und der Ersparnis wegen, gerne das Mauerwerk zwischen den Konsolträgern der Wandungen schon am Lande ausführen.

In diesem Falle lassen sich die Wandbleche ersparen und die Konsolträger entsprechend vereinfachen.

Ein Beispiel dieser Ausführungsweise liefern die Caissons zum Bau der Kaimauern in Bordeaux²³⁾ (Fig. 10 bis 13). Die Konsolträger bilden hier bloße Rahmen, welche im Längssinne untereinander verbunden sind und denen ein breiter Fuß gegeben wurde, um die Mauerstärke der Arbeitskammerwandungen im allgemeinen zu vermehren und dagegen das Wandblech fortlassen zu können.

Diese Caissons wurden am Lande erbaut und schwimmend an die Baustelle gebracht, worauf die Eisenteile auf dem Boden eiserner Wagen (Taf. XII, Fig. 1 und 2), zusammengestellt und daselbst die Wandungen ausgemauert wurden. Diese Wagen liefen mittels Schienen auf einer schiefen Ebene, welche einerseits soweit als möglich unter den Ebbwasserstand hinunter-, andererseits über jede Hochflut hinaufreichte.

Zum Bewegen der Wagen dienten Flaschenzüge, die in Rinnen im Boden liefen und deren Ketten auf Winden aufgerollt waren und von dort aus betrieben wurden. Nachdem der Caisson zusammengesetzt, auf

²³⁾ Von C. Zschokke und P. Terrier ausgeführt.

Fig. 10 bis 13. *Kaimauern von Bordeaux.*

Fig. 10. Grundplan. M. 1:125.

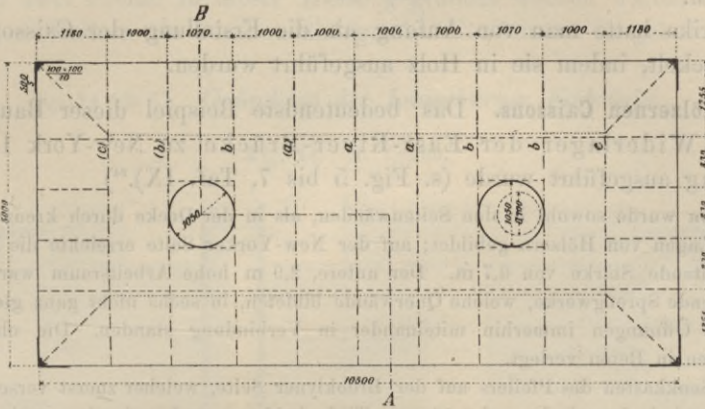


Fig. 11. Schnitt A-B.

M. 1:50.

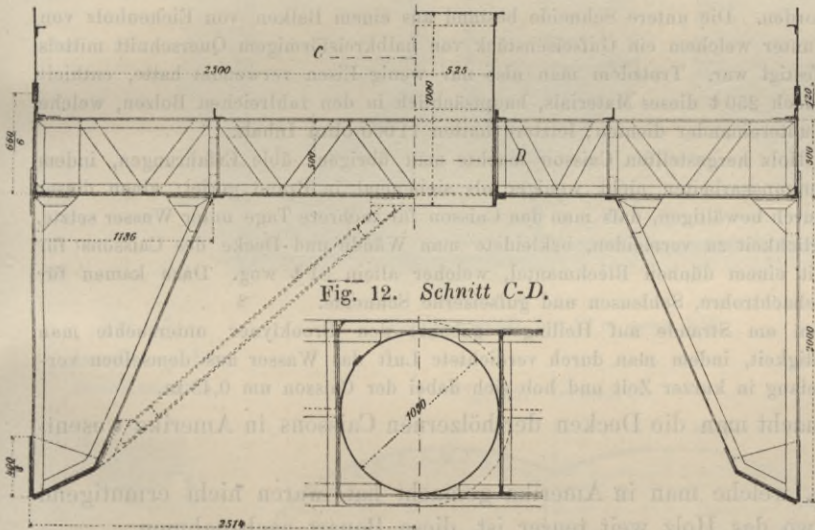
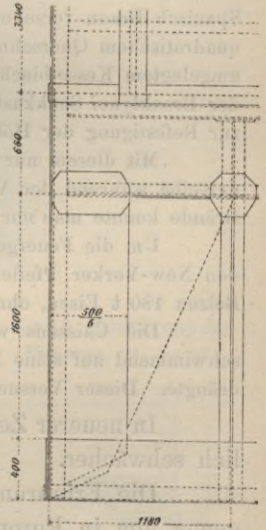


Fig. 12. Schnitt C-D.

Fig. 13. Teil der Ansicht.

M. 1:50.



seinem Brückenwagen ausgemauert und das Mauerwerk genügend erhärtet war, wurde der Wagen bei Ebbe soweit als möglich heruntergelassen, sodass der Caisson bei steigender Flut bis über die Decke der Arbeitskammer ins Wasser zu tauchen und somit zum Schwimmen kam, wenn das Gewicht des über der Decke verdrängten Wassers mehr betrug, als das Gesamtgewicht des Eisens und des Mauerwerkes, das die Wandungen der Arbeitskammer bildete. Derselbe konnte dann über seinen Bestimmungsort geschwemmt werden, wogegen der Wagen, seiner Last entledigt, mit den Winden und Flaschenzügen wieder über die Höhe des Flutwassers heraufgezogen wurde, um einen neuen Caisson aufzunehmen.

Solcher Brückenwagen bestanden nur zwei, dagegen war Fürsorge getroffen worden, dass man dicht neben denselben die Eisenteile eines Caissons zusammenstellen und mit Leichtigkeit auf eisernen Schienen auf die Wagen schieben konnte, sodass bloß noch die Mauerung auf dem Brückenwagen auszuführen war. Zur Förderung der Arbeit war der Raum über den zwei Brückenwagen mit einem Dache überdeckt, sodass jederzeit gemauert werden konnte.

Um die Dichtigkeit dieser Caissons ohne Wandbleche zu sichern, muß das Mauerwerk sorgfältig in guten Steinen, mit gutem Mörtel und mit einem inneren Cementverputz ausgeführt werden. Bei sorgfältiger Mauerung reicht gutes Verfugen der inneren Mauerfläche vollständig aus. Zur Abdichtung des Wandmauerwerkes der Arbeitskammer

gegen die Deckenbleche bringt man zweckmäÙig einzelne Öffnungen in den letzteren über dem Mauerwerk an und gieÙt, um alle Hohlräume auszufüllen, durch dieselben Cementmilch ein.

In Amerika hatte man von Anfang an die Erstellung der Caissons in anderer Richtung entwickelt, indem sie in Holz ausgeführt wurden.

b) Die hölzernen Caissons. Das bedeutendste Beispiel dieser Bauart bildet die Gründung der Widerlager der East-River-Brücke zu New-York 1870/1871, die durch Roebling ausgeführt wurde (s. Fig. 5 bis 7, Taf. IX).²⁴⁾

Der Caisson wurde sowohl in den Seitenwänden, als in der Decke durch kreuzweise dicht übereinander gelegte Lagen von Hölzern gebildet; auf der New-Yorker Seite erreichte die Decke des Senkkastens die bedeutende Stärke von 6,7 m. Der untere, 2,9 m hohe Arbeitsraum war durch 5 starke, die Decke abstützende Sprengwerke, welche Querwände bildeten, in sechs nicht ganz gleiche Abteilungen geteilt, die durch Öffnungen immerhin miteinander in Verbindung standen. Die oberen Lagen der Deckenhölzer waren in Beton verlegt.

Bei dem Senkkasten des Pfeilers auf der Brooklyner Seite, welcher zuerst versenkt wurde, hatte man die Innen- und Außenwände auf 1,50 mm Tiefe kalfatert und außerdem zwischen die 4. und 5. Holzlage durchgehende Zinkleche gelegt, um den Abschluss nach oben möglichst luftdicht zu bekommen.

Außerdem waren Wände und Decken des Innenraumes mit einem Anstrich aus Harz, Öl und Spanisch Braun versehen worden. Die untere Schneide bestand aus einem Balken von Eichenholz von quadratischem Querschnitt, unter welchem ein Gußeisenstück von halbkreisförmigem Querschnitt mittels umgelegtem Kesselblech befestigt war. Trotzdem man also nur wenig Eisen verwendet hatte, enthielt der Brooklyner Senkkasten doch 250 t dieses Materials, hauptsächlich in den zahlreichen Bolzen, welche zur Befestigung der Hölzer untereinander dienten; letztere hatten 11000 cbm Inhalt.

Mit diesem nur aus Holz hergestellten Caisson machte man übrigens üble Erfahrungen, indem derselbe während der Versenkungsarbeiten nicht weniger als siebenmal in Brand geriet; einen dieser Brände konnte man nur dadurch bewältigen, daß man den Caisson für mehrere Tage unter Wasser setzte.

Um die Feuergefährlichkeit zu vermeiden, bekleidete man Wände und Decke des Caissons für den New-Yorker Pfeiler mit einem dünnen Blechmantel, welcher allein 81 t wog. Dazu kamen für Bolzen 180 t Eisen, ohne Schachtröhre, Schleusen und gußeiserne Schneide.

Die Caissons wurden am Strande auf Hellingen gebaut; den Brooklyner untersuchte man schwimmend auf seine Dichtigkeit, indem man durch verdichtete Luft das Wasser aus demselben verdrängte. Dieser Versuch gelang in kurzer Zeit und hob sich dabei der Caisson um 0,43 m.

In neuerer Zeit macht man die Decken der hölzernen Caissons in Amerika wesentlich schwächer.

Die Erfahrungen, welche man in Amerika gemacht hat, waren nicht ermutigend genug, um in Europa, wo das Holz weit teurer ist, diese Bauart nachzuahmen.

Versuche in der Schweiz, bei der Gründung der Pfeiler einer Brücke über die Aare in Wildegg²⁵⁾, wo man versucht hatte, die inneren Konsolen durch Holz zu ersetzen, während der Caisson im Übrigen aus Eisen bestand, was den Vorteil bieten sollte dieses Holz beim Ausbetonieren der Arbeitskammer wieder entfernen zu können, haben nicht zu günstigen Ergebnissen geführt und fanden keine Nachahmung.

c) Die gemauerten Caissons. Weit mehr Erfolg hatten die Caissons, die in Mauerwerk ausgeführt wurden und die sich namentlich einer großen Verbreitung zu erfreuen haben, seitdem der hydraulische Kalk und der Cement in so vorzüglicher Weise hergestellt werden.

Der erste gröÙere Versuch zur Erstellung von Arbeitskammern (Caissons) aus Mauerwerk wurde durch die Bauunternehmer Klein, Schmoll & Gärtner bei Er-

²⁴⁾ Deutsche Bauz. 1873, S. 319. — Ann. des ponts et chaussées 1874, I. S. 352. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 122.

²⁵⁾ Erbaut als StraÙenbrücke 1869.

bauung der Lauenburger Elbbrücke (1877) gemacht, wo man anfänglich für jeden Pfeiler je zwei einzelstehende cylindrische Röhren vorgesehen hatte.²⁶⁾

Nachdem zwei Pfeiler in dieser Weise gegründet worden waren, entschloß man sich, den übrigen Pfeilern ein zusammenhängendes Fundament zu geben.

Fig. 14 bis 17. *Gründung der Lauenburger Elbbrücke.*

Fig. 14. M. 1 : 200.

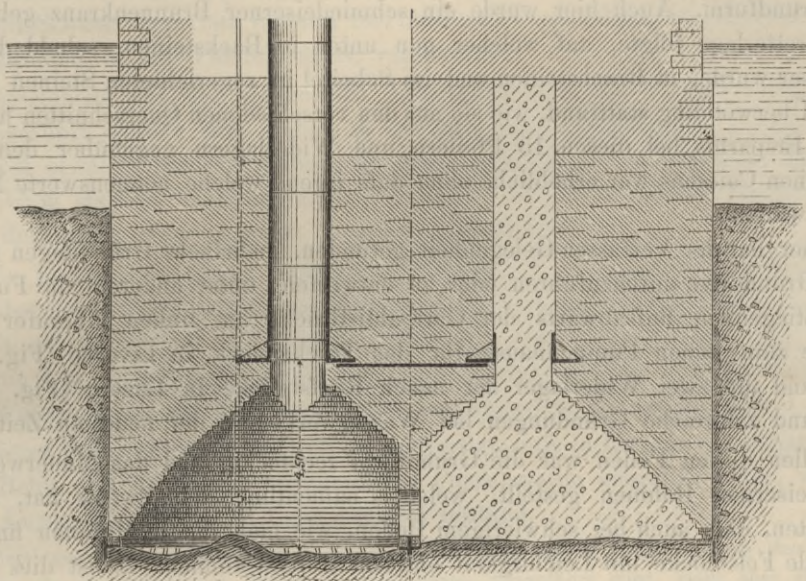
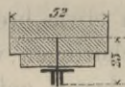


Fig. 17.

Anordnung der Zwischenwand.



Fundamenttiefe bis 12 m unter NW.

Fig. 15. *Grundrifs.*

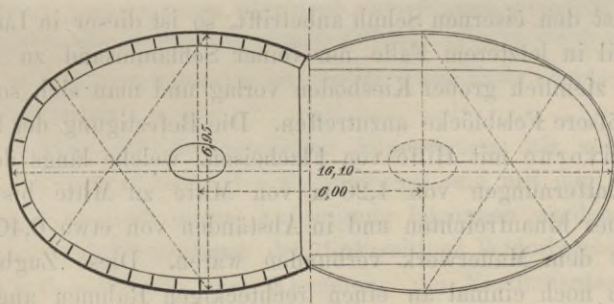
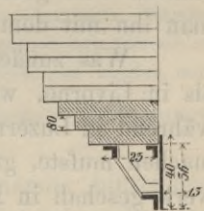


Fig. 16. *Anordnung des Kranzes.* M. 1 : 40.



Als Grundform wurden (s. Fig. 14 u. 15) zwei sich schneidende Ellipsen mit $10,10\text{ m}$ großer Achse und $6,95\text{ m}$ kleiner Achse gewählt, bei einer Gesamtlänge des Arbeitsraumes von $16,10\text{ m}$ und einer Grundfläche von $94,3\text{ qm}$.

In der Schnittlinie der Ellipsenflächen ist jeder Mauerkörper durch eine Quermauer auf eisernen Trägern oder Ankeren verspannt und die Verbindung der beiden dadurch entstandenen Abteilungen durch eine in der Zwischenwand ausgesparte Öffnung hergestellt.

²⁶⁾ Vergl. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. I, 2. Aufl. Kap. VII, S. 380, ferner Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 41 und Deutsche Bauz. 1881, S. 100 u. 105.

Als Unterlage für das Mauerwerk diente ein eiserner Brunnenkranz (s. Fig. 16 u. 17), welcher drei übereinanderliegende, vorkragende Bohlenkreuze trug, auf welchen nun in Backstein bei stetem Vorkragen der unteren Schichten gegenüber der oberen, eine gewölbeartige Arbeitskammer hergestellt wurde.

Diese etwas umständliche Bauform wurde nicht mehr nachgeahmt, wogegen, nach den Angaben des Verfassers, durch den französischen Ingenieur Séjourné beim Bau der Flutbrücke über das Thal der Garonne bei Marmande (1880) eine weit einfachere Form der Arbeitskammern gewählt wurde²⁷⁾ (s. Fig. 4 bis 11, Taf. X).

Die Widerlager erhielten hier die gewöhnliche rechteckige, die Pfeiler eine elliptische Grundform. Auch hier wurde ein schmiedeiserner Brunnenkranz gebaut, über den eine Bretterlage folgte, auf welcher nun unten in Backsteinen, sobald die Mauerstärke gröfser wurde, in Bruchsteinen und im Scheitel in zugerichteten Steinen eine spitz zulaufende Überwölbung stattfand, wie sie aus den verschiedenen Querschnitten hervorgeht.

Die Ersparnis bei diesen 15 Pfeilern und Widerlagern gegenüber den gewöhnlichen eisernen Caissons war erheblich, ohne dafs irgend welche nennenswerte Mifsstände entstanden wären.

Seither hat der Verfasser Gelegenheit gefunden, mehrfache Gründungen nach dem nämlichen Grundsatz durchzuführen oder zu entwerfen; unter anderem die Fundamente für einen Stiegenbau flufsabwärts der Garibaldi-Brücke am linken Tiberufer in Rom, vier weitere zum neuen Pumpenhaus für das Trockendock in Livorno (Fig. 3 bis 6, Taf. XII) und die zwei Widerlager der neuen Reufsbrücke in Luzern (Fig. 7 bis 11, Taf. XII) und zahlreiche Gründungen bei Wasserwerken in der neuesten Zeit.

In allen diesen Fällen war die Grundform rechteckig und das Mauerwerk wurde auf einen eisernen Rahmen gestellt, welcher namentlich den Zweck hat, den Fufs so zu gestalten, dafs auch bei schwierigem Boden, wie man ihn in Moränen findet, etwa vorkommende Felsblöcke mit Leichtigkeit entfernt werden können. Es ist dies nur dann möglich, wenn eine Schneide und nicht eine Fläche die Wandungen am Fusse begrenzt.

Um nun zu verhindern, dafs der so entstehende keilförmige Unterbau durch Baumstämme oder grofse Steine, die man im Boden trifft, herausgedrückt werde, verankert man ihn mit dem Mauerwerk.

Was zunächst den eisernen Schuh anbetrifft, so ist dieser in Luzern etwas breiter als in Livorno, weil in letzterem Falle nur feiner Schlammsand zu durchdringen war, während in Luzern ziemlich grober Kiesboden vorlag und man sich sogar darauf gefafst machen mufste, gröfsere Felsblöcke anzutreffen. Die Befestigung der Schuhe am Mauerwerk geschah in Livorno mit Hilfe von Flacheisen, welche längs der Aufsenseite des Mauerkörpers in Entfernungen von 1,20 m von Mitte zu Mitte bis 3,40 m über die Schneide des Schuhs hinaufreichten und in Abständen von etwa 0,40 m mittels kurzer eiserner Anker mit dem Mauerwerk verbunden waren. Diese Zugbänder wurden an ihren oberen Enden noch einmal an einen rechteckigen Rahmen angenietet, der quer zur Länge des Mauerklotzes durch Zugbänder zusammengehalten wurde.

Überdies waren durch den Schuh starke Ankerbolzen in Abständen von 1,20 m gezogen, welche bis zu den Querszugbändern des oberen Rahmens hinaufreichten, dort angespannt werden konnten und somit das Mauerwerk der Wandungen so ziemlich in der Mitte durchzogen.

In Luzern kamen diese Anker in Wegfall, dagegen wurden die äufseren Zugbänder beibehalten und denselben entsprechend solche auch auf der Innenseite der

²⁷⁾ Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 92.

Wandungen angebracht. Der obere Rahmen zur Befestigung der äusseren Zugbänder fiel vollständig weg, wogegen die inneren Zugbänder an der Decke der Arbeitskammer an einen Rahmen geheftet wurden, der seinerseits mit Ankern am Deckenmauerwerke aufgehängt war.

Während die langen Anker, die in Livorno den Schuh an das Mauerwerk der Wandungen befestigten, ziemlich schwierig anzubringen waren, haben sich die inneren und äusseren Zugbänder in Luzern bewährt; doch dürfte es zulässig sein, das Zusammenfassen der inneren Zugbänder unter der Decke fallen zu lassen und sich damit zu begnügen, die Schuhe blofs mit inneren und äusseren Zugbändern, in Abständen von etwa 1 m, unmittelbar in die Wandungen zu verankern.

Abweichend von den gemauerten Arbeitskammern, die in Marmande und anderwärts ausgeführt worden sind, gehen in den drei oben bezeichneten Bauten die Wandungen nicht etwa in eine Gewölbedecke über, sondern es unterstützen die, unter der Decke 1,15 m starken, Wandungen eine horizontale Decke, sodafs die Bauart der Arbeitskammer derjenigen eines eisernen Caissons nachgebildet ist.

Die Mauerstärke dieser eigentlichen Decke, d. h. desjenigen Teiles des Mauerwerkes über der Arbeitskammer, welcher in einem Gusse gleichzeitig mit den Wandungen hergestellt wurde, betrug in Livorno 1,14 m bei einer Gesamtbreite des Fundamentklotzes von 3 m, wogegen in Luzern, bei einer Gesamtbreite des Fundamentes von 4,50 m und somit einer Breite von 2,20 m zwischen den Konsolen, die Decke blofs 1 m stark war.

Dieser Unterschied ist dadurch gerechtfertigt, dafs in Livorno der ganze Fundamentklotz in Beton mit Mörtel aus ungemahlener Puzzolanerde ausgeführt war, wogegen derselbe in Luzern aus Beton in Cementmörtel bestand.

Mörtel aus Puzzolanerde, auch wenn er mit der möglichsten Sorgfalt, nach den in Italien gebräuchlichen Anschauungen und Mischungsverhältnissen, ausgeführt wird, steht aber sehr wesentlich einem Mörtel aus hydraulischem Kalk oder Cement nach, wie dies die neuen Versuche von Professor Tetmajer ergaben. Auch gegenüber einem Mörtel aus feingemahlenem Trafs steht der beste Mörtel aus römischer und neapolitanischer ungemahlener Puzzolanerde weit zurück, was auf die Ungleichheit des Kornes und auf die sehr zahlreichen Verunreinigungen desselben zurückgeführt werden mufs. Namentlich bietet solcher Mörtel durchaus keinen Widerstand gegen Zugspannungen und eignet sich deshalb nur zu Bauzwecken, bei denen eine gleichmäfsig verteilte Belastung auf den Boden übertragen werden mufs.

Trotzdem ist in Livorno bei den im vorliegenden Falle vorgesehenen Abmessungen kein Übelstand eingetreten.

In Luzern haben sich die gewählten Abmessungen als vollständig hinreichend erwiesen, und mit dem Ausschalen des Betonblockes und mit dem Versenken desselben konnte schon zehn Tage nach seiner Anfertigung begonnen werden.

Als im Laufe der Versenkung des linksseitigen Widerlagers in Luzern, infolge stark schiebender Bodenschichten, eine Klemmung des Fundamentes vorgekommen war, konnte diese nach einigen Vorarbeiten dadurch behoben werden, dafs man plötzlich alle Prefsluft aus der Arbeitskammer austreten liefs. Auch diese Probe, welche einer heftigen und plötzlichen Schlagwirkung gleichkommt, wurde von dem Mauerwerk ohne allen Schaden ertragen.

Wenn nun freilich die hier behandelten Fundamentklötze, deren Widerstand bei gut ausgeführter Arbeit sich leicht rechnerisch bestimmen läfst, nur geringe Abmessungen erhielten, so ging aus den gemachten Erfahrungen immerhin hervor, dafs man mit entsprechend vergröfserten Abmessungen, ohne Anstand, auch wesentlich gröfsere Fundamentkörper in der nämlichen einfachen Form ausführen kann.

Den Beweis des oben Gesagten haben die Gründungen des neuen Trockendocks im spanischen Kriegshafen in der Caracca bei Cadix erbracht²⁶⁾ (s. Fig. 18 bis 20). Die obere Bodenschicht an der Baustelle bestand aus einer wasserdichten kompakten Schlammablagerung von 9 bis 10 m Mächtigkeit, welche auf wasserführenden Sandschichten gelagert ist, die mit kleineren Thonschichten wechseln.

Da die Sandschichten die nötige Tragfähigkeit in einer Tiefe von 16 bis 17 m bieten, so entschloß man sich, die Umfassungsmauern des Trockendocks zunächst auf diese tragfähigen Sandschichten zu stellen und im Schutze derselben den Aushub des Beckens und die Erstellung des Bodens des Dockes vorzunehmen.

Diese Seitenmauern wurden nun aus 23 einzelnen Fundamentklötzen erstellt, deren Fugen, ähnlich wie bei Brunnenschächten, abgesteift und ausgemauert werden sollen.

Da die oberen Bodenschichten wasserdicht waren, so konnte die Versenkung der ersten 8 m dieser Mauerklötze ähnlich wie bei offenen Senkbrunnen stattfinden; jedoch mußte von dort ab Prefsluft verwendet werden. Die einzelnen Mauerklötze, deren Länge zwischen 11,50 und 17,46 m, deren Breite zwischen 4,50 und 5,75 m schwankt, sind durch Querwände, die zur Versteifung dienen, in 3 Abteilungen getrennt, welche im unteren Teile auf Bogen ruhen, die den unteren Arbeitsraum indessen durchgängig lassen.

In diesen Schichten wurden von 7 m unter dem Wasserspiegel an, wie aus beistehender Figur hervorgeht, eiserne Kaminröhren eingemauert und hierauf die Versenkung mittels Prefsluft fortgesetzt.

Die Form des eisernen Schuhs, dessen Versicherung, sowie die Verblendung der Ecken gehen in genügender Weise aus der Figur hervor.

Die Kaminansatzröhren wurden bei allen diesen Mauerwerks-Caissons im Mauerwerk der Decke ganz einfach eingebettet und überdies zur Vorsorge mit kleinen Ankern festgehalten.

Aus den bisher gemachten Beobachtungen geht hervor, daß man bei gleichförmigem Kies- und Sandboden, auch dann, wenn vereinzelte Blöcke eingesandeten Gesteins im Boden sich etwa vorfinden, in noch einfacherer Weise bauen kann, und zwar ohne eiserne Schneide, bloß mit einem flachen C-Eisen No. 25 an dessen Stelle, welches von Zeit zu Zeit mit Eisenstangen in das Mauerwerk der Seitenwandungen verankert wird (s. Fig. 21 bis 24, S. 284).

Bei Erstellung dieser Mauerkörper ist namentlich darauf Rücksicht zu nehmen, daß, während der Beton eingegossen wird und bis zu dem Zeitpunkt, wo dieser erhärtet ist, keine Setzungen des Bodens unter dem Gewichte der Mauerung stattfinden dürfen, indem sich sonst Risse im Mauerwerk bilden.

§ 3. Die Mantelbleche.

a) Allgemeines. Als man begann die Röhrengründungen durch einen Fundamentkörper über der ganzen Oberfläche der Gründung zu erstellen, hielt man es für gefährlich, das Mauerwerk über der Decke mit dem zu durchfahrenden Boden in Berührung zu bringen und für notwendig, dasselbe mit einem Blechmantel zu umhüllen, der indessen im Verhältnis zu den Wandungen der Röhrengründungen nur ganz schwache Abmessungen (4 mm) erhielt, dagegen mit Winkeleisen gut versteift war.

Dieser Blechmantel bietet überdies, wie schon oben bemerkt, Gelegenheit, bei Einsenken der Caissons in große Wassertiefe sich desselben als Fangkasten zu bedienen, indem man ihn sorgfältig aussteift und das Mauerwerk etwas unter dem Wasserspiegel hält. Aber schon bald ging das Bestreben dahin, diesen Blechmantel wegzulassen. Viele hofften das gleiche Ergebnis zu erreichen und den Blechmantel ersparen zu können, indem sie dem Fundamentkörper eine nach oben schwach zulaufende Kegelform gaben.

Es hat dies im allgemeinen seine Richtigkeit, ist jedoch in den seltensten Fällen möglich.

²⁶⁾ Vom Verfasser ausgeführt.

Fig. 21 bis 24.

Mit Eisen verstärkter Betoncaisson für die Gründung des Wasserwerkes Bernau.

Fig. 21 a. Ansicht der Längsseite. M. 1:50.

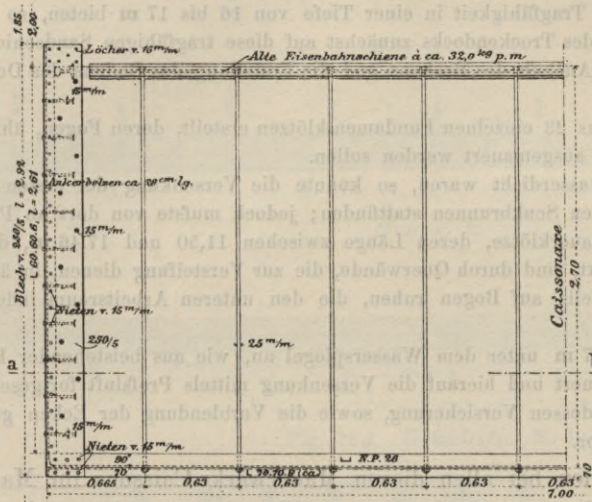
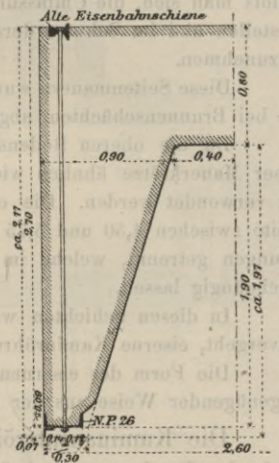


Fig. 22. Querschnitt der Schneide. M. 1:50.



Horizontalschnitt nach a-b Fig. 21 a.

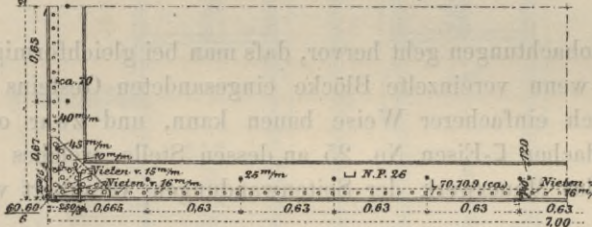


Fig. 23 a. Querschnitt. M. 1:100.

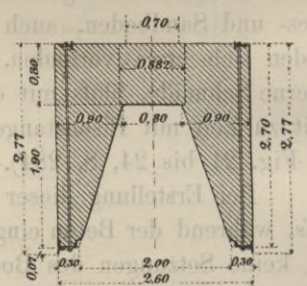


Fig. 24. Eckenaufsatz. M. 1:25.

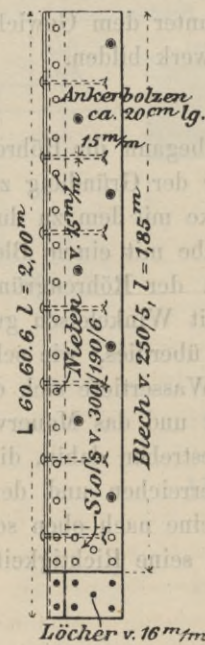
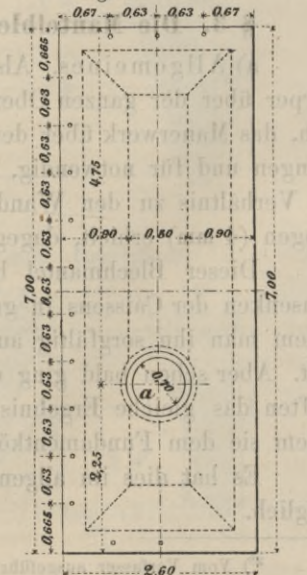


Fig. 23 b. Grundriss.



Zunächst gelangt man durch dieses Verfahren, bei großer Tiefe des Fundamentes, leicht auf sehr große Abmessungen der unteren Arbeitskammer, ferner kennt man meistens die Tiefe nicht genau, auf welche man das Fundament herabführen muß und ist deshalb auch nicht in der Lage, von vornherein, wenn die Fundamentfläche auf Höhe des Niederwassers und der Anzug des Fundamentmauerwerkes gegeben sind, die Abmessungen der Arbeitskammer genau zu bestimmen, und endlich ist es immer schwieriger, einen kegelförmigen Körper genau aufzumauern, als einen Cylinder, namentlich, wenn er sich stets in Bewegung befindet und unter den Wasserspiegel versinkt.

Man behielt deshalb die cylindrische Form bei und wagte es an mehreren Orten das Fundamentmauerwerk über der Arbeitskammer nur mit sorgfältig verfumtem Vorsatzmauerwerk auszuführen, dagegen jeden Blechmantel und überhaupt jeden Schutz des Fundamentmauerwerkes gegen die Reibung wegzulassen.

Der Versuch gelang und er gelingt stets, wenn der Caisson zunächst nicht auf eine große Tiefe in den Erdboden zu versenken ist, wenn diese Versenkung immer lotrecht vor sich geht und wenn es zulässig scheint, das Fundamentmauerwerk so hoch aufzubauen, daß es vor Eintritt in den Boden schon eine erhebliche Festigkeit erreicht hat.

Nun kann aber, trotz sorgfältiger Führung der Ausgrabung, zeitweilig eine kleine Neigung des im Versenken begriffenen Fundamentkörpers kaum vermieden werden, wodurch die einseitige Reibung in hohem Grade zunimmt und damit die Gefahr, daß diese sich höher stellt, als der Widerstand des Mauerwerkes gegen Zugbeanspruchung. In solchen Fällen sind auch schon Trennungen des Fundamentmauerwerkes vorgekommen, so zwar, daß dessen unterer Teil mit der Arbeitskammer der Ausgrabung folgte, der obere dagegen stecken blieb.

Diese Erfahrungen empfehlen, nur unter ausnahmsweise günstigen Bedingungen die Mantelbleche vollständig wegzulassen.

Ganz unvermeidlich sind die Mantelbleche übrigens, wenn die Konstruktion, wie z. B. beim Bau von Grundwehren, verlangt, daß die Krone des Bauwerkes unter dem tiefsten Wasserstande mit Quadern verkleidet und wohl auch noch Metallteile zwischen die letzteren eingelagert werden müssen, oder wenn die Bauten bei starkem Flutwechsel auszuführen sind, und endlich auch dann, wenn das Fundament in großer Wassertiefe zu erstellen ist.

Dagegen hat man gesucht, die Mantelbleche nach vollendeter Versenkung wieder zu gewinnen, um sie womöglich noch mehrmals zu verwenden, was namentlich dann von Wert ist, wenn mehrere Fundamente gleicher Abmessungen auszuführen sind. Diese Wiedergewinnung der Mantelbleche bietet aber besonders dann ernstliche Schwierigkeiten, wenn man dieselben nach vollendeter Versenkung aus dem Boden herausziehen soll, während deren Wiedergewinnung oder Beseitigung wesentlich leichter ist, wenn es sich bloß darum handelt, denjenigen Teil derselben wieder zu gewinnen, der sich über dem Boden befindet, auch wenn er tief unter Wasser liegt.

b) Um den Blechmantel wieder zu gewinnen, wenn er unter dem Boden liegt, muß er so angeordnet sein, daß er sich leicht in einzelnen Stücken ausheben läßt, die trotzdem während der Versenkung genügend wasserdicht verbunden und auch durch die Reibung nicht verschiebbar sein dürfen.

Vom Verfasser wurde zu dem Zweck in La Rochelle, Fécamp und Bordeaux die in den Fig. 25 bis 29 (S. 286) dargestellte Anordnung getroffen.

Der Mantel bestand aus Blechstreifen von 1 m Breite, welche lotrecht in der ganzen Gründungstiefe nebeneinander gestellt und an den Wandblechen der Arbeitskammer dicht über den Deckenbalken befestigt waren.

Die Befestigungsweise mußte so gewählt werden, daß sie einerseits der Zugkraft gewachsen war, welche bei der Versenkung durch die Reibung erwächst, bei stärkerem Zuge aber gelöst werden konnte und andererseits gleichzeitig wasserdicht war.

Man erreicht dies, indem man den untersten Blechtafeln ausgeschlitzte Bolzenlöcher giebt und sie mit einer zwischenliegenden Kautschukeinlage an die Blechtafeln der Arbeitskammer anschraubt, wogegen die übereinander liegenden Tafeln des gleichen

Fig. 25 bis 29. Kaimauern von Bordeaux.

Fig. 25. M. 1 : 10.

Fig. 28. Halber Querschnitt. M. 1 : 100.

Fig. 29. Teil der Ansicht.

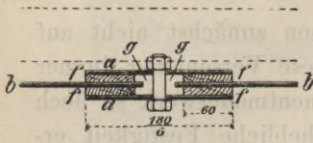
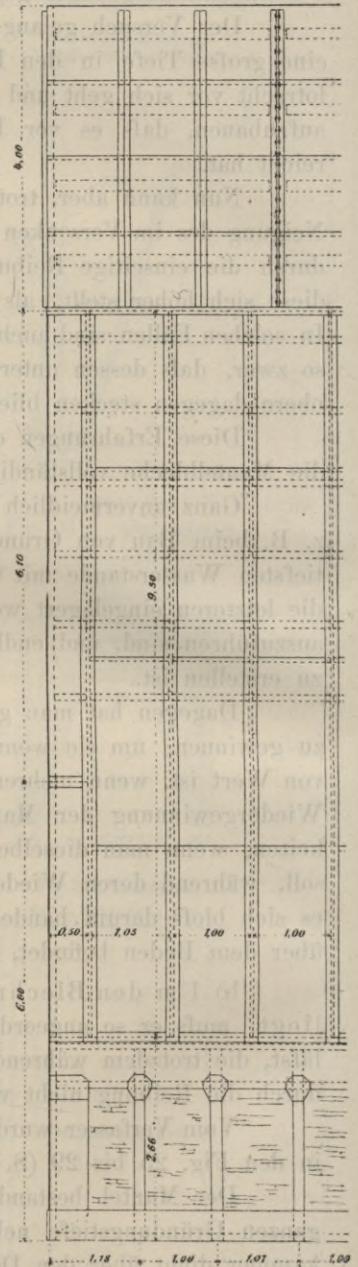
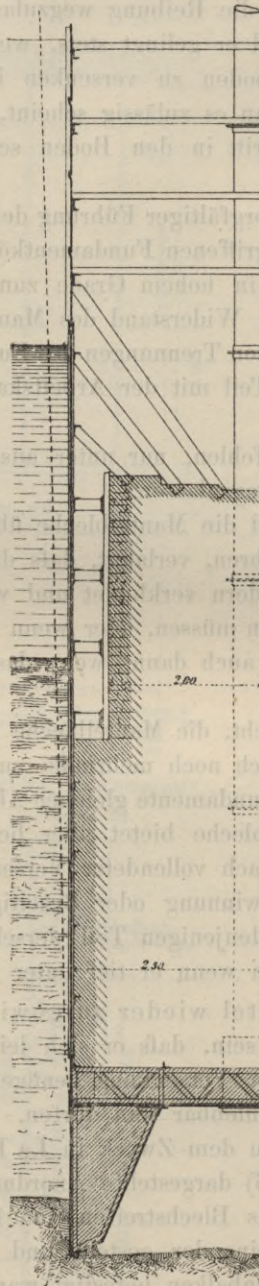
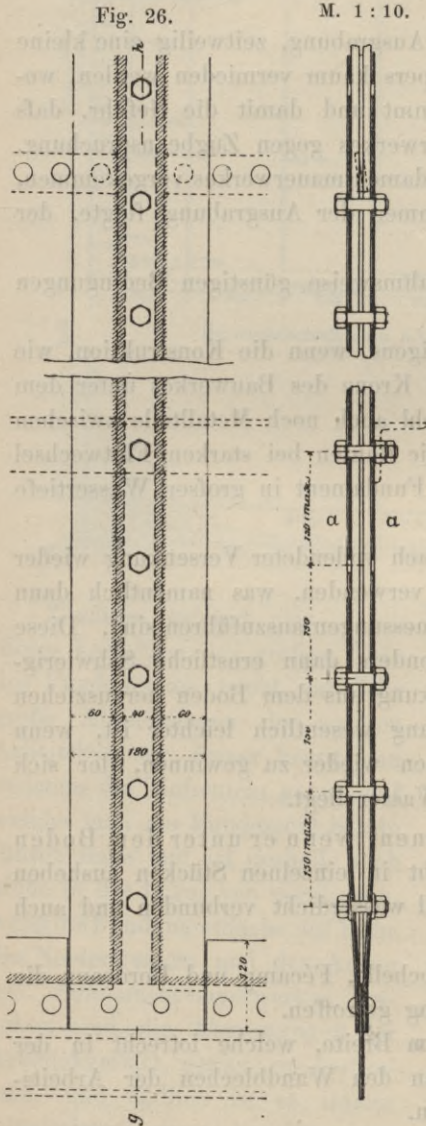


Fig. 27. Lotrechter Schnitt g-h. M. 1 : 10.



vertikalen Blechstreifens untereinander vernietet werden. Um nun die einzelnen lotrechten Streifen unter sich zu verbinden, befestigt man an den Wandblechen der Arbeitskammer in Abständen von etwas mehr als 1 m, je außen und innen, ein lotrecht gestelltes Flach-eisen *a* mit zwei schwachen Nieten. Zwischen diese Flacheisen kommen je zwei neben-einander liegende lotrechte Blechstreifen *b* zu liegen, ohne sich indessen zu berühren,

sodafs zwischen deren Rändern jeweilen durchgehende Bolzen gestatten die Flacheisen zusammenzuziehen und somit die Bleche einzuklemmen.

Um nun, trotz dieses blofsen Zusammenklemmens, dennoch eine hinreichende Dichtung zu erhalten, setzt man auf den Rand der zwei Bleche schwache Streifen von Tannenholz *ff*, welche auf diese Weise mit eingeklemmt werden, im Wasser aufquellen und genügend dichten.

Will man nun nach vollendeter Versenkung den Blechmantel entfernen, so führt man in den Raum *g* ein Eisen ein, welches unten keilförmig zugeschnitten ist und mit welchem man die Holzstreifen, welche die Dichtung bewirken, aus den Flacheisen herausdrängt; hat dann dieses Eisen eine geringere Dicke als die Holzstreifen, so werden die Schrauben, welche die Flacheisen zusammenhalten, lose; das Eisen kann herausgezogen werden, und nun reißt man mit Hilfe von Ketten und Zugschrauben die Flacheisenpaare von den Nieten los, welche sie an der Arbeitskammer festhalten, um dann mit der gleichen Vorrichtung auch die einzelnen lotrechten Blechlamellen herauszuziehen, wobei blofs deren Reibung gegen den seitlich anstehenden Boden zu überwinden ist.

Sollte es notwendig werden, den Mantel während der Versenkung abzustEIFen, um seinen Widerstand gegen den Wasserdruck zu erhöhen, so verbindet man zunächst die lotrechten Doppelflacheisen durch wagerechte Winkel-, T- oder L-Eisen und stützt gegen dieselben eine Verspreizung aus Holz oder Eisen.

Wenn die Mantelbleche nicht tiefer als 3 m im Boden stecken, so gelingt es im allgemeinen bei dieser Anlage, dieselben wiederzugewinnen; bei plastischem Thonboden verlangt dies aber schon einen erheblichen Kraftaufwand.

Ein ähnliches Verfahren wurde seinerzeit von Schmoll & Gärtner in Wien angegeben, welche den zusammenhängenden Blechmantel während der Versenkungsarbeit mittels Flacheisen an die Wandung der Arbeitskammer festgeschraubt hielten. Nach vollendeter Versenkung und vor Ausfüllung der Arbeitskammer wurden die Schrauben im Innern der letzteren gelöst, was nunmehr gestattet haben soll den Blechmantel zu heben.

Jedenfalls gelingt dieses Verfahren nur bei geringen Tiefen, da die Reibung sonst kaum zu überwinden sein würde.

c) Die Entfernung des Blechmantels über dem Boden, in großer Wassertiefe, geschieht in der einfachsten Weise derart, daß der bewegliche Mantel mit dem unteren, nicht zu entfernenden Teile nicht vernietet, sondern verschraubt wird. Man säumt die beiden zu trennenden Teile zu dem Zwecke mit Winkeleisen, zwischen welche eine Dichtung aus Kautschuk oder auch blofs aus geteertem Hanf eingelegt wird. Ist die Versenkung vollendet und das Mauerwerk im Schutze des Blechmantels bis über den Wasserspiegel aufgebaut, so werden an der Verbindungsstelle die Schrauben gelöst, zeitweilig durch Korkzapfen ersetzt und dann wird der ganze Mantel gleichzeitig gehoben. Dieses Verfahren setzt voraus, daß man von vornherein die Tiefe der Versenkung genau bestimmen konnte und daß zwischen dem Mauerwerk und dem Blechmantel ein Zwischenraum besteht, der es gestattet, zu den Schrauben zu gelangen. Sollte diese letztere Bedingung nicht vorliegen, so müssen die Winkeleisen auf der Wasserseite angebracht werden und das Lösen der Schrauben muß dann durch den Taucher geschehen.

Um den Mantel zerlegen und wieder verwenden zu können, wird er oft aus Blechtafeln verschiedener Größe zusammengesetzt, welche allseitig mit Winkeleisen gesäumt sind, die mittels Bolzen und zwischengelegter Dichtung vereinigt werden.

Diese Anordnung bietet namentlich dann Vorteile, wenn die verschiedenen Fundamentkörper nicht alle die gleichen Abmessungen besitzen, indem dann den einzelnen Tafeln des Blechmantels verschiedene Abmessungen gegeben werden können, welche gestatten, aus ihnen Blechmäntel verschiedener Größe zusammensetzen zu können.

Das besprochene Verfahren wurde vom Verfasser bei Erstellung der Fundamente für die Nadel- und Rolladen-Wehre in der unteren Seine und für die zugehörigen Schleusen mit Vorteil angewandt.

Da nun das Lösen der Mantelbleche durch Taucher oft mit großen Schwierigkeiten verbunden ist, so hat H. Hersent, beim Bau der Schleuse in St. Aubin an der unteren Seine, einen eigenen Gang am unteren Ende der Mantelbleche angelegt, der für die Zeitdauer des Abschraubens trocken gelegt werden kann, sodafs die Arbeiter in ihm das Abschrauben ohne Gefahr vornehmen konnten (s. Fig. 30 bis 34).

Fig. 30 bis 34. Schleuse von St. Aubin an der Seine.

Fig. 30. M. 1:125.

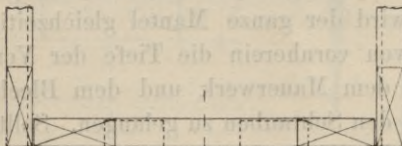
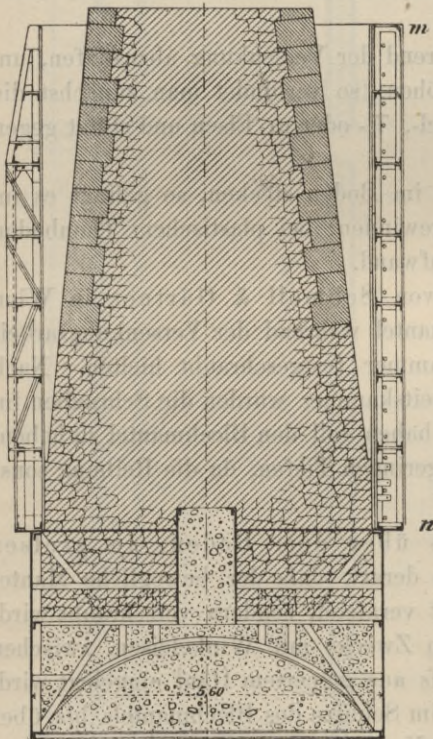


Fig. 31. M. 1:1250.

Fig. 32. Schnitt M-N (Ansicht). M. 1:125.

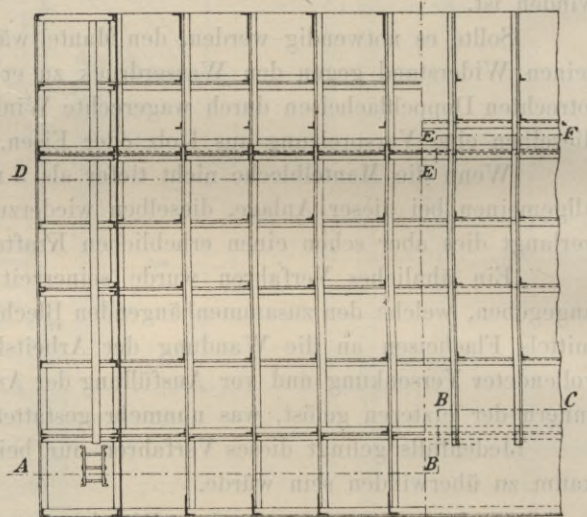


Fig. 33. Schnitt AB-BC.

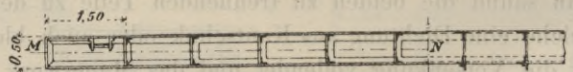
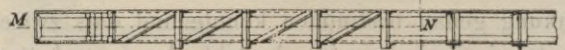


Fig. 34. Schnitt DE-EF.



Laut der Veröffentlichung der von dem Genannten ausgeführten Bauten (Paris, Imp. Chaix 1889) erhielten die einzelnen Mantelstücke eine Höhe mn (Fig. 30) von 8,50 m und Breiten von 5,30 bis 13 m, und waren sowohl am unteren Teile, als auch an den lotrechten Ecken mit einem Gang von 1,50 m Höhe bzw. Länge und 0,50 m

Breite versehen. Im übrigen bestanden sie aus einer einfachen Blechwand mit entsprechender Versteifung. Die Dichtung wurde in den wagerechten Fugen mit Kautschukbändern, in den lotrechten Fugen (Ecken) dagegen mit kleinen Holzleisten erzielt. Der nämliche Unternehmer hat später bei Erstellung der Kaimauern in Antwerpen, die auf einer langen Reihe von Arbeitskammern stehen, welche alle die nämlichen Abmessungen erhielten, im wesentlichen die gleiche Anordnung beibehalten, jedoch seinen Blechmantel aus einem einzigen Stück erstellt und somit die Verbindung einzelner Teile in den Ecken vermieden, welche in St. Aubin notwendig war.

Der viereckige Blechmantel in Antwerpen (Fig. 3 u. 4, Taf. IX) erhielt eine Länge von 25 m, eine Breite von 9 m außen, oder, mit Rücksicht auf die Breite der Gänge von je 0,50 m, eine innere Abmessung von 24 m auf 8 m, bei einer Gesamthöhe von 12 m. Um ihn zu heben und auf die Arbeitskammern stellen zu können, hat Hersent denselben an einem eisernen Gerüst aufgehängt, welches auf zwei zusammengekuppelten Schiffen aufgestellt war. Jedes dieser Schiffe war 26 m lang, 5,15 m breit und 2,30 m tief und trug je 6 eiserne Bünde, die in 12 m Höhe über dem Wasserspiegel mit denjenigen des gegenüberliegenden Schiffes verbunden waren. Die Endbünde waren in ihrer ganzen Höhe gegenseitig mehrfach versteift und bildeten die eigentliche Kuppelung der Schiffe. An jedem Bunde war ein Flaschenzug aufgehängt, der das Mantelblech zu tragen hatte, sodafs dieses an 12 Flaschenzügen hing. Die Flaschenzugseile gingen auf ebensoviel Winden, welche durch eine einzige Dampfmaschine, dagegen von je einer Welle in jedem der beiden Schiffe aus, gleichzeitig in Bewegung gesetzt wurden. Das Gesamtgewicht des Mantelbleches betrug 200 t.

Diese Vorrichtung kann selbstverständlich nur dann lohnend sein, wenn, wie dies bei langgestreckten Kaibauten der Fall ist, eine große Zahl von Fundamenten gleicher Abmessung zu erstellen sind; sie fand durch den gleichen Ingenieur bei den Hafengebäuden in Lissabon in einer etwas anderen Form, jedoch ohne grundsätzlichen Unterschied, ebenfalls Verwendung.

Der großen Höhe wegen bietet das Werkzeug jedoch bei Hafengebäuden dem Winde eine so große Fläche, daß die Gefahr des Umkippen oft kaum vermieden werden kann, weshalb derartige Unfälle thatsächlich schon mehrfach vorgekommen sind.

d) Ausführung des Mauerwerkes in einem zweiten beweglichen Caisson. Die Schwierigkeiten, welche mit der Handhabung eines großen beweglichen Blechmantels verbunden sind, haben zu einem einfacheren Verfahren geführt, welches namentlich dann von Wert ist, wenn die Fundierungen am Meere oder in einem Wasserlaufe auszuführen sind, in welchem sich Flut und Ebbe sehr bemerklich machen.

Hält man in einem solchen Falle das Mauerwerk stets oberhalb der höchsten Flut, so belastet man bei eintretender Ebbe den Caisson unverhältnismäßig stark, sodafs er, namentlich bei Schlamm Boden, zur Ebbezeit bis an die Decke in denselben einsinkt, die Arbeit erschwert und sogar die Sicherheit der Arbeiter gefährdet. Wird dagegen unter dem Schutze eines Blechmantels das Mauerwerk wesentlich tiefer gehalten, als die Hochflut, so ist der Mantel über dem Mauerwerk gegen den Druck der steigenden Flut durch Absteifungen gegen Einbiegen zu stützen, wodurch andererseits die Ausführung der Maurerarbeit erschwert und gefährdet wird.

Unter solchen Verhältnissen weicht man jeder Schwierigkeit aus und kann bei Flut und Ebbe, unter sich gleich bleibenden Verhältnissen, die Arbeit fortführen, wenn man die Aufmauerung des Fundamentmauerwerkes in der Arbeitskammer eines zweiten

Caissons ausführt, der unabhängig von der Versenkung der Kammer, in welcher sich der Erdaushub vollzieht, sich mit seiner Decke, auch bei der tiefsten Ebbe, stets unter dem Wasserspiegel befindet. Der Verfasser hat beim Bau der neuen vertikalen Kais in Bordeaux mit Erfolg zu diesem Auswege gegriffen (s. Taf. XI, Fig. 15 bis 21).

Die Kais in Bordeaux bestehen thatsächlich aus einem angeschütteten Stein-damme, dessen vordere (flufsseitige) Böschung durch Erstellung von Pfeilern und Bogen überbrückt wurde, um einen vertikalen Kai zu erhalten. Man hatte zu dieser Bauweise Zuflucht ergriffen, um mit Rücksicht auf den Untergrund, welcher auf sehr grofse Tiefe blofs aus Schlamm besteht, den Schub der Anschüttung nicht auf die Kaimauer übertragen zu müssen, die sonst ausnahmsweise breite Fundierungen hätte erhalten müssen. Die Pfeiler dieser Bogenstellung wurden mittels Druckluft durch den Schlamm bis auf eine tieferliegende Schichte von feinem Kies mit Sand hinabgeführt, wobei die oben erwähnten Schwierigkeiten in der Ausführung fühlbar wurden, indem zur Äquinoktialzeit die Fluthöhe 6,20 m über die tiefste Ebbe stieg.

Da der Flufsboden an der Stelle der Gründung durchschnittlich bis auf 4 m unter dem Ebbwasserspiegel ausgebaggert worden war, so wurde die Gründung in folgender Weise durchgeführt.

Die Caissons, welche die Arbeitskammer eines Pfeilerfundamentes zu bilden bestimmt waren und deren Abmessungen, je nach der Lage, $10,50 \times 5$ oder 11×6 m betragen und deren Bauart und Beförderungsweise auf die Baustelle schon weiter oben beschrieben ist, wurden an der ihnen zufallenden Stelle auf den Flufsboden heruntergelassen und trugen einen Blechmantel von 1,80 m über den Deckenbalken der Arbeitskammer. Überdies waren auf den Caissons die unteren Ansätze zweier Steigeröhren aufgesetzt, die eine zur Aufnahme einer Schleuse mit Aufzugsvorrichtung für den auszuhebenden Boden, die andere als Einsteigeröhre für die Arbeiter. Diese Röhren waren so lang bemessen, dafs sie bei Ebbe in ihrem oberen Teile trocken gelegt wurden, dagegen tief unter dem Flutwasserspiegel standen.

Mit steigender Flut wurde nun über diesen unteren Caisson ein zweiter geschwemmt, der bestimmt war über den unteren gestülpt zu werden, um dort Mauerwerk aufzuführen und deshalb eine besondere Bauart erhalten hatte. Zunächst betrug seine innere Länge 75 cm und seine Breite 50 cm mehr, als die Länge und Breite des unteren Caissons, somit für einen Pfeiler von 11 m Länge und 5 m Breite bzw. 11,75 m und 5,50 m. Die Arbeitskammer hatte eine Höhe von 2,25 m und war von zwei Röhren durchsetzt, welche noch 1,75 m über die Decke hinausreichten, an beiden Enden offen waren und dazu dienten, den Steigeröhren der unteren Arbeitskammer den Durchgang zu gestatten.

Die Wände dieses oberen Caissons waren nur schwach versteift und gegen die Decke abgestützt, weil sie blofs einem Drucke von innen zu widerstehen hatten; ebenso war auch deren Decke blofs mit einem leichten Gebälke versehen, um dem unteren Auftriebe widerstehen zu können. Über der Decke waren die Seitenwandungen der Arbeitskammer um 1,75 m verlängert und bildeten, wenn wasserfrei, einen Schwimmer mit kräftiger Versteifung, wogegen bei Öffnung einer Schütze in der Seitenwand das Wasser eintreten und zur Belastung der ganzen Vorrichtung dienen konnte.

Während beim unteren Caisson, wie üblich, die Steigeröhren für die Luftschleusen in der Achse des Caissons angelegt waren, lagen sie beim oberen Caisson nahe den Seitenwänden und führten wieder zu einer Personen- und einer Materialschleuse,

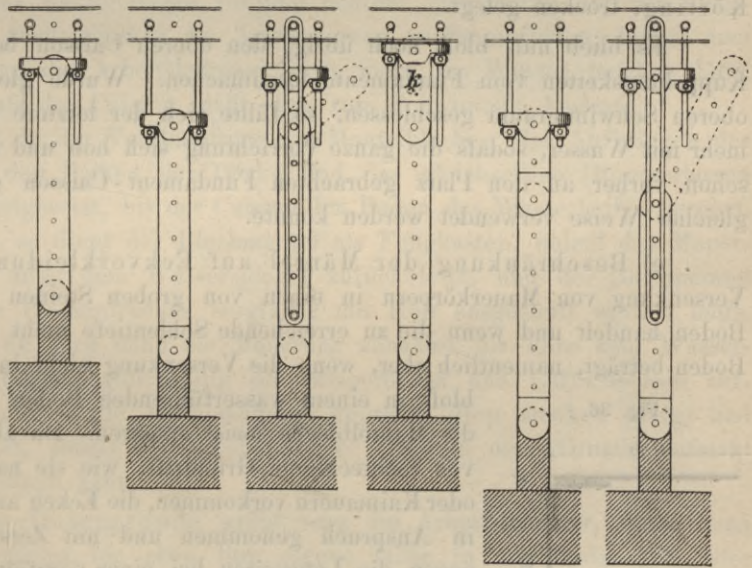
welche in einer Höhe von 8 m über Unterkante der Arbeitskammer aufgesetzt und mit einem Boden umgeben waren, der auf die Decke der Arbeitskammer abgestützt war.

Diese Vorrichtung, welche mit einigem Ballast auf der Decke der Arbeitskammer genau lotrecht schwamm, wurde bei Flut derart über den unteren Caisson gestellt, daß sie bei eintretender Ebbe bei der dann vorhandenen Wassertiefe auf den letzteren zu sitzen kam.

Dabei traten die Steigeröhren des unteren Caissons in die durchgehenden Röhren des oberen, und da der Rand des oberen Caissons den unteren umfaßte, so kamen die in der Mitte des oberen Caissons befindlichen Röhren auf die Decke des unteren aufzustehen. Wurde nun der obere Caisson durch Wasser belastet, indem man die Schütze in seinem oberen Mantel zog, so konnte mittels Druckluft die obere Arbeitskammer trocken gelegt und von derselben aus der obere Caisson an den unteren angekuppelt werden. Dies geschah mit Hilfe der Ketten, welche im oberen Caisson an eisernen Unterzügen, je aus zwei C-Eisen bestehend, hingen, die unter den Deckenbalken angeschraubt worden waren, welche dagegen im unteren Caisson unmittelbar an der Seele der Deckenbalken befestigt wurden.

Diese Ketten bestanden aus einfachen und Doppelgliedern aus Flacheisen und mußten nach Maßgabe der Versenkung des unteren Caissons verlängert werden, weil die Lage des oberen Caissons gegenüber dem

Fig. 35.



Niederwasserspiegel sich nicht wesentlich verändern sollte. Zur Verlängerung hingen die Ketten oben an einem Querstücke zwischen zwei Schrauben, an welchen das Querstück infolge Verschiebung der Muttern verschoben werden konnte. War die Schraubenlänge abgelaufen, so wurde die Kette vorläufig an einem Bügel aufgehängt (s. Fig. 35), dann wurde die Verbindung mit dem

Zwischenstück durch Nachlassen der Schrauben gelöst und ein kurzes halbes Kettenglied *k* eingeschaltet, nach dessen Ablauf dasselbe durch ein ganzes Glied in gleicher Weise ersetzt wurde.

Von dem Augenblick an, wo die zwei Caissons zusammengekuppelt waren, konnte sofort die Mauerung auf der Decke des unteren Caissons beginnen und bei der nächstfolgenden Ebbe die Verlängerung der Steiggeschächte für die untere Arbeitskammer stattfinden, somit auch die Versenkung des unteren Caissons begonnen werden.

Zur Mauerung in der oberen Arbeitskammer wurden Steine und Mörtel durch die Materialschleuse hereinbefördert und die ganze Kammer wurde elektrisch beleuchtet. Nunmehr konnte man mit der geringsten Belastung durch Mauerwerk, bei jeder

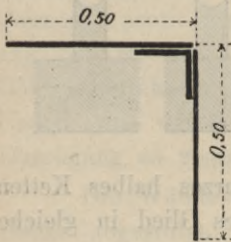
Fluthöhe, den unteren Caisson versenken, indem die Wasserverdrängung durch diese Anordnung bei Ebbe und Flut unverändert gleich groß blieb. Damit war aber auch jede Gefahr für die Arbeiter im unteren Caisson, welche vorher bei eintretender Ebbe durch plötzliches Einsinken des Caissons in den weichen Boden eintreten konnte, beseitigt. Man hatte einzig darauf zu achten, daß der obere Caisson mindestens bis zur Höhe der Deckenbalken unter Niedrigwasser blieb und hatte die dicht über letzteren liegende Schütze in der Wandung des über der Decke befindlichen Blechmantels offen zu halten.

War nun das Pfeilerfundament auf der vorgeschriebenen Tiefe angelangt, so fand die Ausfüllung der Arbeitskammer des unteren Caissons in gebräuchlicher Weise statt. Gleicherweise wurden auch die Schleusen und Steigeröhren desselben gehoben und entfernt, und es handelte sich nun bloß noch um Ausfüllung des Schachtes der Steigeröhren. Um auch diese unter den günstigsten Bedingungen auszuführen, wurden zunächst die beiden Röhrenfutter im oberen Caisson während der Ebbe mit eisernen aufgeschraubten Deckeln abgeschlossen und dann ihr unterer Teil, der zu dem Zweck einen kleineren Durchmesser erhalten hatte, abgeschraubt und in den oberen Röhrenteil hineingeschoben. Dadurch wurde der Röhrenschacht frei gelegt und konnte von der Arbeitskammer des oberen Caissons aus mit Beton ausgefüllt werden. Um diesen Beton trocken einzubringen, wurde der Steigeröhrenschacht mit Hilfe eines Ejektors, System Körting, trocken gelegt.

Es blieb nun bloß noch übrig, den oberen Caisson bei Ebbe durch Lösen der Kuppelungsketten vom Fundamente loszumachen. Wurde gleichzeitig die Schütze zum oberen Schwimmraum geschlossen, so füllte sich der letztere bei steigender Flut nicht mehr mit Wasser, sodaß die ganze Vorrichtung sich hob und sofort auf einen weiteren, schon vorher an den Platz gebrachten Fundament-Caisson geschwemmt und dort in gleicher Weise verwendet werden konnte.

e) Beschränkung der Mäntel auf Eckverkleidungen. Wenn es sich um Versenkung von Mauerkörpern in einen von groben Steinen und alten Mauern freien Boden handelt und wenn die zu erreichende Sohlentiefe nicht mehr als 10 m unter dem Boden beträgt, namentlich aber, wenn die Versenkung nicht in offenem Wasser, sondern

Fig. 36.



bloß in einem wasserführenden Boden stattfindet, so lassen sich die Mantelbleche meist ersparen. Da aber bei Fundamentkörpern von rechteckigem Grundriss, wie sie namentlich bei Widerlagern oder Kaimauern vorkommen, die Ecken am meisten von der Reibung in Anspruch genommen und mit Zerstörung bedroht sind, wogegen die Langseiten bei einer sorgfältigen Bearbeitung der Gesichtflächen und Ausfugen mit Cementmörtel der Reibung nur dann Angriffspunkte bieten, wenn der Caisson sich schief stellt, so ist es stets angezeigt, wenigstens Eckversicherungen vorzusehen.

Damit diese einen Wert erhalten, müssen sie sich wenigstens 50 cm weit beidseitig von der Ecke aus seitlich erstrecken. Am einfachsten führt man sie in zwei Stehblechen von 4 bis 5 mm Stärke aus, die in der Ecke selbst mittels eines Winkeleisens verbunden sind und die zur besseren Verbindung mit dem Mauerwerk mittels Bolzen in dasselbe verankert werden (s. Fig. 36).

Wir haben diese Anordnung mit bestem Erfolg bei Ausführung von Fundamenten aus bloßem Mauerwerk verwendet (Taf. XII, Fig. 7 bis 11) und die Eckverkleidung in

jenen Fällen bis auf den Schling oder eisernen Rahmen, der den Fuß der Arbeitskammer bildet, hinuntergeführt und mit ihm verbunden.

§ 4. Die Aufstellung der Caissons.

a) Allgemeines. So lange eiserne Caissons im Gebrauch sind, werden diese meist auch heute noch, wie oben bei Besprechung der Röhrengründung und derjenigen der Kehler Rheinbrücke erwähnt wurde, auf hölzernen Gerüsten zusammengesetzt. Diese Gerüste stehen auf Pfählen und sind so aufgestellt, daß der Caisson senkrecht über seine Verwendungsstelle zu stehen kommt. Sie besitzen meist zwei Böden, von denen der untere zur Zusammensetzung des Caissons bestimmt ist und leicht entfernt werden kann, während auf dem oberen Hängeschrauben aufgelagert werden, an denen der vollendete Caisson mit Ketten aufgehängt werden kann.

Der Arbeitsvorgang hierbei ist nun folgender:

Sobald die Arbeitskammer vollständig zusammengesetzt und auf ihre Dichtigkeit geprüft ist, wird sie an den Ketten mit Hilfe der Schrauben etwas angehoben, worauf der Rüstboden entfernt wird. Dann beginnt man die Arbeitskammer hinunterzulassen, indem man die Schrauben gleichmäßig ablaufen läßt, die Hängketten entsprechend verlängert, die Hängeschrauben wieder aufzieht und diesen Vorgang so lange fortsetzt, bis die Decke der Arbeitskammer ins Wasser zu tauchen beginnt. Man nimmt dann zunächst das Aufsetzen des Mantelbleches vor und beginnt gleichzeitig auf der Blechdecke und zwischen den Deckenbalken die Ausmauerung in Stampfbeton, indem man mit zunehmender Belastung die Arbeitskammer stets mehr ins Wasser tauchen läßt, wobei zu beachten ist, daß der Caisson nicht etwa zum Schwimmen kommt.

Dieser Vorgang, d. h. die Verlängerung des Mantelbleches, das Aufbringen des Mauerwerkes auch über den Balken der Decke und das gleichzeitige Hinunterlassen des Caissons, wird nun fortgesetzt, bis der Caisson den Boden des Wasserlaufes berührt. Ist die Wassertiefe groß, so dient der Blechmantel als Fangkasten, indem das Mauerwerk oft mehrere Meter unter dem Wasserspiegel zurückbleibt, und der Blechmantel daher zur Aufnahme des Wasserdruckes sorgfältig mit Holz ausgesteift werden muß. Bei festem Untergrunde wird dann die Mauerung zunächst bis nahe zum Wasserspiegel nachgeführt, es werden gleichzeitig die Steigeröhren und Luftschleusen aufgebracht, hierauf wird Luft in die Arbeitskammer geprefst, diese trocken gelegt und nun die Aufhängung gelöst, sodaß die Arbeitskammer frei auf dem Grunde aufsteht und ihre Eingrabung beginnen kann.

Bei beweglichem Untergrunde gräbt man die Arbeitskammer, bevor man die Aufhängung löst, zunächst um etwa ihre eigene Höhe in den Boden ein, oder besser gesagt so weit, bis die Kolkung des Untergrundes, welche durch das Einbringen des Caissons flusaufwärts leicht entsteht, den sinkenden Caisson nicht mehr einholt.

Hat man eine größere Zahl von Fundamenten gleicher Abmessung, z. B. mehrere Pfeiler einer Brücke, auf dieselbe Weise zu gründen, so ist es ökonomisch vorteilhaft, statt für jeden Pfeiler ein eigenes Gerüst zu errichten, sich für alle eines schwimmenden Gerüstes zu bedienen. Statt auf Pfähle stellt man dann das Gerüst wohl am besten auf zwei zusammengekuppelte Schiffe, deren Tragfähigkeit und Abmessungen von den Größenverhältnissen der auszuführenden Gründung abhängen.

Bei Bauten an tiefen, nicht allzu reißenden, Gewässern und bei Bauten am Meere empfiehlt es sich, die eisernen Arbeitskammern: entweder auf einem festen Gerüst dicht am Ufer zusammzusetzen, dann ins Wasser zu lassen, den Caisson über seine

Verwendungsstelle zu schwimmen und dort zu verankern, oder ihn auf einem Helling zu erbauen und wie ein Schiff vom Stapel laufen zu lassen.

An Meeren mit Ebbe und Flut genügt es, den zusammengesetzten Caisson bei Ebbe soweit vorzuschieben, daß er bei Flut zum Schwimmen kommt (siehe Beschreibung der Kaimauern in Bordeaux, S. 290).

b) Hängeschrauben, Hängeketten und ihre Befestigung an den Arbeitskammern. Die Hängeschrauben sind gewöhnlich mit ihren Muttern auf einer Unterlage gelagert, welche eine bescheidene Neigung derselben nach allen Richtungen zuläßt. Die Muttern selbst werden entweder mit Sperrrädern an langen Hebeln gedreht, die zur gleichmäßigen Ablassung der Ketten miteinander verbunden werden

Fig. 37 bis 39.

Lagerung der Hängeschrauben für die Gründungsarbeiten im Hafen von Marseille.

Fig. 37.

Schnitt durch das Lager. M. 1:40.

Fig. 38.

Seitenansicht.

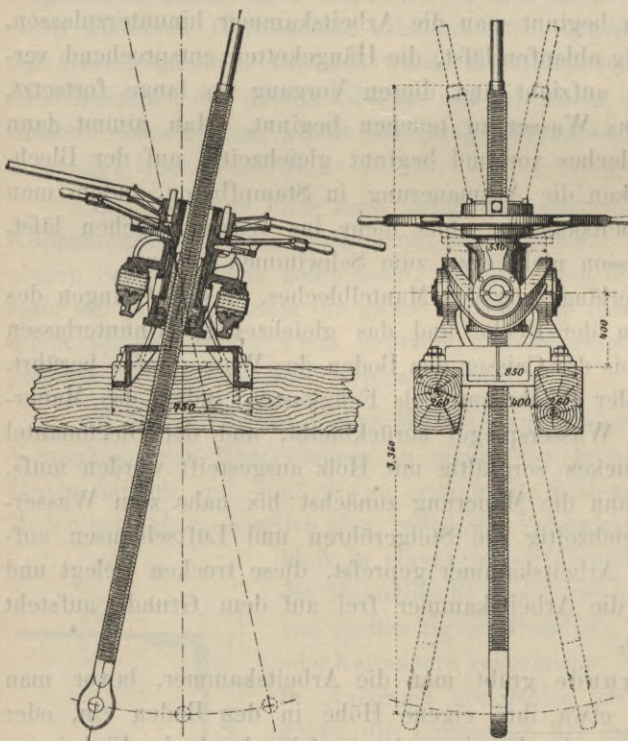
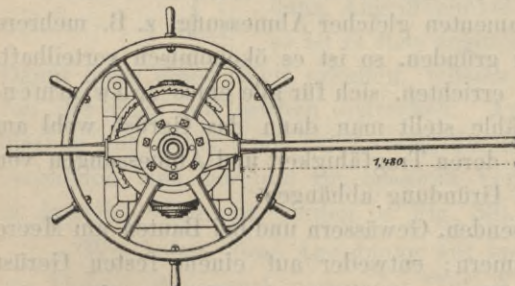


Fig. 39. Daraufrsicht.



(s. Gründung in Kehl, S. 271) oder sie tragen Öffnungen zum Einsetzen von Hebeln, an denen die Arbeiter angreifen. Bei Arbeiten auf der See und auf stark fließenden Strömen, wo die Caissons meist an Schiffen hängen, empfiehlt es sich, mit Rücksicht auf den Wellenschlag, der ein Schwanken der Schiffe und des Caissons zur Folge hat, die Lager der Schrauben so anzuordnen, daß sie diesen Schwankungen mit Leichtigkeit folgen können. Bei den Arbeiten im Hafen von Marseille wurde, dies berücksichtigend, eine Lagerung vorgesehen, wie sie Fig. 37 bis 39 zeigt. Die Ketten bestehen am einfachsten aus langen Gliedern (s. Hebeschrauben, Fig. 51, S. 303) die mit Bolzen verbunden werden. Die Befestigung am Caisson muß in der Weise erfolgen, daß sie gelöst werden kann, wenn sie nicht mehr nötig wird.

Man hat dies in verschiedener Weise meist derart bewirkt, daß an den Seitenwänden der Arbeitskammern ein besonders geformtes Glied der Kette so angeschraubt wurde, daß die Muttern der Befestigungsschrauben dieses Gliedes in der Arbeitskammer gelöst und die Schraubenspindeln nach außen herausgeschlagen werden könnten, wodurch die Aufhängekette frei

Fig. 40.

Aufhängung der Caissons am Gerüst

a. mit schmiedeisernem Bügel. b. mit schmiedeisernem Haken.

M. 1 : 150.

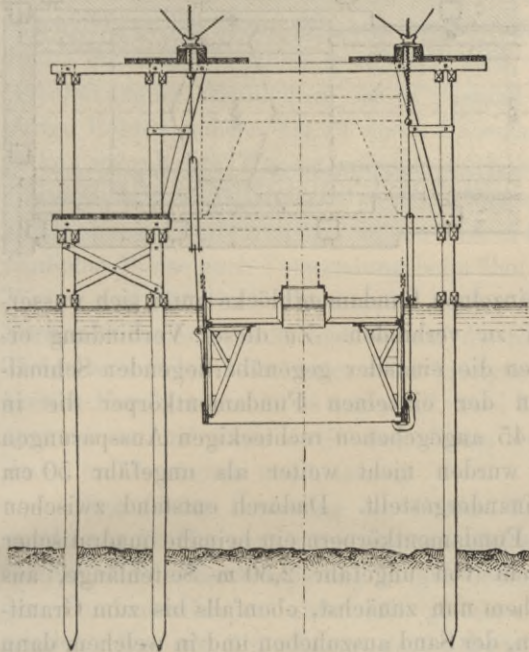


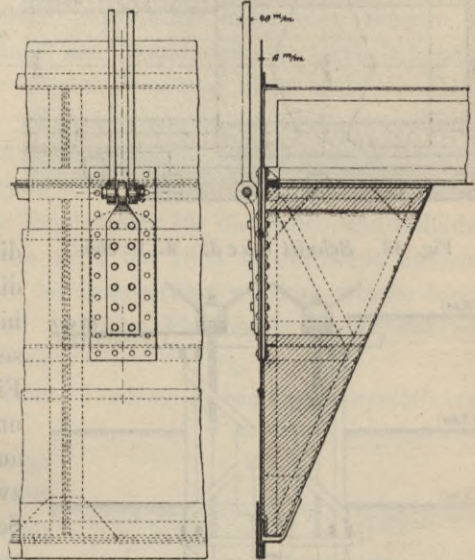
Fig. 41 u. 42.

Aufhängung mit schmiedeisernem Bügel.

M. 1 : 40.

Fig. 41.

Fig. 42.



wird und gehoben werden kann (s. Fig. 40 a, 41 u. 42). Die einfachste Vorkehrung besteht dagegen darin, daß man mit Hilfe eiserner, entsprechend geformter Haken, die unten an den Hängeketten angebracht sind, die Arbeitskammer an der Schneide faßt und diese Haken (s. Fig. 40 b, 43 u. 44) freimacht, wenn die Arbeitskammer auf dem Boden aufsitzt und man nach Verdrängung des Wassers in dieselbe eintreten kann.²⁹⁾

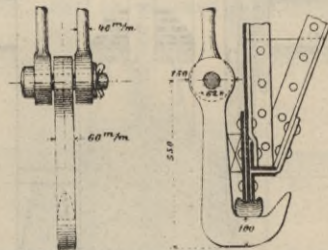
Fig. 43 u. 44.

Aufhängung mit schmiedeisernem Haken.

M. 1 : 25.

Fig. 43.

Fig. 44.



§ 5. Die Erstellung fortlaufender wasserdichter Gründungen. Zum erstenmale war im Jahre 1879 die Aufgabe zu lösen, mit Hilfe von Prefsluft fortlaufende, wasserdichte Fundamente zu erstellen.

Es handelte sich um den Bau zweier Mauern im Hafen von St. Malo und St. Servan³⁰⁾, durch welche während der Ebbe, die den Vorhafen vollständig trocken legt, das Wasser in zwei Flutbecken zurückgehalten werden sollte. In den Mauern waren überdies Schleusen anzulegen. Dabei befand sich der wasserdichte Granitfelsen in einer Tiefe von 5 bis 12 m unter der Sandschicht, welche den Grund des Hafens bildet.

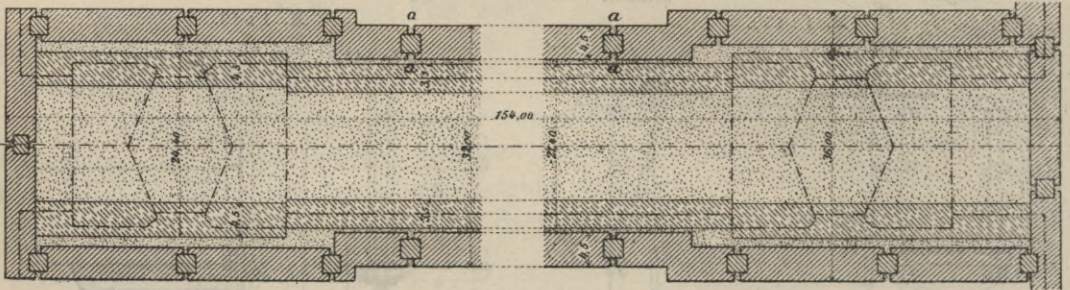
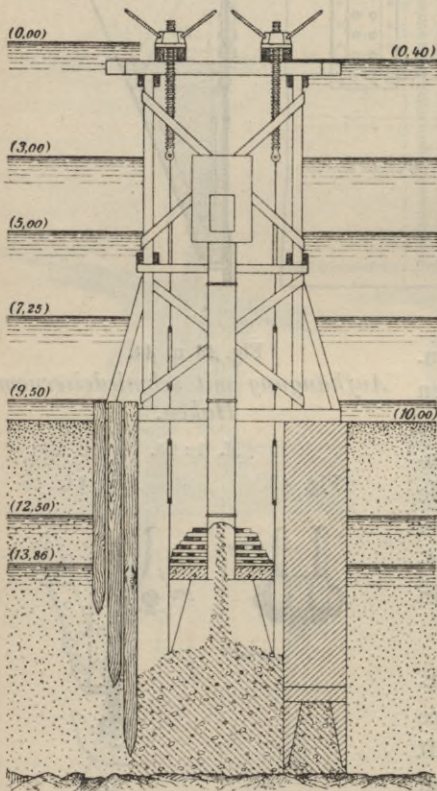
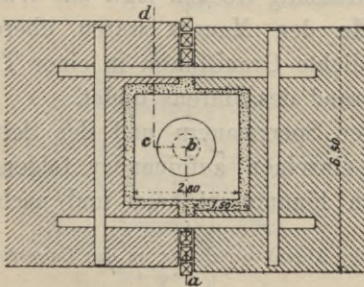
Der Verfasser schlug vor, die Fundamente der Sperrmauern und der Seitenmauern der Schleusen mit Druckluftgründungen in einzelnen aufeinander folgenden Caissons von 25 bis 30 m Länge auf den Granitfelsen hinunterzuführen und nachher

²⁹⁾ Fig. 16 u. 17, Taf. IX zeigen die paarweise Anordnung der Absenkvorrichtung an den Caissons der Königsberger Pregelbrücke, vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1866, S. 523.

³⁰⁾ Vom Verfasser ausgeführt 1879—1882.

Fig. 45 bis 47. *Hafen von St. Malo und St. Servan.*

Fig. 45. M. 1 : 1000.

Fig. 46. *Schnitt a b c d.* M. 1 : 200.Fig. 47. *Grundrifs.* M. 1 : 200.

die einzelnen Fundamentblöcke unter sich wasserdicht zu verbinden. Zu dieser Verbindung erhielten die einander gegenüberliegenden Schmalseiten der einzelnen Fundamentkörper die in Fig. 45 angegebenen rechteckigen Aussparungen und wurden nicht weiter als ungefähr 50 cm auseinandergestellt. Dadurch entstand zwischen zwei Fundamentkörpern ein beinahe quadratischer Schacht von ungefähr 2,50 m Seitenlänge, aus welchem nun zunächst, ebenfalls bis zum Granitfelsen, der Sand auszuheben und in welchem dann das zur Verbindung zwischen den einzelnen Fundamentkörpern dienende Mauerwerk einzubringen war.

Dort, wo der Felsen nur wenige Meter unter dem Sandboden lag, vollzog sich diese Arbeit ziemlich leicht während der Ebbezeit, indem die beiderseitigen Spalten *a* mittels Spunddielen geschlossen wurden, sodafs der Schacht, mit einer kleinen Pumpe zum Aushub und zum Einbringen des Betons, während der Ebbezeit trocken gelegt werden konnte. Wo aber der Felsen in großer Tiefe lag, wurde in den Schacht ein kleiner eiserner Caisson eingebracht (Fig. 46 u. 47), dessen Seiten etwas kürzer waren, als die Seiten des Schachtes und mit dessen Hilfe der Bodenaushub bis auf den Felsen besorgt wurde. Nach Maßgabe des Fortschrittes des Aushubes wurden Bretter zwischen die in der Zeichnung ange deuteten Winkeleisen der Spalten eingelegt, um das Eindringen neuer Erdmassen in den Schacht zu verhindern. War der Aushub vollendet, so begann die Einfüllung von Beton, der durch eine besondere Betonschleuse, die oben seitlich an der Steigeröhre angebracht war, in den eisernen

Kasten gebracht wurde. Dieser Beton wurde nun sorgfältig unter der Unterkante des kleinen Caissons herausgeschoben und gegen die Seitenwände des Schachtes geprefst, indem gleichzeitig der Caisson selbst, unter Benutzung von Schrauben, die an einem Gerüst hingen, welches sich auf die beiden zu verbindenden Fundamentkörper stützte, allmählich in die Höhe gehoben wurde. Um diese Arbeit zu vollziehen, ohne daß der Beton durch die Luftblasen zerstört wird, welche gewöhnlich unter dem Wasser der Arbeitskammer entweichen, ist es passend, längs den Wänden der Arbeitskammer einige Röhren nahezu bis zu deren Unterkante hinabreichen und dicht unter der Decke in das umgebende Wasser münden zu lassen. Man erreicht damit, daß der allfällige Überschufs an Luft, statt unter dem Caissonende zu entweichen, durch diese Röhren abzieht. Dieses Verfahren hat zu den besten Ergebnissen geführt und fand bald darauf in ähnlicher Weise auch Verwendung beim Bau der Fundamente für die Nadel- und Rolladen-Wehre und für die Schleusen, die in den Jahren 1881 bis 1884 in der Seine zwischen Paris und Rouen erstellt und bis auf die Kreide hinuntergeführt wurden, welche dort in Tiefen von 6 bis 12 m unter dem kiesigen und sandigen Flußboden liegt. Bei sehr breiten Fundamenten ist es angezeigt, zwei Schächte anzuordnen und dann auch den Raum zwischen ihnen im Trocken auszumauern.

Eine kleine Änderung an diesem Vorgange wurde von H. Hersent vorgenommen, welche darin besteht, daß seine Aussparung in den Schmalseiten der Fundamentkörper nicht mit gleichem Querschnitte bis zur Unterkante der Arbeitskammer reicht, sondern in den zwei untersten Metern an Breite allmählich abnimmt und endlich auf 0 ausläuft (s. Taf. XII, Fig. 12 u. 13). Damit wird erreicht, daß der Aushub des Bodens im Schachte während der Versenkung der zu verbindenden Fundamente bewerkstelligt wird und zwar um so vollständiger, je enger die Spalte zwischen ihnen gelassen werden kann, sodafs dann blofs noch von oben die Einfüllung des Betons stattzufinden hat, welche in diesem Falle mit Hilfe eines Betonkastens unter Wasser ausgeführt wurde. Man konnte indessen schon nach wenigen Wochen an einer Spalte erkennen, daß die Verbindung nicht so innig ausgefallen war, wie bei dem vorher angegebenen Verfahren.

Ist die vollständige Wasserdichtigkeit von großer Bedeutung, so kann man diese dadurch erreichen, daß man zunächst das Mantelblech an den beiden Seiten C und D des Schachtes (Fig. 48 u. 49) entfernt, bevor man die Ausfüllung mit Beton beginnt, um das zu verbindende Mauerwerk blofszulegen, und daß man dann den Schacht in seiner ganzen Höhe trocken legt, um dessen Ausfüllung sorgfältig vornehmen zu können.

Fig. 48 u. 49.

Verbindung von Fundamentblöcken.

M. 1 : 200.

Fig. 48.

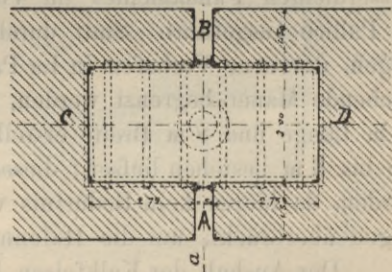
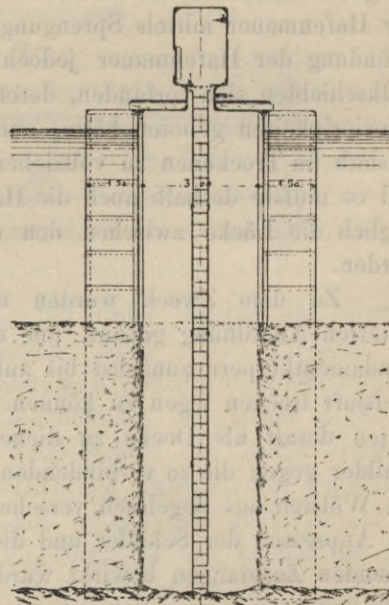


Fig. 49. Schnitt a-b.

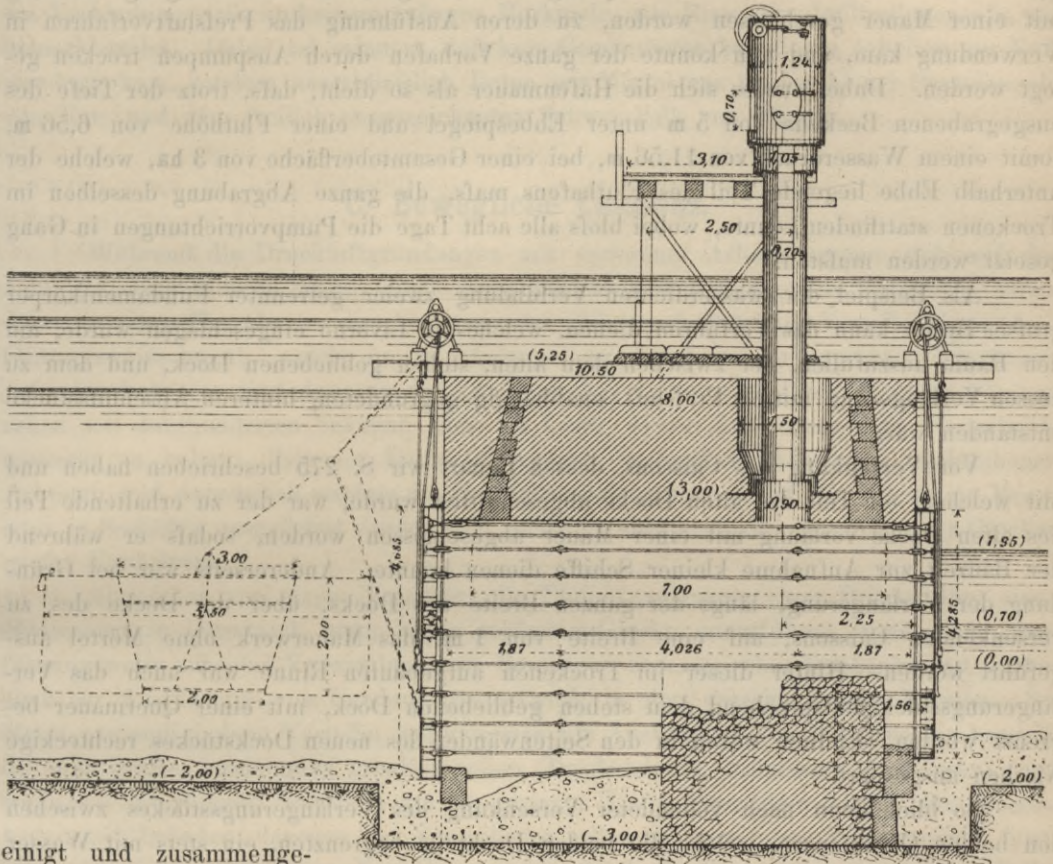


Es läßt sich dies dadurch erreichen, daß man den Schacht zunächst über Wasser mit einem eisernen Deckel abschließt, den man mit den Mantelblechen auf den Langseiten desselben oben dicht verbindet, welche zu dem Zweck über das Wasser herausragen müssen. Gleichzeitig werden die Spalten *A* und *B* bis auf den Boden des Gewässers mit einer Blechplatte abgeschlossen. Auf den Deckel wird nun eine kleine Luftschleuse aufgesetzt, Preßluft eingeleitet und die Deckplatte allmählich so stark belastet, daß sie dem jeweiligen Auftriebe Gleichgewicht zu halten vermag. Der Schacht wird derart zunächst so tief trocken gelegt, als die Blechtafeln in den Spalten reichen, d. h. bis auf den Boden des Gewässers. Indem man nun von hier ab, wie beim Bau einer Gallerie, zwischen den Winkeleisen in der Spalte hölzerne Pfähle vortreibt und deren Fugen mit Lehm verstreicht, wird es möglich, das Wasser im Schachte immer tiefer zu senken, den Erdaushub auszuführen und derart allmählich bis auf die Tiefe der Fundamente zu gelangen. Nun beginnt von unten nach oben die Ablösung der Mantelbleche auf den Schachtseiten *C* und *D*, welche durch eine passende Anordnung derselben von vornherein erleichtert werden kann, und gleichzeitig die Ausfüllung mit Beton oder Mauerwerk. Man wird solche Arbeiten mit vollem Erfolge durchführen, wenn man für eine ausgiebige Luftzufuhr besorgt ist, welche allfällige Entweichungen, infolge Undichtigkeit in den Spalten *A* und *B*, auszugleichen vermag.

Unter ganz eigenartigen Verhältnissen haben wir die Erstellung eines fortlaufenden wasserdichten Fundamentes im Vorhafen zum neuen Hafen von La Rochelle nächst La Pallice ausgeführt. Statt durch einen Hafendamm, mußte, örtlicher Verhältnisse wegen, der neue Vorhafen in La Pallice durch eine bis 5,50 m unter Ebbespiegel hinabreichende Mauer begrenzt werden, die ursprünglich in einzelnen Fundamentblöcken von 20 m Länge und 8 m Breite erstellt wurde, welche unter sich einen Zwischenraum von 1,5 bis 3 m bestehen ließen; dieser Zwischenraum sollte im Fundament nicht ausgefüllt werden, da hierzu kein Bedürfnis vorlag, wurde aber dicht über Ebbespiegel mit kleinen Bogen überbrückt, um die Hafenmauer über Ebbe fortlaufend aufzuauern zu können.

Der Aushub der Kalkfelsen hinter dieser Hafenmauer, welcher zur Schaffung der nötigen Wassertiefe im Vorhafen vorgesehen worden war, sollte ursprünglich im Schutze der Hafenmauer mittels Sprengung und Baggerung unter Wasser stattfinden. Da die Gründung der Hafenmauer jedoch ergab, daß in einiger Tiefe sehr hohe und harte Kalkschichten sich vorfanden, deren Aushub mittels des vorgesehenen Verfahrens große Schwierigkeiten geboten hätte, entschloß man sich im Laufe der Bauausführung, den Aushub im Trockenen zu vollziehen, da der Boden sich als ziemlich wasserdicht erwies, und es mußte deshalb auch die Hafenmauer in ihrer ganzen Tiefe wasserdicht erstellt, folglich die Lücke zwischen den einzelnen Fundamentkörpern wasserdicht geschlossen werden.

Zu dem Zweck wurden mehrere eiserne Schilder mit der in Fig. 50 erläuterten Anordnung gebaut, um mit denselben äußerlich die Lücken zwischen zwei Fundamentkörpern zunächst bis auf den Boden abzuschließen und durch Einführung von Preßluft trocken legen zu können. Die schon ausgeführten Gewölbe über den Lücken hatten derart als Decke zu dienen. Um den wasserdichten Abschluß der eisernen Schilder gegen die zu verbindenden Fundamentmauern zu erzielen, wurden deren Ränder mit Wülsten aus Segeltuch versehen, die man mit Moos ausgefüllt hatte, während dem das Anpressen der Schilder und dieser Wülste gegen die Mauern mit Hilfe von durchgehenden Zugstangen bewirkt wurde, welche in ihrer halben Länge in den Schildern festsaßen, mit einem Schraubengewinde endigten und derart mit Doppelmuttern ver-

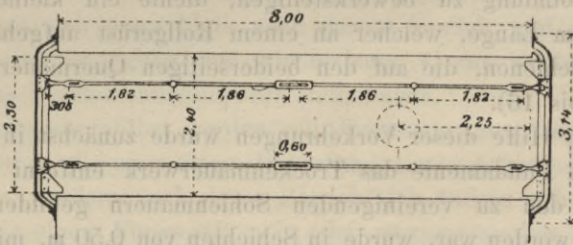
Fig. 50. *Hafen de la Pallice.*

einigt und zusammengezogen werden konnten, und zwar nach Maßgabe des Zurückweichens des Wassers.

Die Verbindungsgewölbe wurden zu dem Zwecke durchbrochen, blecherne Steigeröhren in dieselben eingemauert, Luftschleusen auf dieselben gesetzt, die Schilder eingebracht und

einander so genau als möglich gegenüber gestellt. Bei Ebbe wurden die obersten Zugstangen beider Schilder verbunden und angezogen, dann wurde Prefsluft eingeführt, dadurch der Wasserspiegel gesenkt und hierdurch ermöglicht, fortschreitend, tiefer liegende Zugstangen zu verbinden und somit die Schilder stets mehr gegen die Fundamentmauer zu pressen und abzudichten, bis man endlich den Boden erreichen konnte. Hier fand mit Hilfe von Lehtsäcken die Dichtung zwischen der Unterkante der Schilder und dem ziemlich dichten Felsboden statt, sodafs nun auch bis auf die Tiefe der anstofsenden Fundamentblöcke in diesen eingedrungen und hierauf der Aufbau der Verbindungsmauer zwischen ihnen bewerkstelligt werden konnte.

Horizontalschnitt.



Währenddem derart die Lücken zwischen den Fundamenten ziemlich rasch ausgemauert wurden, war auch der ursprünglich offen gelassene Hafeneingang vorläufig mit einer Mauer geschlossen worden, zu deren Ausführung das Prefsluftverfahren in Verwendung kam, und nun konnte der ganze Vorhafen durch Auspumpen trocken gelegt werden. Dabei erwies sich die Hafenmauer als so dicht, dafs, trotz der Tiefe des ausgegrabenen Beckens von 5 m unter Ebbespiegel und einer Fluthöhe von 6,56 m, somit einem Wasserdruck von 11,56 m, bei einer Gesamtoberfläche von 3 ha, welche der unterhalb Ebbe liegende Teil des Fluthafens mafs, die ganze Abgrabung desselben im Trockenem stattfinden konnte, wobei blofs alle acht Tage die Pumpvorrichtungen in Gang gesetzt werden mußten.

Als Beispiel der wasserdichten Verbindung zweier getrennter Fundamentkörper großer Breite kann das Verfahren dienen, welches in Livorno eingeschlagen wurde, um den Raum auszufüllen, der zwischen dem alten, stehen gebliebenen Dock, und dem zu dessen Verlängerung mittels Prefsluft unabhängig gegründeten, hinteren Abschlußstücke entstanden war.

Vor Versenkung des Caissons, dessen Bauart wir S. 275 beschrieben haben und mit welchem ein Teil des alten Docks abgeschnitten wurde, war der zu erhaltende Teil des alten Docks vorläufig mit einer Mauer abgeschlossen worden, sodafs er während der Bauzeit zur Aufnahme kleiner Schiffe dienen konnte. Andererseits war bei Gründung der Verlängerung, längs der ganzen Breite des Docks, über der Decke des zu versenkenden Caissons, auf eine Breite von 1 m, das Mauerwerk ohne Mörtel ausgeführt worden. Hinter dieser im Trockenem aufgebauten Rinne war auch das Verlängerungsstück, entsprechend dem stehen gebliebenen Dock, mit einer Quermauer begrenzt worden. Endlich waren in den Seitenwänden des neuen Dockstückes rechteckige Nischen ausgespart.

So blieb denn nach vollendeter Versenkung des Verlängerungsstückes zwischen den beiden Quermauern, welche die beiden Dockteile begrenzten, ein stets mit Wasser gefüllter Raum übrig, in welchem nun, sowohl in der Sohle als in den Seitenmauern, die wasserdichte Verbindung der beiden Dockteile auszuführen war. Um zunächst die Sohlenverbindung zu bewerkstelligen, diente ein kleiner Caisson von 1,75 m Breite und 7,50 m Länge, welcher an einem Rollgerüst aufgehängt wurde; dieses Rollgerüst lief auf Schienen, die auf den beiderseitigen Quermauern gelagert waren (s. Taf. XII, Fig. 14 bis 16).

Mit Hilfe dieser Vorkehrungen wurde zunächst in der ganzen Breite der zu verbindenden Fundamente das Trockenmauerwerk entfernt und dadurch ein Sohlenschlitz zwischen den zu vereinigenden Sohlenmauern gebildet. Nachdem dieser sorgfältig gereinigt worden war, wurde in Schichten von 0,50 m, mit Hilfe des oben beschriebenen Caissons, Beton in denselben eingebracht und, ähnlich wie bei Ausfüllung der Schächte zwischen zwei Langmauern, unter der Caisson-Unterkante trocken an die Seitenmauern des Sohlenschlitzes geprefst.

Nach jeder Füllung wurde der Caisson durch Verschieben des Wagens und gleichzeitiges Heben mittels der Hängeschrauben in eine neue Stellung gebracht. Die kleinen Zwischenräume zwischen zwei in gleicher Höhe liegenden Füllungen wurden in der oberen Schichte trocken gelegt und ausgefüllt und derart allmählich der ganze Sohlenschlitz verfüllt. Da in den Seitenmauern und deren Aussparungen, wie aus der Zeichnung hervorgeht, kein Erdaushub mehr, sondern blofs eine Ausfüllung stattzufinden brauchte, und man bei der vorliegenden Bodenart den Schlitz mit Brettern leicht absperren konnte,

so erfolgte die Ausfüllung der Aussparung unter Wasser mit Hilfe einer Betonrinne in freier Luft. Beide Füllungen gelangen vollständig, sodaß im Mauerwerke des Docks, die Verbindungsstelle an keinem äußeren Merkmale, wie Risse oder Infiltrationen u. s. w., bemerkbar ist. Dabei sei erinnert, daß kein Cementbeton bei diesen Arbeiten zur Verwendung kam, sondern ausschließlich Beton mit Mörtel aus ungemahlener Puzzolanerde von Rom und dem freilich ausgezeichneten Schwarzkalk von Chioma.

C. Bewegliche Caissons.

Während die Druckluftgründungen mit verlorener Arbeitskammer sich auf das Jahr 1841 zurückführen lassen, indem der französische Minen-Ingenieur Triger in jenem Jahre in einer Eingabe an die Akademie der Wissenschaften die Vorteile dieser Ausführungsweise angab, welche er bei Chalonnès an der Loire zu erproben Gelegenheit gefunden hatte, so sind dagegen die unterseeischen Arbeiten in Prefsluft unter Glocken schon seit Jahrhunderten bekannt, ohne im Laufe dieser Zeit wesentliche Fortschritte gemacht zu haben. Seit der Entwicklung der im vorigen Abschnitt beschriebenen Arbeiten und namentlich seitdem die Prefsluftgründungen auch auf die Bauten am Meere oder in Seehäfen ausgedehnt worden sind, machten aber auch die Arbeiten unter Glocken große Fortschritte.

Abgesehen von einem Versuche, die Pfeilerfundamente einer Brücke über einen Meeresarm in Dänemark unter einer größeren Glocke auszuführen, fand diese Ausführungsweise zunächst Verwendung zum Beseitigen unterseeischer Felsbänke und seither auch zur Ausführung von Fundamentmauerwerk in den verschiedensten Formen. Sie bietet namentlich dann Vorteile, wenn es sich um Ausführung von Mauermassen handelt, die eine große Ausdehnung erhalten sollen (Trockendocks, Kaimauern, Schleusen), und wenn die tragfähigen Schichten nur in geringer Tiefe unter dem Flufs- oder Meeresboden sich befinden, dagegen der Meeresboden selbst tief unter dem Wasserspiegel liegt, oder aber dann, wenn diese Verhältnisse zwar durch die Natur nicht gegeben sind, dagegen ohne Schwierigkeiten künstlich herbeigeführt werden können. Dies wird der Fall sein, wenn man den Aushub bis auf die tragfähige Schichte mit Hilfe von Baggermaschinen besorgen kann und es sich somit bloß noch darum handelt, auf der bloßgelegten tragfähigen Schichte eine Reinigung und Abgleichung vorzunehmen und auf dem so vorbereiteten Boden das Fundamentmauerwerk aufzubauen.

Je nach der Arbeit, welche ausgeführt werden soll (Felsensprengung oder Mauerwerk) und je nach der Ausdehnung, die man einem Mauerfundamente geben muß, wird nicht nur die Bauart der Glocke, sondern auch deren Betrieb sich ändern müssen. Zur Ausführung von Sprengarbeiten in einem Flusse mit mehr oder weniger starker Strömung werden im allgemeinen den Glocken geringere Abmessungen gegeben werden können. Das Nämliche wird der Fall sein, wenn die Glocke zur Erstellung einer langgestreckten Mauer von bescheidener Breite dienen soll. In diesen Fällen werden, zum Betrieb und zur Sicherung der Standsicherheit, die Glocken durch Schwimmer oder Schiffe getragen werden müssen. Handelt es sich aber darum, Felsensprengungen im Meere oder ausgedehnte Maurerarbeiten ausführen zu müssen, so können Glocken mit großen Längen- und Breitenabmessungen gebraucht werden und zwar auch dann, wenn ein wesentlicher Flutwechsel stattfindet. In allen solchen Fällen sind Schwimmer oder Schiffe zur Aufhängung der Glocke unnötig, indem die Glocke selbst mit einem Schwimmer ausgerüstet wird, welcher einen organischen Teil derselben bildet.

§ 6. Bewegliche Caissons oder Glocken, welche an Schiffen aufgehängt sind. Diese Glocken unterscheiden sich im allgemeinen nur wenig von einem gewöhnlichen, zwischen zwei gekuppelten Schiffen aufgehängten, eisernen Caisson, welchen man mittels Hebezeug allmählich auf den Boden des Gewässers hinunterläßt, um ihn bleibend in den Boden einzugraben. Da solche Glocken jedoch gar nicht, oder nur unbedeutend, in den Boden einzudringen bestimmt sind und eine Last zu tragen haben, welche den Auftrieb nur wenig übertrifft, so können sie in einzelnen ihrer Teile wesentlich leichter gebaut werden als gewöhnliche Caissons. Es gilt dies namentlich von den Konsolträgern der Seitenwandungen, welche keine große Last auf den Boden zu übertragen haben. Die Wandungen haben in diesem Falle nur dem Überschusse des inneren Luftdruckes zu widerstehen, welcher sich in der ganzen Höhe der Arbeitskammer gleich bleibt, wogegen der äußere Wasserdruck nach oben abnimmt.

Die Belastung, welche zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes dienen muß, sobald das Wasser aus der Arbeitskammer vertrieben und diese mit Luft gefüllt wird, kann auf verschiedene Weise erzeugt werden. Zuweilen wird auf der Decke oder längs den Seitenwänden das nötige Gewicht bleibend angebracht, und in diesem Falle müssen Schwimmer oder Schiffe diesen Ballast tragen, solange die Arbeitskammer luftleer ist. Andererseits wird die Anordnung wohl auch so getroffen, daß das Schiff, an welchem die Glocke hängt, mit seiner Belastung an Luftpumpen, Dampfmaschinen, Wasser, Kohlen u. s. w. an einem Gerüst, welches auf der Glocke aufsteht, aufgezogen werden kann, sodaß die Last dieses Schiffes, mit seiner Ladung, bei wasserfreier Arbeitskammer, dem Auftriebe entgegenwirkt.

Auf das erste Verfahren ist man angewiesen, wenn die Oberfläche des Bodens, auf den die Glocke zu stehen kommt, im allgemeinen tief unter Wasser liegt und zeitweise sehr uneben ist, sodaß die Glocke nur auf einigen Punkten aufstehen kann. Es handelt sich nämlich dann darum zu vermeiden, daß die Belastung an einem langen Hebel auf die Glocke wirkt und unter Umständen deren Standsicherheit in Frage stellt. Das zweite Verfahren paßt hingegen für Arbeiten in geringer Wassertiefe und für Glocken von geringer Ausdehnung.

Zu der ersten Art gehören die Glocken, die im Hafen von Genua in den Jahren 1889 bis 1894 zu Felsensprengungen und zum Bau von Kaimauern gedient haben und welche Taf. XIII, Fig. 1 bis 6 dargestellt sind.

Die Arbeitskammer *A* hat eine Länge von 20 m, eine Breite von 6,50 m und ist zwischen zwei Schiffen *B* aufgehängt. Die Rüstungen *C* auf diesen Schiffen sind, wie die Schiffe selbst, aus Holz erstellt, während eiserne Balken *D* dieselben verbinden und die Glocke mittels Schrauben und Ketten *E* tragen. Die Konsolträger der Wandungen *F* der Arbeitskammer der Glocke bestehen aus L-Eisen, welche nur in halber Höhe, mittels einer Konsole, gegen die Decke versteift sind. Zwischen den Deckenbalken liegt ein Ballast aus rohen Gußeisenmasseln, die in einen schwachen Mörtel gelegt sind. Diese Gußeisenbelastung ist so bemessen, daß sie, das Eisengewicht der Glocke inbegriffen, nach Abzug der eigenen Wasserverdrängung, nicht nur dem Gewichte des Wassers gleichkommt, welches jeweilen durch die Preßluft aus der Glocke und den Kammern verdrängt wird, sondern dieses Gewicht noch um 200 kg f. d. qm Grundfläche der Arbeitskammer übersteigt. Auf der Glocke sind die Röhren *F* für drei Luftschleusen angebracht, diese sind in verschiedenen Höhen mehrmals untereinander verbunden und versteift. Die Hebeketten hat man auf der Innenseite der äußeren Blechwand in der Höhe der Deckenbalken angebracht.

Über den Deckenbalken befinden sich links und rechts von den Steigeröhren horizontale Blechröhren *G* von etwa 1,55 m Durchmesser und 7 m Länge. Sie sind mit starken eisernen Bändern an die einzelnen Deckenbalken befestigt, besitzen an ihrer tiefsten Stelle eine gröfsere Öffnung, welche sie stets mit dem äufseren Wasser in Verbindung hält und tragen eine Röhre, die über den Wasserspiegel hinausreicht und mittels eines Hahnes entweder mit der freien Luft oder mit einer Leitung von Prefsluft in Verbindung gesetzt werden kann. Wenn die Glocke auf dem Boden steht und wasserleer ist, wenn somit in ihr gearbeitet werden kann, so sind die Hähne der Röhren, die auf jedem dieser beiden cylindrischen Schwimmer stehen, offen und diese deshalb mit der freien Luft in Verbindung. Die Schwimmer sind infolge dessen mit Wasser gefüllt. Soll hingegen die Glocke gehoben werden, so schließt man die Hähne, setzt die Zuleitungsrohre mit den Luftpumpen in Verbindung und preßt das Wasser aus den Schwimmern heraus. Damit wird erreicht, dafs der Überschufs an Ballast gegenüber dem Auftrieb in der Glocke nahezu ausgeglichen wird, sodafs zum Heben derselben an den Schrauben beinahe keine Kraft mehr notwendig ist.

Auf den Schiffen befindet sich, aufser den Hebevorrichtungen, eine Dampfmaschine zum Betriebe eines Luftkompressors, zum Betriebe der Hebevorrichtungen der Schleusen und zum Antriebe einer Dynamomaschine, welche die elektrische Beleuchtung der Glocke vermittelt.

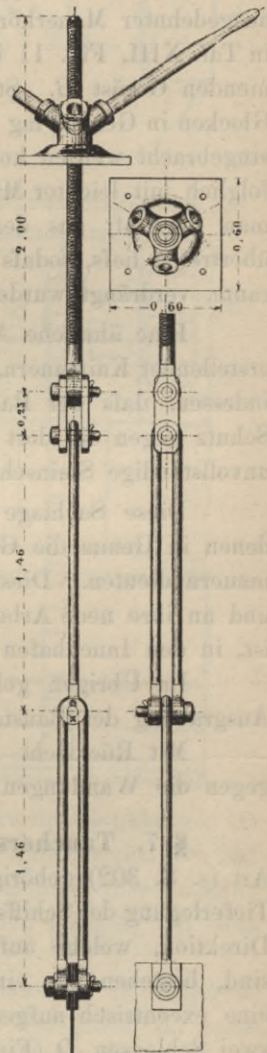
Damit die Glocke zur Reinigung ganz aus dem Wasser gehoben werden kann, mufs dafür gesorgt sein, dafs die Luftschleuse zwischen den eisernen Balken durchgehen kann, an denen die Glocke hängt. Bevor man die Glocke völlig aus dem Wasser hebt, wird sie entlastet, und im gleichen Verhältnis wird auch das Wasser in die Arbeitskammer eingelassen. Soll die Glocke einige Zeit unthätig bleiben, so stellt man sie an geschützter Stelle am besten auf den Boden ab, verankert die Schiffe und läfst die Hängeschrauben lose.

Beabsichtigt man mit der Glocke unterseeische Sprengarbeiten auszuführen, so ist sie mit einer Druckwasserleitung *H* zu versehen, die aufsen längs den Steigeröhren zu den Luftschleusen bis auf die Decke hinunterreicht, diese durchsetzt und von dort längs der Decke im ganzen Raume herumgeführt werden kann.

Ähnlich war die Glocke *A* gebaut, die dem Verfasser dazu gedient hat, im Tiberbett in Rom, unter dem Sande und bis auf 5 m unter Niederwasser, alte Mauer Massen anzubohren und zu sprengen, um sie dann mit Baggermaschinen aus dem Flußbette zu heben (s. Taf. XIII, Fig. 7 bis 10). Auch diese Glocke war an zwei zusammengekuppelten Schiffen *B*, welche hölzerne Rüstungen *C* trugen, mittels Ketten und Schrauben *D* aufgehängt; Fig. 51 giebt die Einzelheiten dieser Schrauben. Die Glocke war aber cylindrisch und hatte einen Durchmesser von nur 2,75 m. Infolge dieser geringen Abmessungen bedurfte sie nur schwacher Konsolträger längs den

Fig. 51.
Hebeschraube.

M. 1 : 40.



Wandungen, dagegen erhielt sie einen starken gusseisernen Schuh *E*, welcher an die Wandbleche festgeschraubt war und auf welchem Gufseisenmasseln *F* gegen die Wand gelehnt, dicht nebeneinander stehend und mittels Bändern gehalten, den nötigen Ballast gegen den Auftrieb boten und gleichzeitig die blechernen Wandungen gegen die Splitter der Minen schützten, die ohne weiteres in der Glocke abgebrannt wurden. Um den Schwerpunkt dieser kleinen Glocke nicht zu hoch zu stellen, waren die zwei Luftschleusen *G* unmittelbar auf ihrer Decke angebracht. Die innere Thür *a* befand sich somit in der Decke der Arbeitskammer, während die zwei Thüren *b*, welche nach außen führen, in einen oben offenen Steigeschacht *c* mündeten, der mit einer Leiter *d* versehen war.

Eine zweite grössere Sprengglocke *A*, deren wir uns in Rom zur Entfernung ausgedehnter Mauerkörper bedienten, welche sich im Tiberbette vorfanden, erhielt die in Taf. XIII, Fig. 11 bis 13 dargestellte Anordnung. Auch sie hing an einem schwimmenden Gerüst *B*. Statt der röhrenförmigen Schwimmer über den Deckenbalken der Glocken in Genua, lag hier der Schwimmraum *C*, in den abwechselnd Wasser oder Luft eingebracht werden konnte, über dem ganzen Arbeitsraume der Glocke. Es konnte diese folglich mit leichter Mühe und ohne Störung der Standsicherheit gehoben werden, wenn man die Luft aus dem Arbeitsraume *A* der Glocke in den oberen Schwimmerraum übertreten liess, sodafs hier das Wasser, nach Mafsgabe seines Eintrittes in den Arbeitsraum, verdrängt wurde.

Eine ähnliche Arbeit wie in Genua, nämlich eine grofse Länge wasserdicht zu erstellender Kaimauern, wird gegenwärtig in Marseille ausgeführt, mit dem Unterschiede indessen, dafs der Bau in Fortsetzung des bestehenden Hafens, somit ohne anderen Schutz gegen die dort herrschenden Nordwinde (Mistral) als eine vorliegende, zum Teil unvollständige Steinschüttung (*Jetée*), ausgeführt werden mufs.

Diese Sachlage verhindert die ständige Verwendung der Schwimmgerüste, an denen in Genua die Glocken aufgehängt waren, die zur Erstellung der dortigen Kaimauern dienten. Diese Gerüste dienen hier ausschliesslich dazu, die Glocken zu heben und an ihre neue Arbeitsstelle zu bringen, werden jedoch sofort, nachdem dies geschehen ist, in den Innenhafen zurückgeführt und die Glocken sich selbst überlassen.

Im Übrigen geht die Erstellung der Mauern und die derselben vorhergehende Ausgrabung der Baustelle in gleicher Weise wie in Genua von statten.

Mit Rücksicht auf den nicht unerheblichen Erdschub der oberen Erdschichten gegen die Wandungen der Glocken erhielten diese eine erhebliche Versteifung.

§ 7. Taucherschachte. Verschieden von obigen drei Beispielen und zur zweiten Art (s. S. 302) gehörig, sind die Glocken, welche auf dem Rhein zur Sprengung und Tieferlegung des Schiffsweges dienen. Diese sogenannten Taucherschachte der Rheinstrom-Direktion, welche auf Taf. XIII, Fig. 14 bis 17 und in Fig. 52 u. 53 dargestellt sind, bestehen aus einer Arbeitskammer *A* von kreisrundem Grundrisse, von welcher eine excentrisch aufgestellte Steigeröhre *B* in den oberen Raum *C* führt, aus welchem zwei Schleusen *D* (Fig. 53) ins Freie münden.

Die aus starkem Eisenblech hergestellte Arbeitskammer trägt in geringer Höhe über ihrem unteren Rande ein Winkeleisen, das sowohl zur Versteifung dient, als zur Aufnahme von Brettern, auf denen die Arbeiter stehen können, wenn der Schacht über den Boden gehoben werden mufs. Die Arbeiter halten sich dann an Handstangen, welche der Wand entlang und ringsherum führen.

Im inneren Raume *C*, in den man von außen durch die zwei Schleusen gelangt, befindet sich eine Aufzugsvorrichtung, deren Hebekette über dem Förderschachte liegt. Dieser Raum wird von oben mittels zahlreicher Glaslinsen beleuchtet. Über seiner Decke liegt ein kräftiger Querbalken *E* (s. Fig. 16), der mit starken Bügeln an der Decke befestigt ist und an dessen beiden Enden zwei Gelenkketten angreifen. Mittels dieser Ketten hängt der Taucherschacht an zwei Gerüstböcken, die auf dem Schiffe rechts und links und nahe der Mitte aufgestellt sind. Um das Herunterlassen des Schachtes auf den Grund des Rheines zu ermöglichen, befindet sich in der Mitte des Schiffes ein viereckiger Ausschnitt.

Während die eine Hälfte des Schiffes als Kajüte und Schlafstätte der Mannschaft dient, befindet sich in der anderen Hälfte der Maschinenraum. Ein Dampfkessel *F* erzeugt den Dampf für einen horizontalen Dampfcylinder *G* (s. Fig. 14), dessen Kolbenstange gleichzeitig den Kolben der Luftpumpe *H* trägt und andererseits mittels einer Kurbel die Welle *I* dreht. Von hier wird die Drehung mittels eines Vorgeleges auf die Welle *K* übersetzt, welche die beiden Wellen *L* und *L'* antreibt, von denen wiederum die Wellen *M* und *M'* in Umkehrung versetzt werden. Auf den letzteren sitzen nun die Kettenscheiben *N* und *N'* und diesen entsprechen auf einer Welle, welche auf den zwei Gerüstböcken gelagert ist, zwei Kettenscheiben *P* (Fig. 16). Jede der zwei Gelenkketten *Q* ist mit ihren Enden an dem Querbalken *E* befestigt und bewegt sich über die Scheiben *N* und *P* oder *N'* und *P'*.

Wird nun mit Hilfe der beschriebenen Kraftübertragung die Glocke niedergelassen, so bewegen sich die beiden Gelenkketten derartig, daß, wenn der Taucherschacht auf den Boden aufzusitzen kommt und die Bewegung noch eine Weile fortgesetzt wird, das Schiff sich aus dem Wasser hebt. Es hängt in diesem Falle in den zwei Gelenkketten am Querbalken *E* und vermehrt mit seinem Gewicht den Druck des Taucherschachtes auf den Boden des Stromes. Das Gewicht des Schiffes ersetzt somit bei diesen Taucherschächten den Ballast, mit welchem andere Taucherglocken belastet werden müssen, um dem Auftrieb entgegenzuwirken.

Will man den Schacht wieder heben, so werden die Gelenkketten in entgegengesetzter Richtung gedreht. Es hat dies zur Folge, daß zunächst das Schiff auf seine gewöhnliche Tauchung zurückgeht und dann der Taucherschacht an ihm gehoben werden kann.

Zur Führung des Schachtes dienen Ansätze an den Wandungen des Taucherschachtes, an welche vier lotrecht stehende Eisenbahnschienen angeietet sind; diese Schienen laufen gegen eine Reihe von Rollen *SS* . . . , die ihrerseits an vier lotrechten, am Schiffe befestigten Gerüstständern angebracht sind.

Fig. 52 u. 53. Taucherschacht.

M. 1 : 80.

Fig. 52. Grundrifs (Schnitt a-b).

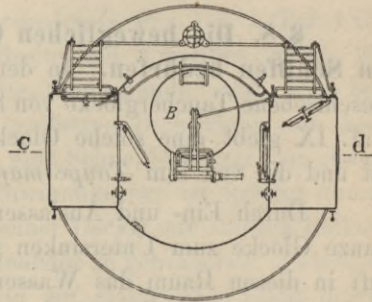
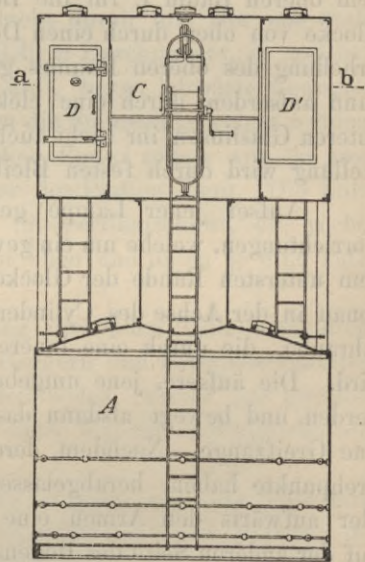


Fig. 53. Lotrechter Schnitt nach c-d.



Es leuchtet von selbst ein, daß die Belastung des Taucherschachtes mit Hilfe des Taucherschiffes nur bei geringen Abmessungen des Schachtes möglich ist. Die Arbeitskammer besitzt hier in der That bloß einen Durchmesser von 3,10 m. Dagegen wurde der Vorteil erreicht, den Schacht leicht und rasch entlasten und heben zu können und es ist dies in diesem Falle eine höchst wichtige Bedingung, indem der Taucherschacht, wenn er mitten in der Schiffsrinne arbeitet, bei der Durchfahrt tiefergehender Schiffe oder Flöße rasch auf die Seite gebracht werden muß.

§ 8. Die beweglichen Caissons oder Glocken, welche keiner Aufhängung an Schiffen bedürfen. In der Einleitung schon wurde erwähnt, daß die anfänglich beschriebene Taucherglocke von Smeaton in der Neuzeit ausgebildet worden sei; Fig. 12, Taf. IX giebt eine solche Glocke im Querschnitt, wie sie von Toselli gebaut worden ist und die von ihm *Taupe marine* (Seemaulwurf) genannt wurde.

Durch Ein- und Auslassen von Wasser in den ringförmigen Raum *AA* kann die ganze Glocke zum Untersinken gebracht werden, wogegen durch Einlassen von Druckluft in diesen Raum das Wasser ausgetrieben wird und die Glocke steigt. Ein fester, mit 14 Glasfenstern versehener, Boden trennt sodann den unteren offenen Raum *B* von dem oberen Raum *C* für die Bedienungsmannschaft, welche vor dem Niedersinken der Glocke von oben durch einen Deckel auf einer Leiter zu jenem Boden niedersteigt. Die Erhellung des oberen Raumes geschieht durch zahlreiche Glaslinsen. Der untere Raum kann außerdem durch eine elektrische Lampe stark erhellt werden, welche durch die unteren Glaslinsen ihr Licht auch dem oberen Raume genügend mitteilt. Die senkrechte Stellung wird durch festen Bleiballast im unteren Teile von *AA* gesichert.

Außer jener Lampe gehen mit Stopfbüchsen durch den Boden vier andere Vorrichtungen, welche um ein gewisses Maß herabgelassen werden können, sodafs sie unter dem untersten Rande der Glocke genügend hervortreten. Es ist dies zunächst, und zwar genau in der Achse des Cylinders, eine Treibvorrichtung in Gestalt einer kleinen Schiffschraube, die durch eine innere lotrechte Welle mittels konischer Übertragung gedreht wird. Die äußere, jene umgebende, lotrechte Welle kann unabhängig von ihr gedreht werden und bewegt alsdann das Steuerruder. Neben der Lampe befindet sich ferner eine Greifzange. Nachdem deren äußerer Schaft, in welchem die beiden Arme ihre Drehpunkte haben, herabgelassen ist, kann durch Bewegung einer inneren Achse ab- oder aufwärts den Armen eine öffnende oder schließende Bewegung erteilt werden. Auf der anderen Seite des Bodens befindet sich sodann eine meißelartige Schneide, welche namentlich zum Abschneiden von Leitungsdrähten u. s. w. dienen soll, und endlich eine scharfe konische Schraube, welche in hölzerne Gegenstände gebohrt und sodann durch Rückwärtsdrehen von ihrer Achse losgelöst, den Hohlkörper mit einem Seile in Verbindung setzt. Der so an dem Seile hängende Gegenstand kann entweder mittels einer Kurbel und Welle von der Glocke aus aufgezogen oder von einem besonderen Fahrzeuge angehoben werden.

In der Neuzeit hat man diese Taucherglocke in ihrer Form und Bauart den gewöhnlichen eisernen Arbeitskammern nachgebildet, da sich solche besser zur Arbeit unter Wasser eignen. Doch müssen sie über der Arbeitskammer einen oder mehrere Räume besitzen, die als Schwimmer wirken können, wenn die Glocke gehoben werden soll; auch hier werden diese Räume mit Wasser gefüllt, wenn die Glocke unter Wasser im Gebrauche steht, d. h. sobald im Arbeitsraume das Wasser durch Luft verdrängt werden muß.

In einer vom Verfasser geschriebenen kleinen Schrift³¹⁾ gab er die Zeichnung einer Glocke, welche zu unterseeischen Arbeiten zweckmäÙig angeordnet war und die denn auch mit kleinen Änderungen schon im folgenden Jahre von H. Hersent zur Sprengung des Felsens „La Rose“ im Hafen von Brest verwendet wurde.³²⁾

Die ganze Vorrichtung besteht aus fünf Hauptteilen: der eigentlichen Arbeitskammer oder Glocke, dem darüber befindlichen Schwimmkasten, dem Einsteigeschacht mit Treppe und zwei unten befindlichen Luftschleusen, den vier Förderschächten und endlich dem oberen, stets über Wasser befindlichen Arbeitsboden (s. Fig. 1 u. 2, Taf. IX).

Die Arbeitskammer kann bei 10 m Länge, 8 m Breite und 2 m Höhe 20 bis 25 Arbeiter aufnehmen. Ihre 0,75 m hohe Decke und die Seitenwände sind, wie bei Fundierungs-Caissons, verstärkt und zur Belastung und größeren Dichtigkeit zum Teil mit Beton ausgefüllt, während der untere Rand ebenfalls eine Schneide besitzt, um etwas in den weichen Boden eindringen zu können. Der Schwimmkasten ist kräftig durch Winkeleisen und Streben ausgesteift und namentlich in seiner Decke mit starken Balken versehen. Die beiden Luftschleusen sind unabhängig voneinander zu gebrauchen. Zwischen ihnen ist ein cylindrischer Raum angebracht, in welchem ein elektrisches Licht durch Glaslinsen die Arbeitskammer erleuchtet.

Die Förderung des losgelösten Felsmaterials geschieht durch die vier aus Stahl mit völlig glatter Innenfläche hergestellten Schächte von 0,45 m Durchmesser, in welchen mittels Gummiringen dichtschließende Blechtafeln sich auf-, bezw. abwärts bewegen. Die Bewegung der einzelnen Tafeln, auf welche in Eimern die Steinstücke gelegt werden, geschieht wie bei einem Vertikalbagger durch Kette ohne Ende, sodafs von je zwei Schächten einer zum Aufsteigen, der andere zum Absteigen der Platten dient. Die linke Hälfte der Figur zeigt einen Schacht mit allen Tafeln im Vertikalschnitt, die rechte Hälfte dagegen die äußere Ansicht. Bei beiden erscheint oben und unten je eine Tafel in lotrechter Stellung.

Die zum Treiben der Ketten und ihrer Umlenkung dienenden Teile sind nicht eingehend dargestellt, aber ähnlich wie bei senkrechten Baggern und Paternosterpumpen zu denken. Der obere 7,5 m lange und 5 m breite Arbeitsboden besteht aus gerillten Blechen und besitzt ebenso, wie der zeitweilig unter Wasser liegende Schwimmkasten, ringsum ein Geländer.

Zwei bronzene Schützen dienen zum Auslassen des Wassers aus dem Schwimmkasten, sobald dieser entleert werden soll. Damit er sich nicht bei tiefer Stellung der Glocke, mit der etwa durch die Decke dringenden Prefsluft, nach und nach fülle und so zur Unzeit und in gefährlicher Weise die ganze Vorrichtung zum Auftreiben bringe, ist noch in der Decke des Schwimmkastens ein Ventil angebracht, das während der Arbeit am Grunde dauernd offen zu halten ist. Endlich dient noch ein 70 mm weites Rohr zum Ausblasen des flüssigen Schlammes.

Die zum Senken, zum Niederhalten, sowie zum Auftauchen des ganzen Schachtes erforderlichen Vorgänge sind nun folgende:

Die mit Hilfe des luftgefüllten Schwimmkastens hoch schwimmende Glocke (s. Fig. 1) wird durch Schleppdampfer oder durch befestigte Taue u. s. w. an die Arbeitsstelle geschafft; sodann wird durch ein tief liegendes Ventil der Schwimmkasten gefüllt, bis die Glocke auf dem Boden aufsteht. Zum Heben dient das Einlassen von Prefs-

³¹⁾ C. Zschokke. Fondations à l'air comprimé. Paris 1879.

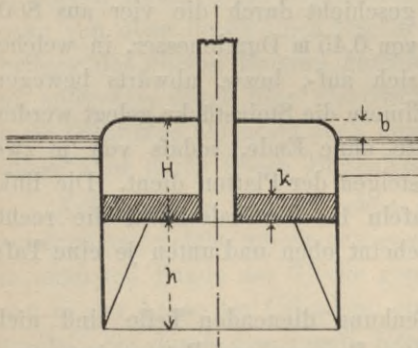
³²⁾ Revue industr. 1879, S. 133.

luft in den Schwimmkasten, wodurch jenes eingelassene Wasser wieder durch die erwähnten Schützen ausfließt. Der ganze Schwimmkasten ist in 15 bis 20 Minuten zu entleeren.

Zum Angriff des Felsens setzt man die Glocke gerade auf die vorspringenderen Teile des Felsens, arbeitet diesen ab und erreicht so allmählich das Aufstehen auf einer wagerechten Grundfläche. Dabei wird die Standsicherheit der Glocke durch Einfügen von Ballast zwischen die Streben der Seitenwände und die Balken der Decke gesichert. Sobald der Rand der Glocke überall aufsteht, dichtet man den Anschluß an den Boden mit Thon und verstopft einzelne gröfsere Löcher des Felsens mit Sandsäcken. Alsdann arbeitet man zunächst vorzugsweise am Rande den Felsen weg und senkt die Glocke möglichst so tief, dafs man in ihrem Innern Felschichten von etwa 1 m Dicke auf einmal in Angriff nehmen kann, wobei Bohrlöcher hergestellt und mit schwachen Patronen besetzt werden, deren Anzündung und Abschiefsen wie in freier Luft geschieht.

Das Gesamtgewicht der Vorrichtung, einschliesslich des nötigen Ballastes, beträgt 330 t, während die Wasserverdrängung des Schwimmkastens und der Vorrichtung bei wassergefüllter Glocke 450 t beträgt.

Fig. 54.



Es liegt daher die Wasserlinie der schwimmenden Glocke bei luftgefülltem Schwimmkasten 1,5 m unter dessen Oberkante und etwa 5,5 m über dem unteren Rande der Glocke. Sobald die Vorrichtung gesenkt und die Glocke mit Luft gefüllt ist, wird die Wasserverdrängung der letzteren, der Luftschleuse und des Schachtes bei 12 m Tauchtiefe zu 312 t. Indem alsdann der Schwimmkasten keinen Auftrieb mehr ausübt, bleibt das ganze wirksame Gewicht aber nur noch 18 t während der Arbeit. Dasselbe kann höchstens auf 331 t steigen, sobald die Glocke sich mit Wasser füllt. Aber selbst bei diesem

grössten Gewicht von 331 t wird die untere 25 mm starke Kante oder Schneide nicht durch den Druck beschädigt, da bei nur etwa 1 m langer Berührung des Bodens 13 kg Druck auf 1 qmm kommen. — Die Abmessungen der Schwimmer für eine bestimmte Fläche der Glocke ergeben sich aus folgender Berechnung.

Bezeichnet (Fig. 54):

F die Fläche der Glocke,

h die Höhe der Arbeitskammer,

H die Höhe des Schwimmers,

a die Höhe der Wassersäule, die dem Übergewicht der Glocke während der Arbeit und f. d. qm ihrer Fläche entspricht.

b die Höhe, um welche der Schwimmer beim Schwimmen noch über das Wasser herausragen soll,

k die Höhe, in welcher der Ballast über der Decke der Arbeitskammer aufgeschichtet ist,

γ das Gewicht eines Kubikmeters Wasser,

ζ das Gewicht eines Kubikmeters Ballast,

E das Eigengewicht des Caissons,

so mufs, nach den oben vorgeschriebenen Bedingungen, während der Arbeit in der Glocke folgende Gleichung zwischen Auftrieb und Belastung bestehen:

$$Fh\gamma + Fk\gamma = E + Fk\zeta - Fa\gamma, \quad F\gamma[h + k + a] = E + Fk\zeta. \quad \text{I.}$$

und beim Schwimmen:

$$(H - b) F\gamma = E + Fk\zeta \quad \text{II.}$$

Aus beiden folgt:

$$(H - b) F\gamma = F\gamma[h + k + a] \quad \text{oder} \quad H = h + k + a + b.$$

Nimmt man nun an:

$$h = 2 \text{ m}, \quad a = 0,2 \text{ m (200 kg Last)}, \quad b = 0,5 \text{ m},$$

so folgt $H = 2,7 + k$.

Setzt man ferner noch voraus, es bestehe der Ballast aus Rohgußmasseln, die mit Rücksicht auf die Hohlräume, welche zwischen ihnen entstehen, wenn man sie zusammenlegt, f. d. cbm bloß 4500 kg wiegen und es betrage das Eigengewicht der Glocke f. d. qm 600 kg, sodafs

$$E = 0,6 F\gamma, \quad \text{weil } \gamma = 1000 \text{ kg},$$

so folgt durch Einsetzen aller dieser Werte in Gleichung II:

$$F\gamma[2,7 + k - 0,5] = 0,6 F\gamma + Fk 4,5 \gamma.$$

Dies ergibt $k = 0,406$ und damit $H = 3,106$.

Wird das Eigengewicht kleiner, als hier angenommen wurde, so werden k und somit auch H gröfser.

Aus diesem Überschlage, der sich offenbar nur in engen Grenzen zu ändern vermag, geht hervor:

1. Dafs die ganze Vorrichtung ungefähr 5 m hoch würde,
2. dafs sie beim Schwimmen 4,5 m Wasser zieht, sodafs sie in dieser Form nur dort zu verwenden ist, wo die Arbeit in gröfserer Tiefe als 4,5 m unter Wasser ausgeführt werden mufs.

Eine solche Glocke kann somit nur dann zur Ausführung von Fundamentmauerwerk oder Felssprengungen dienen, wenn man von ihr nicht verlangt, diese Arbeiten in geringerer Tiefe als 4,5 m unter Wasser zu ermöglichen. Sie wird demnach namentlich zu Arbeiten in Seehäfen geeignet sein, in denen die Flut höher als 4,5 m über den Ebbwasserstand steigt, indem sie dann gestattet, Fundamentmauerwerk aus der Tiefe bis auf Ebbwasser heraufzubauen, oder eine Felsbank, ab Ebbespiegel, bis auf jede praktisch notwendige Tiefe unter demselben abzusprengen und abzugraben.

So lagen thatsächlich die Verhältnisse in Brest, wo Hersent seine Glocke verwendet hat. Beim Bau des Vorhafens von La Rochelle dagegen betrug der Unterschied von Ebbe und Flut nur zur Zeit der Springfluten mehr als 4,50 m, nicht aber während der übrigen Monate des Jahres. Man mufste deshalb nach Mitteln suchen, um die Glocke so zu gestalten, dafs sie auch bei weniger Wassertiefe schwimmen konnte, und dies war nur dadurch zu erreichen, dafs man einen Teil des Ballastes nicht auf der Decke der Arbeitskammer, sondern auf der Decke des Schwimmers aufbrachte und dafs man bei Platzveränderungen, welche in der Zeit der toten Wasser oder schwachen Fluten fielen, diesen Ballast abhob, um die Glocke flott zu machen, ihn aber wieder aufbrachte, wenn die Glocke über eine neue Arbeitsstelle gebracht war. Dieser bewegliche Ballast bestand aus Bündeln von Gußeisenmasseln, welche leicht gehoben werden konnten.

Nunmehr sind Einzelheiten der auf obiger Grundlage getroffenen Anordnungen zu besprechen.

Der Schwimmcaisson von La Rochelle³³⁾ (Taf. XIV, Fig. 1 bis 3) besaß eine Länge von 22 m, eine Breite von 10 m und eine Gesamthöhe von 3,80 m, indem die Arbeitskammer A eine Höhe von bloß 1,80 m, die Gleichgewichtskammer oder der Schwimmer B über derselben eine Höhe von nur 2 m erhalten hatte. Die Balken zur Versteifung der Decke der Arbeitskammer dienten gleichzeitig zur gehörigen Aussteifung der Schwimmerkammer.

Auf vier blechernen Röhren C, welche in der Decke der Arbeitskammer festgemacht waren und welche die Kammer B durchsetzten, saßen vier Luftschleusen D in einer Höhe von 7,03 m über der Decke der Kammer B. Zwei derselben waren dazu bestimmt, den Aushub zu fördern oder Baumaterialien in die Arbeitskammer einzubringen, die beiden anderen dienten zum Ein- und Aussteigen der Arbeiter.

Dicht unterhalb dem Ansatz der Schleusen befand sich ein Boden E, der mittels eiserner Säulen, Querträgern und Diagonalen hergestellt und sorgfältig abgesteift war, und welcher erlaubte, bequem zu den Thüren der Schleusen zu gelangen und um dieselben herum zu verkehren.

Zur Besichtigung der Kammer B befand sich ein cylindrischer Raum F in derselben, in den man sowohl aus der Arbeitskammer A, als von außen durch ein stets geschlossenes Mannloch gelangen konnte; in den Wandungen dieses Raumes waren Thüren angebracht, welche in die Kammer B führten.

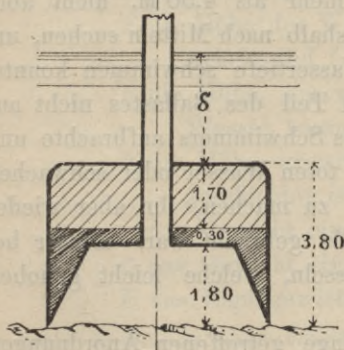
Ein gebogenes Rohr G, dessen eine Öffnung in der Wand der Arbeitskammer, dessen andere in der Decke derselben lag, erlaubte mit Hilfe eines großen Hahnes die Verbindung zwischen dem äußeren Wasser und dem Schwimmer herzustellen oder zu schließen; das Drehrad jenes Hahnes befand sich in der Arbeitskammer. Zwei Klappen H in der Decke der Kammer, welche von der Brücke um die Schleusen aus durch Stangen geöffnet oder geschlossen werden konnten, dienten dazu, die Verbindung zwischen Arbeitskammer und Schwimmer herzustellen.

Zwischen den Gegenstreben (Konsolen) der Arbeitskammer und auf deren Decke und zwar bis auf 30 cm Höhe, war Mauerwerk als Ballast aufgebracht und konnte gleichzeitig als Versteifung dienen. Überdies konnten auf der oberen Decke der Kammer B Blöcke aus zusammengebundenen gußeisernen Masseln aufgelegt werden. Um die Last der Caissons nicht ausschließlich mittels der Unterkante des Caissons auf den Boden zu übertragen, waren an der Decke der Arbeitskammer 24 Schrauben S mit Hilfe blecherner Kegelmäntel befestigt. Diese Schrauben wurden mit Hebeln durch einen Einschnitt im Blechmantel in der Arbeitskammer selbst in Bewegung gesetzt. Sie trugen unten an einem Kugelgelenk eine Gußplatte als Stütze und konnten in cylinderförmige Hülsen zurückgezogen werden, die über der Decke befindlich, in den Schwimmerraum hineinragten.

Über die Verhältnisse zwischen Belastung und Auftrieb geben folgende Angaben Rechenschaft: Es betrug:

das Gewicht des Caissons mit seinen Schrauben, Steigeröhren und Schleusen, Rüstungen u. s. w.	146 t	
das Gewicht des Mauerwerkes zwischen den Konsolen der Arbeitskammer und auf deren Decke	260 t	406 t
das Gewicht an aufgesetzten Gußeisenpacken $30 \times 7,66 =$		230 t
der Querschnitt der Steigeröhren		2,56 qm.

Fig. 55.



Zu untersuchen sind drei Fälle:

a) Der Caisson sitzt auf dem Boden auf, ist vollständig unter Wasser, seine Arbeitskammer ist mit Luft gefüllt, sein Schwimmer mit Wasser (Fig. 55). Dann beträgt, bei einem spezifischen Gewichte des Meerwassers von 1,026 und einer Tauchung der Caisson-Oberfläche unter Wasser = δ der Auftrieb:

für Wasser, welches der Caisson verdrängt, $220 \text{ qm} \cdot 3,80 \text{ m} \cdot 1,026 \text{ t} =$	857,7 t
für Wasser, welches die Schächte verdrängen	2,56 δ
für Wasser, welches der bewegliche Ballast verdrängt	30,00 t
zusammen . . .	$857,7 \text{ t} + 2,56 \delta + 30 \text{ t}$

³³⁾ Ausgeführt von C. Zschokke und P. Terrier.

wobei zu bemerken ist, daß die $30 \text{ t} = 0$ werden, wenn $\delta = 0$ wird, indem dann die aufgelegte Last kein Wasser mehr verdrängen kann; wogegen der Auftrieb den Größtwert erreicht, wenn $\delta = 7,15$ wird, d. h. wenn die ganze Vorrichtung bis zum Boden an den Luftschleusen im Wasser taucht. Der Auftrieb ändert sich somit innerhalb folgender Grenzen:

857,7 t für $\delta = 0$, und
 906 t für $\delta = 7,15$,

Unterschied 48,3 t.

Da nun die gesamte Last beträgt:

1. Caissongewicht	146 t
2. Mauerwerk	260 „
3. Bewegliche Last	230 „
4. Wassergewicht im Schwimmer $(220 - 2,5) 1,7 \times 1,026 =$	379,4 „
zusammen	1015,4 t,

so ergibt sich bei der geringsten Tauchung, d. h. für

$\delta = 0$, die Überlast = $1015,4 \text{ t} - 857,7 \text{ t} = 157,7 \text{ t}$, also f. d. qm Caisson = 0,717 t

und bei der stärksten Tauchung, d. h. für

$\delta = 7,15$, die Überlast = $1015,4 \text{ t} - 906 \text{ t} = 109,4 \text{ t}$, also f. d. qm Caisson = 0,497 t.

b) Der Caisson ragt aus dem Wasser hinaus, sodafs nur ein Teil der Gleichgewichtskammer mit Wasser gefüllt ist (Fig. 56). Dann beträgt die Last:

1. Gewicht des Caissons und seiner Ausmauerung	406 t
2. Bewegliche Last	230 t
3. Wasser im Schwimmer $(220 \text{ qm} - 2,5 \text{ qm}) 1,026 \text{ t} \times \delta =$	223,2 δ ,

dagegen der Auftrieb:

$(1,80 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + \delta) 220 \text{ cbm} \times 1,026 \text{ t} = 474 \text{ t} + 225,7 \delta$.

Wäre das Wasser genau auf Höhe der Oberkante des Schwimmers, so wäre $\delta = 1,7$ und dann ergibt sich

die Last = $636 \text{ t} + 223,2 \times 1,7 = 1015,4 \text{ t}$
 der Auftrieb = $474 \text{ t} + 225,7 \times 1,7 = 857,7 \text{ t}$
 Überlast . . . 157,7 t

Wäre das Wasser auf der Höhe des gemauerten Ballastes, somit $\delta = 0$, so ist

die Last 636 t
 der Auftrieb 474 t
 Überlast . . . 162 t

Fig. 56.

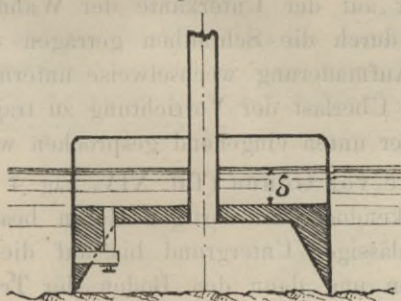
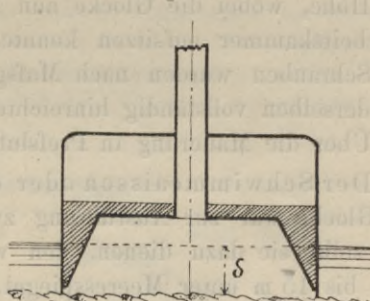


Fig. 57.



c) Das äußere Wasser befindet sich tiefer als die Decke der Arbeitskammer (Fig. 57). Es bezeichne δ die Höhe des Wassers über Unterkante Caisson. Dann ist:

die Last:

1. Caisson	406 t
2. Überlast	230 t
zusammen	636 t,

der Auftrieb:

$220 \times \delta \times 1,026 = 225,72 \delta$.

Somit für $\delta = 1,80$:

Der Auftrieb	406,3 t
Überlast	229,7 t
und für $\delta = 0$ der Auftrieb 0,	
die Überlast	636,0 t.

In allen bisherigen Fällen war die Last größer als der Auftrieb, der Caisson mußte somit auf dem Boden mit seiner Kante oder mittels der 24 Stützsrauben oder einem Teil derselben aufsitzen.

Damit derselbe schwimmt, muß die bewegliche Last abgehoben, der Wasserzutritt in den Schwimmer abgeschlossen und dieser letztere wasserfrei sein; man erreicht dies dadurch, daß man die Prefsluft der Arbeitskammer in den Schwimmer treten läßt. Dann ist:

Die Last	406 t
der Auftrieb $(220 - 2,5) 2 \times 1,026 - 60 \times 1,026^* =$	507,87 t.

Hier stellt der mit einem Sternchen bezeichnete Posten die Wasserverdrängung durch das Mauerwerk zwischen den Konsolen der Arbeitskammer dar.

Der Auftrieb ist demnach um 101,87 t größer als die Last, was einer Wasserverdrängung des Schwimmers von $\frac{101,87}{(220 - 2,5) 1,026}$ entspricht = rund 0,45 m.

Der Caisson schwimmt somit, indem der Schwimmer 0,45 m aus dem Wasser ragt, sodafs die Vorrichtung 3,80 — 0,45 = 3,35 m taucht.

Aus genauen Rechnungen folgt, daß in diesem Falle der Schwerpunkt der Glocke 2,42 m über der Unterkante der Arbeitskammer, dagegen der Schwerpunkt des verdrängten Wassers 2,38 m über dieser Unterkante und endlich das Metacentrum 7,01 m über derselben liegt.

Die Vorrichtung besitzt infolge dessen eine untadelhafte Standsicherheit. Um sich ihrer zu bedienen, wurde sie bei Flut über die Stelle geschwemmt, an welcher sie arbeiten sollte, sodafs sie bei einer Tauchung von 3,35 m mit eintretender Ebbe auf dem Boden aufsaß oder von diesem nur noch wenig entfernt war. Es war somit hinreichend, die Klappen in der Decke der Arbeitskammer von oben zu öffnen, um den Wassereintritt in den Schwimmer und damit das Aufsitzen der Vorrichtung zu erzielen. Sie wurde dann auf der Decke des Schwimmers mit der beweglichen Last belegt, und nun konnte, nachdem die Klappen zwischen Arbeitskammer und Schwimmer wieder geschlossen waren, das Wasser im Arbeitsraum verdrängt und der Aushub begonnen werden.

War der Aushub vollendet, so begann die Aufmauerung in Schichten von 40 bis 50 cm Höhe, wobei die Glocke nun nicht mehr auf der Unterkante der Wandungen der Arbeitskammer aufsitzen konnte, sondern durch die Schrauben getragen wurde. Diese Schrauben wurden nach Maßgabe der Aufmauerung wechselweise untermauert, da 18 derselben vollständig hinreichten, um die Überlast der Vorrichtung zu tragen.

Über die Mauerung in Prefsluft soll weiter unten eingehend gesprochen werden.

Der Schwimmeaisson oder die Glocke von Genua (Taf. XIV, Fig. 4 bis 6). Diese Glocke war zur Ausführung zweier Trockendocks im dortigen Hafen bestimmt. Zuerst sollte sie dazu dienen, den wasserdurchlässigen Untergrund bis auf die Tiefe von 14 bis 15 m unter Meeresspiegel abzugraben und dann den Boden der Trockendocks aufzumauern. Sie erhielt eine Länge von 38 m, eine Breite von 32 m und wurde ihrer Höhe nach in drei Teilen ausgeführt, deren jeder einen bestimmten Zweck zu erfüllen hatte.

Den untersten Teil A bildete die Arbeitskammer von 2 m Höhe, deren Wandungen, wie bei allen Glocken, mittels Konsolträgern gegen die Decke abgesteift waren.

Über der Decke lag die Gleichgewichtskammer B von gleicher Ausdehnung wie die Arbeitskammer, jedoch von 3,20 m Höhe; dieselbe war auf allen Seiten sorgfältig abgeschlossen und ihre Versteifung bildete gleichzeitig die Deckenbalken der Arbeitskammer.

Über der Gleichgewichtskammer wurde durch die sogenannten Regulierungsschächte *C* die oberste Abteilung des ganzen Aufbaues gebildet. Dieselben waren, wie die unteren Kammern, vollständig in Eisen ausgeführt, dagegen nach oben offen; überdies fiel ihre Grundform nicht mit derjenigen der unteren Kammern zusammen. Wie aus dem Grundplan (Fig. 4) hervorgeht, bestanden sie aus zwei rechteckigen Schächten von 3 m Breite, welche parallel zur Längsachse des Werkzeugs, nahe dem äußeren Rande desselben lagen. Dieselben waren durch weitere zwei Querschächte verbunden, welche senkrecht zur Längsachse, jedoch wesentlich rückwärts der Kante der unteren Kammern lagen. Die vier Schächte umfaßten derart einen Mittelschacht von 24 m Länge und 13,84 m Breite.

Auf die Wandungen dieser Schächte stützte sich eine Lage hölzerner Balken, welche einen Boden trugen; auf diesen mündeten die zahlreichen Schleusen aus, welche die Verbindung nach der Tiefe ermöglichten.

Zur Verbindung mit der Arbeitskammer dienten 6 Materialschleusen *M* und 6 Personenschleusen, von denen die eine *P'* einen Durchmesser von 2,50 m erhielt, um eine größere Zahl Arbeiter aufnehmen zu können; die übrigen sind mit *P* bezeichnet (s. Fig. 4).

Überdies waren zur Einbringung des Betons oder des Mörtels 8 Betonschleusen *L* vorgesehen. Den Eintritt in die Gleichgewichtskammer vermittelten zwei Schleusen *G*.

Während in La Rochelle eine feste, namentlich aber und getrennt davon, eine bewegliche Belastung mit Ballast vorgesehen war, erhielt die Glocke von Genua einen Ballast aus eingemauerten Gußeisenmasseln, von denen ein Teil zwischen den Konsolträgern der Arbeitskammer, der andere unmittelbar auf der Decke der Arbeitskammer, somit im Boden der Gleichgewichtskammer *B* (s. Fig. 5) eingebracht war. Nur zur Förderung der Standsicherheit, bei Verwendung des Werkzeuges in bestimmten Wassertiefen, wurde es wünschenswert, einen kleineren beweglichen Ballast auf den festen Ballast in die Gleichgewichtskammer einzubringen.

Die Einführung des Wassers in die Gleichgewichtskammer wurde durch eine Reihe von Rohrstücken *a* (s. Fig. 6^{a-d}) von 30 cm Durchmesser ermöglicht, welche, am tiefsten Punkte der Kammer angebracht, mit Deckeln geschlossen werden konnten, die sich nur in der Gleichgewichtskammer handhaben ließen.

Entsprechende Rohrleitungen erlaubten, Prefsluft nicht nur in die Arbeitskammer, sondern auch in die Gleichgewichtskammer zu senden und die letztere dadurch bis auf die Decke trocken zu legen; alsdann wurden die obengenannten Deckel der Wasserröhren geschlossen.

Die vier rechteckigen und nur 3 m breiten Regulierungsschächte waren zwar durch Wandungen gegeneinander abgeschlossen, dagegen konnten sie mit Hilfe von Hähnen von 40 cm Durchmesser, die an deren tiefsten Stelle angebracht waren und sich mit Gestängen von oben öffnen und schließen ließen, sowohl unter sich, als mit dem äußeren Wasser in Verbindung gesetzt werden.

Auch der allseitig durch die vier Schächte abgeschlossene Mittelraum von 24 m Länge und 13 m Breite, somit von 332 qm Oberfläche, konnte auf gleiche Weise mittels geeigneter Hähne mit dem äußeren Wasser in Verbindung gebracht werden.

Damit war nun die Möglichkeit geschaffen, jede nur denkbare Belastungsart herzustellen und dadurch wieder zu verändern, daß mit einer Dampfpumpe, die auf der oberen Brücke aufgestellt war, der Wasserspiegel in einem der vier Nebenschächte oder im Hauptschacht gesenkt wurde. Die verschiedenen Bewegungen des Senkens und Hebens (vergl. auch Taf. XIV, Fig. 6^{a-d}) vollzogen sich gemäß den nachfolgenden Angaben.

Abmessungen und Raumverhältnisse.

Abmessungen der Arbeitskammer $32 \times 38 \times 2$	2432	cbm
Freier Raum der Arbeitskammer	2268	cbm
Raum zwischen den Gegenstreben zur Aufnahme von Ballast	2432	"
	164	"
Abmessungen der Gleichgewichtskammer $32 \times 38 \times 3,20$	3891,20	"
oder, nach Abzug der Diagonalen und Röhren, netto	3865	"
Höhe des festen Ballastmauerwerkes über dem Boden der Gleichgewichtskammer	0,436	m
und des beweglichen Ballastes	0,054	"
Höhe des freien Raumes der Gleichgewichtskammer	2,710	"
Inhalt des freien Raumes der Gleichgewichtskammer netto	3273	cbm
Wagerechte Fläche der vier Regulierschächte	398	qm

Wagerechte Fläche der Steig- und Förderschächte der Gleichgewichtskammer und deren Eisenkonstruktion	12	qm
Wagerechte Fläche der Steig- und Förderschächte der Arbeitskammer und deren Eisenkonsolen	5,5	„
Höhe des Brückenbodens über der Caissonschnaide	15,30	„

Gewichte.

Eisengewicht der Wandungen der Arbeitskammer ohne Decke	77,270	t
Eisengewicht der Gleichgewichtskammer mit beiden Decken .	482,910	„
Eisengewicht der Regulierschächte	326,370	„
Eisengewicht des Caissons	886,550	t
Konstruktionsgewicht des Brückenbodens	41,200	t
„ der Schleusen	36,100	„
Gewicht von Lokomobilen, Pumpen, Winden, Maschinen und Werkhütte, Ketten, Transmission u. s. w. auf dem Brückenboden	21,150	„
Gewicht des ganzen Werkzeuges ohne Ballast	985,000	t
Fester Ballast in den Gegenstreben	717,380	t
„ „ in der Gleichgewichtskammer	2303,700	„
Beweglicher Ballast in derselben	287,500	„
Gesamtballast	3308,580	t
Gewicht des ganzen Werkzeuges mit Ballast	4293,580	t

Stand- und Schwimmsicherheit der Glocke.

a) Standsicherheit der Glocke in schwimmendem Zustande: Vor Beginn der Arbeit, während des Stellungswechsels und nach Schluß der Arbeit.

1. Ruhelage. Vor und nach einem Arbeitsabschnitt schwimmt die Glocke an der Wasseroberfläche, sodafs die obere Decke der Gleichgewichtskammer noch 0,10 m über Wasser steht. Die Arbeitskammer ist mit Wasser erfüllt, die Füllröhren der Gleichgewichtskammer sind nach dem Wasser hin abgeschlossen, die Luftröhren nach oben offen; die Kammer ist also von atmosphärischer Luft erfüllt. An Ballast trägt die Glocke nur das Mauerwerk aus gufseisernen Masseln. Da für diese Lage der Glocke noch keine Prefsluft in Anwendung kommt, darf man sie füglich als Ruhelage bezeichnen, bei welcher allfällige Ausbesserungen leicht vorgenommen werden können.

Für das Mafs der Standsicherheit in dieser Lage gelten folgende Angaben:

Abstand des Schwerpunktes der Glocke über deren unterer Schnaide	3,21	m
Abstand des Schwerpunktes des verdrängten Wassers	3,46	„

Es liegt somit der Schwerpunkt der Glocke um 0,25 m tiefer als derjenige des Auftriebes.

Höhe des Metacentrums für Drehungen im Längssinne über der unteren Schnaide	40,90	m
---	-------	---

Höhe des Metacentrums für Drehungen im Quersinne über der unteren Schnaide	30,00	„
--	-------	---

2. Die Tiefenlage, in welcher die Glocke für Fundamentaushub und Mauerung dienen soll, liegt zwischen den Coten (— 14,50) und (— 6,90).

Eine erste Senkung der Glocke von der Ruhelage aus findet statt, indem der bewegliche Ballast von 287,5 t in die Gleichgewichtskammer eingebracht wird; die entfallende Senkung beträgt 0,50 m, indem

$$38 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 0,10 \times 398 \text{ qm} (\times 0,4) \times 1,025 = 287,5 \text{ (nahezu).}$$

Die Schneide taucht alsdann 5,60 m und die Regulierschächte tauchen 0,40 m unter Wasser ein (Fig. 58).

Um dem erhöhten Wasserdrucke auf die Wandungen der Gleichgewichtskammer entgegenzutreten, wird letztere nach oben abgeschlossen, alsdann wird Prefsluft in dieselbe gepumpt und sobald der Druck derselben einem Wasserdrucke von ungefähr 3 m entspricht, wird die Verbindung durch Öffnen der Deckel *D* mit dem Meerwasser hergestellt, ohne dieses letztere vorläufig eintreten zu lassen, indem die Kammer durch Einpumpen von Prefsluft stets wasserfrei gehalten wird (Fig. 59).

Dagegen wird nun die Versenkung durch Einlassen von Wasser in die Regulierschächte in beliebige Tiefe fortgesetzt. Für jedes Tiefenmeter hat man in die Regulierschächte

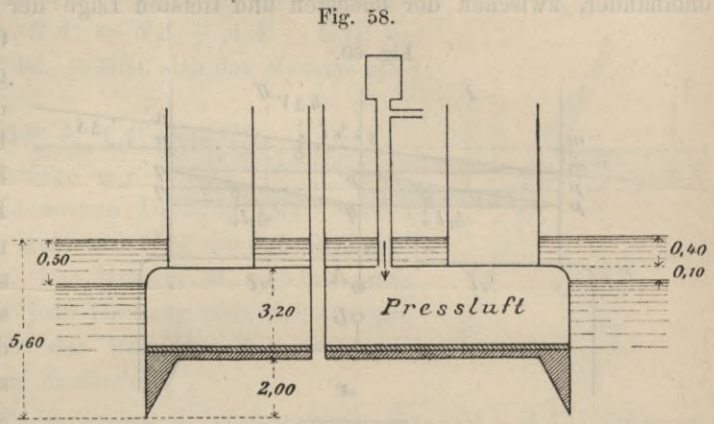
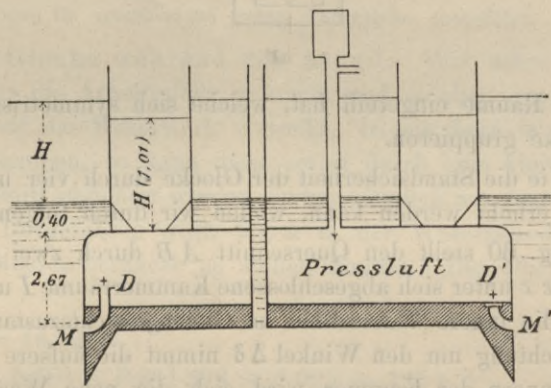


Fig. 59.



$$\frac{(398 + 5,5) \times 1,025}{398 \times 1,025} = 1,01 \text{ m}$$

hoch Wasser einzuführen. Dabei wird sich der Druck der Prefsluft in der Gleichgewichtskammer stets entsprechend der Wassertiefe erhalten, in welcher sich die Wasserröhren in derselben befinden. Die Beanspruchung ihrer Wandungen bleibt in jeder Tiefenlage dieselbe und ist z. B. für die obere Decke f. d. qm

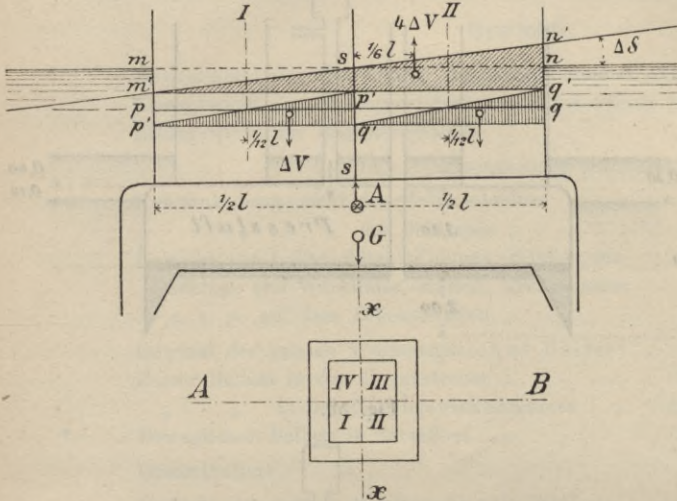
$$2,67 \times 1,025 = 2,737 \text{ t.}$$

In ebenso einfacher Weise, wie das Versenken, könnte nun sofort wieder das Heben der Vorrichtung bewerkstelligt werden. Um sie um 1 m zu heben, werden mit einer Centrifugalpumpe etwa 1,01 m Wasser aus den Regulierschächten ausgepumpt. Während dieses Vorganges bleibt die Glocke stets in stabilem Gleichgewicht, denn es ist:

	Tauchtiefe der Schneide		
	— 5,69 m	— 6,90 m	— 14,5 m
des Schwerpunktes der belasteten Vorrichtung . .	3,16	3,56	6,18
» Schwerpunktes des Auftriebes	3,58	3,88	6,56
» Metacentrums für Drehungen um die Längsachse	15,50	—	—
» Metacentrums für Drehungen um die Querachse	13,20	—	—

Aus diesen Zahlen geht hervor, daß der Schwerpunkt des Auftriebes immer höher liegt, als derjenige der belasteten Glocke und daß der Abstand beider Schwerpunkte voneinander, zwischen der höchsten und tiefsten Lage der Glocke, zwischen 0,32 und 0,38 m sich ändert. Im Vergleich zur großen Ausdehnung der Vorrichtung und in Anbetracht des leicht beweglichen Wasserballastes der Regulierschächte, welcher die metacentrische Höhe fast verschwinden läßt, erscheint dieser Abstand zu klein, um die durch irgend einen Grund in schwankende Bewegung versetzte Glocke sofort wieder zur Ruhe zu bringen. Letzteres wird aber dadurch erreicht, daß man, wie oben erwähnt wurde, die Regulierschächte in vier voneinander

Fig. 60.



getrennte Räume eingeteilt hat, welche sich symmetrisch um die Längs- und Querachse der Glocke gruppieren.

Wie die Standsicherheit der Glocke durch vier unter sich abgeschlossene Regulierschächte erhöht werden kann, wollen wir durch folgendes Beispiel veranschaulichen:

Fig. 60 stellt den Querschnitt *AB* durch zwei symmetrisch zur Längsachse der Glocken *xx* unter sich abgeschlossene Kammerräume *I* und *II* dar; *mn* bedeute die äußere und *pq* die innere Wasserlinie im Gleichgewichtszustande. Durch eine kleine Drehung der Vorrichtung um den Winkel $\Delta\delta$ nimmt die äußere Wasserlinie die Begrenzung *m'n'* an, im Innern der Kammer wird sich die neue Wasseroberfläche auf *p'p'* und *q'q'* einstellen, wobei $p'p' \parallel q'q' \parallel m'n'$ sein wird. Ein Teil des Wassers ($2 \times \Delta V$) der Regulierkammern erleidet eine Verschiebung im Sinne der Drehung, der Schwerpunkt des verschobenen Teiles ($2 \times \Delta V$) entfernt sich von der Schwimm- oder Symmetrieachse um $\frac{1}{12}$ der Länge (*l*) beider Kammern; gleichzeitig erfährt aber ein doppeltes Volumen ($H \times \Delta V$) verdrängten Wassers (siehe schief schraffierte Prismafäche) eine doppelt so große Verschiebung ($\frac{1}{6}l$). Das Moment des verschobenen Teiles des Auftriebes in Bezug auf die Schwimmachse *ss* ist ungefähr viermal so groß als das Moment des verschobenen Wassers und wirkt der Drehung entgegengesetzt; die Vorrichtung wird infolge dessen sofort wieder in die Gleichgewichtslage zurückkehren.

Sucht man das resultierende Moment, welches die Glocke aus ihrer schiefen Lage wieder in ihre lotrechte Gleichgewichtslage zurückführt, in eine Formel zu kleiden, so ergibt sich Folgendes:

Durch eine kleine Drehung $\Delta\delta$ (Fig. 61) der Glocke aus ihrer lotrechten Lage um eine ihrer wagerechten Achsen verschiebt sich der Schwerpunkt der mit Wasser belasteten Glocke wagerecht von *G* nach *G'* und der Schwerpunkt des verdrängten Wassers (Auftrieb) von *A* nach *A'*. *S* und *R* sind die Schnittpunkte der Lotrechten durch *G* und *G'* mit der Wagerechten durch *A*. Das Drehmoment *M*, das alsdann

die Glocke wieder aufrichtet und in ihre frühere Gleichgewichtslage zurückbringt, ist somit

$$M = P \times R A',$$

wo P das Gewicht der belasteten Glocke oder den Gesamtauftrieb bedeutet. Da aber $R A' = S A + A A' - G G' = G A \sin (\Delta \delta) + A A' - G G'$ ist, so läßt sich das Moment ausdrücken durch

$$M = P (G A \sin . (\Delta \delta) + A A' - G G').$$

$G A$ ist für jede Tiefenlage der Glocke leicht zu ermitteln und für jede angenommene Drehung $(\Delta \delta)$ werden sich auch die Verschiebungen $A A'$ und $G G'$ der Schwerpunkte rechnerisch bestimmen lassen. Das Moment M , welches somit für jede Tauchtiefe und für jede Drehung oder Schwankung bestimmt werden kann, giebt das Maß der Standsicherheit der Glocke im schwimmenden Zustande.

Beispiel. Tauchtiefe — 14,50, Gewicht der belasteten Glocke $P = 7974$ t, $G A = 0,38$ m geht aus obigen Angaben hervor. Neigung oder vorausgesetzte Drehung um die Querachse: $\tan \Delta \delta = 0,03$ oder 3% ; es ist dann $G A \sin \Delta \delta = 0,011$. Berechnete Verschiebungen $A A' = 0,077$, $G G' = 0,027$ und daraus

$$M = 7974 \times 0,061 = 486 \text{ mt.}$$

Weitere Berechnungen wurden noch für verschiedene andere Tauchtiefen ausgeführt.

b) Standsicherheit der Glocke während der Arbeit. Wie schon gesagt, wird die Glocke schwimmend über die Arbeitsstelle gebracht und in oben angedeuteter Weise auf den Baugrund bzw. auf das Mauerwerk versenkt. Ist sie dann in der richtigen Stellung zum Aufsitzen gekommen, so kann diese sofort durch eine kleine Überlast für den folgenden Arbeitsabschnitt gesichert werden, indem nämlich mit dem Wasserzuführen in die Regulierschächte fortgefahren wird, bis z. B. der Wasserstand in letzteren auf gleiche Höhe mit der Meeresoberfläche zu stehen kommt. Die Überlast beträgt alsdann:

Für die Tauchtiefe von (— 14,50):

$$[0,40 - (14,5 - 5,60) \times 0,01] 398 \times 1,025 = 127 \text{ t,}$$

und für die Tauchtiefe von (— 6,90):

$$[0,40 - (6,90 - 5,60) \times 0,01] 398 \times 1,025 = 158 \text{ t.}$$

Nun handelt es sich darum, die Arbeitskammer trocken zu legen, damit die Arbeit beginnen kann. Zu dem Ende wird die Prefsluftzuleitung umgeschaltet (s. Fig. 62, S. 318); statt wie bisher in die Gleichgewichtskammer, wird von nun an Prefsluft in die Arbeitskammer gepumpt, wogegen gleichzeitig Wasser, und zwar in ungefähr gleichen Mengen, in die Gleichgewichtskammer eintritt, was einfach dadurch bewirkt wird, dafs man durch zeitweises Öffnen der Hähne, welche sich neben den Schleusen der Gleichgewichtskammer befinden, Prefsluft ausströmen läßt.³⁴⁾

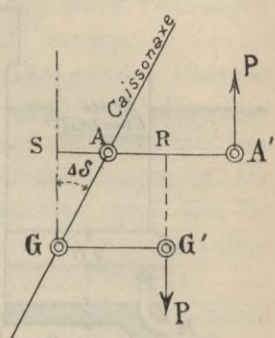
³⁴⁾ Durch Beobachtung des Fallens des Wasserspiegels in der Arbeitskammer und des Steigens desselben in der Gleichgewichtskammer wird man sich jeden Augenblick leicht überzeugen können, mit wie viel Überlast die Glocke auf dem Boden aufruhet. Man läßt z. B. das Wasser um gleiche Höhen (h) fallen und steigen und es ergeben sich dann für $h = 2$ m, also in dem Zeitpunkt, in welchem das Wasser der Arbeitskammer gänzlich verdrängt ist, folgende Überlasten:

$$\text{Bei einer Tauchtiefe von (— 14,50): } 127 \text{ t} + 164,16 \times 1,025 = 295 \text{ t,}$$

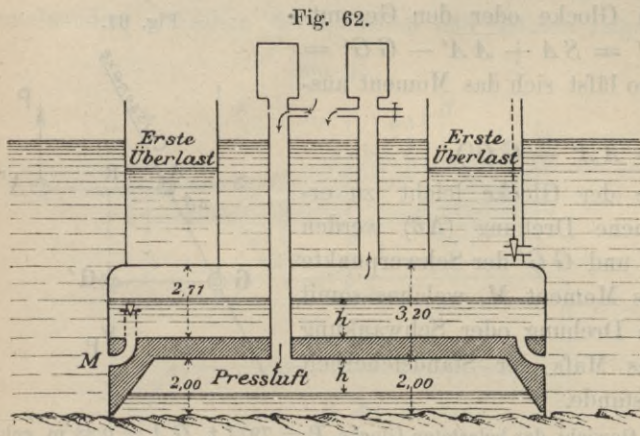
$$\text{und bei einer Tauchtiefe von (— 6,90): } 158 \text{ t} + 164,16 \times 1,025 = 326 \text{ t.}$$

Unter gegebener Voraussetzung würde während des Leerens der Arbeitskammer die Überlast um $164,16 \times 1,025 = 168$ t gleich dem Gewicht des in den Gegenstreben verdrängten Wassers zunehmen.

Fig. 61.



Bevor man nun die Luft gänzlich aus der Gleichgewichtskammer ausströmen läßt und diese damit ganz mit Wasser anfüllt, mit andern Worten die Glocke noch mehr



belasten läßt, wird es geboten sein, in den Arbeitsraum hinunterzusteigen, um sich zu überzeugen, ob die Glocke gleichmäßig auf dem Baugrunde bzw. auf dem Mauerwerk aufsitzt. Bei gefüllter Gleichgewichtskammer und gefüllten Regulierschächten trägt die Glocke die größte Überlast, mit der man sie bei den gegebenen Vorrichtungen während der Arbeit belasten kann.

Sie beträgt:

Bei einer Tauchtiefe von (— 14,50):

$$295 \text{ t} + (2,71 - 2,00) 38 \times 32 \times 1,025 = 1180 \text{ t},$$

und bei einer Tauchtiefe von (— 6,90):

$$326 \text{ t} + (2,71 - 2,00) 38 \times 32 \times 1,025 = 1211 \text{ t},$$

oder mit Berücksichtigung der luftegefüllten Steigeschächte der Arbeitskammer, deren Querschnitt etwa 8 qm ausmacht:

Bei (— 14,50) Überlast:

$$1180 - (14,5 - 2,00) 8 \times 1,025 = 1078 \text{ t},$$

und bei (— 6,90) Überlast:

$$1211 - (6,90 - 2,00) 8 \times 1,025 = 1171 \text{ t},$$

was einer Überlast f. d. qm der Glocke von 0,886 t bzw. 0,963 t gleichkommt. Damit ist für eine genügend große Standsicherheit der Glocke während der Arbeit gesorgt.

Im Innern des Hafens von Genua, wo die Glocke bis jetzt zur Verwendung kam, war eine so große Standsicherheit bzw. Überlast nicht notwendig, denn die Vorrichtung hatte größeren Wellenschlägen oder Strömungen nicht zu widerstehen. Die Überlast durfte bedeutend (bis auf 200 bis 300 t) verringert werden, und es war dies sogar in allen den Fällen geboten, wo z. B. die Glocke nicht gleichmäßig auf dem Baugrunde aufruhte, oder aber, wo zwei ihrer Wände auf dem Mauerwerk ruhten, während die anderen zwei auf aufgeschütteten Boden zu stehen kamen.

Durch Abspumpen von Wasser aus den Regulierkammern hat man es in der Hand, der Überlast in den meisten und tiefsten Stellungen der Glocke jede beliebige Größe zwischen Null und der oben berechneten „größten Überlast“ beizulegen. So z. B. wird in der tiefsten Lage der Glocke (— 14,50) die Überlast = 0, wenn man aus den Regulierschächten $\frac{1078}{398 \times 1,026} = 2,62 \text{ m}$ Wasser auspumpt.

Bei einer Tauchtiefe von (— 6,90) [höchste Lage während der Arbeit] kann die Überlast durch Wasserauspumpen aus den Regulierschächten allein nicht mehr bis auf Null hinuntergebracht werden, denn bei größter Belastung steht das Wasser in den Regulierschächten nur $6,90 - 5,20 = 1,70$ hoch. Durch Abspumpen desselben vermindert man die Überlast um

$$398 \times 1,70 \times 1,025 = 694 \text{ t};$$

sie wird dann:

$$1171 - 694 = 477 \text{ t.}$$

Eine weitere Verminderung der Überlast kann von nun an nur durch Verdrängen von Wasser aus der Gleichgewichtskammer durch Prefsluft erreicht werden.

Es ist noch zu bemerken, dafs für alle die Fälle, wo eine gewisse Überlast nicht überschritten werden darf, das oben erwähnte Wasserauspumpen aus den Regulierschächten gleichzeitig mit dem Einfüllen der Gleichgewichtskammer zu geschehen hat. An Hand genauer und gleichzeitig vorgenommener Wasserstandsbeobachtungen in der Arbeitskammer, der Gleichgewichtskammer und den Regulierschächten wird der die Bewegungen leitende Ingenieur leicht im Stande sein, sich jederzeit Rechenschaft über die Gröfse der Überlast zu geben.

Noch bleibt zu erwähnen, dafs man anfänglich für notwendig gehalten hatte, ähnlich wie in La Rochelle (s. S. 310), die Glocke mittels Schrauben auf den Untergrund, sei es Boden oder Mauerwerk, abstellen zu müssen. Zu dem Ende hatte man in der Arbeitskammer, parallel zur Längenachse, somit quer unter den Deckträgern hindurch, je einen Doppelbalken *D* eingebaut (s. Fig. 6^a, Taf. XIV), zwischen dessen Wänden die Schrauben, ähnlich wie in La Rochelle, eingebracht wurden. Man hat aber bei der Ausführung des Mauerwerkes die Anschüttung um dasselbe so rasch nachgeführt, dafs es möglich wurde, die Glocke stets allseitig mit ihrer unteren Schneide unmittelbar auf dem Boden aufrufen zu lassen.

Die ganze Vorrichtung hat stets mit der grössten Sicherheit gearbeitet und zu keinen Störungen Anlafs gegeben.

Auf derselben Ausführungsanordnung, wie die Glocke von Genua, beruht eine kleinere Glocke, welche gegenwärtig im Hafen von Marseille³⁵⁾ zur Vertiefung des Grundes vor den schon bestehenden Kaimauern dient und im Weiteren dazu bestimmt ist, den unteren breitesten Teil der fortlaufenden, wasserdichten Kaimauern zu erstellen, die zur Vergrößerung des Hafens dienen sollen. Diese Glocke von 18 m Länge und 9 m Breite trägt eine Gleichgewichtskammer von 2,35 m Höhe und 4 runde Gleichgewichtsschächte sitzen auf den vier Ecken der Gleichgewichtskammer und stehen mittels Röhren in Verbindung mit einer centralen Schachtröhre, in welche durch einen grofsen Hahnen Wasser eingelassen und von dort in die 4 Seitenschächte, oder blofs in einen Teil derselben, geleitet werden kann, indem deren Verbindungsrohren im Centralschacht mit Hahnen versehen sind.

Will man den Caisson senken, so öffnet man den Wasserzutritt in den Centralschacht, von wo das Wasser durch 4 Leitungen in die 4 Gleichgewichtsschächte tritt, soll hingegen die Glocke gehoben werden, so schliesst man den Wasserzutritt im Centralschacht ab, läfst dagegen die Verbindungen zwischen demselben und den 4 Gleichgewichtsschächten offen und pumpt im Centralschacht mit einer Pumpe, welche durch einen Elektromotor getrieben wird, deren Wasser aus.

Die Glocke ist mit 2 Materialschleusen versehen, welche durch Elektromotoren betrieben werden und mit 2 Personenschleusen, von denen die eine in die Gleichgewichtskammer führt, s. Fig. 13 bis 15, Taf. IX (vergl. auch S. 304).

§ 9. Die Erstellung fortlaufender wasserdichter Fundamente mit Glocken.

Während bei Anwendung von Druckluft und verlorenen Caissons die Erstellung fort-

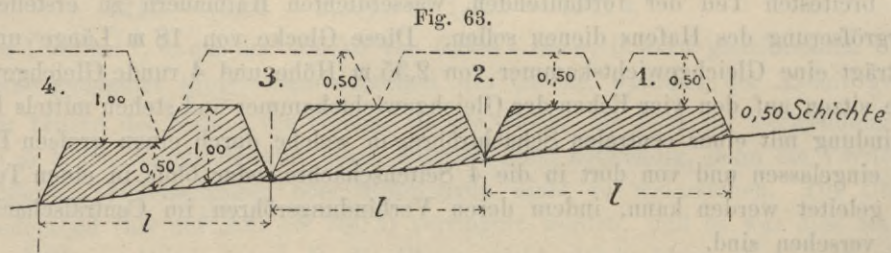
³⁵⁾ Vom Verfasser erbaut und verwendet.

laufender wasserdichter Fundamente nur darin bestehen kann, daß zwischen einzelnen Fundamentkörpern, von denen jeder über Wasser reicht, nachträglich eine wasserdichte Verbindung bewerkstelligt wird, baut man bei Anwendung von Glocken derartige Fundamente in der Weise, daß die einzelnen Mauerstücke schon bei Ausführung des je darüber folgenden Satzes wasserdicht miteinander verbunden werden. Wenn man nämlich dafür Sorge trägt, daß die Verbindungsstücke zwischen zwei Mauerblöcken eines Satzes im oberen Satze nicht in die gleiche Lotrechte, d. h. nicht übereinander fallen, daß vielmehr, wie bei den Bauten aus Quadersteinen, die untere Verbindung (Fuge) durch einen oberen Block gedeckt wird, so erzielt man, namentlich wenn man in niedrigen Sätzen aufbaut, einen so vollkommenen Verband, wie man ihn im Freien nicht besser erstellen kann.

Man wird somit ein fortlaufendes wasserdichtes Fundament mit Hilfe eines beweglichen Caissons oder einer Glocke in der Weise erstellen, daß man zunächst den wasserdichten Boden, auf den dasselbe gestellt werden soll, bloßlegt.

Wenn der Boden mit wasserführenden, wenig tragfähigen Bodenschichten überlagert ist, so kann deren Entfernung mit dem beweglichen Caisson oder der Glocke bewirkt werden, insofern deren Mächtigkeit nicht mehr als 2,50 bis 3 m beträgt, weil man mit Hilfe von Hebezeug in der Lage ist, den Caisson wieder aus dem Boden zu heben, oder mit anderen Worten, weil es verhältnismäßig leicht wird, die Reibung einer begrenzten Bodenschicht gegen den Caisson zu überwinden.

Sollten dagegen die Bodenschichten, welche auf dem tragfähigen Boden lagern, mehr als 3 m Mächtigkeit besitzen, so wird man darauf angewiesen sein, diese zunächst mit einer Baggervorrichtung abzuheben und in der Glocke bloß die letzte Reinigung über dem festen Boden vorzunehmen, oder sich zur Sicherheit etwas in denselben einzugraben. In diesem Falle dienen somit die Luftschleusen zunächst zur Förderung des Aushubes nach außen.



Nunmehr kann die Mauerung begonnen werden und zwar in Mauerstücken von 0,50 bis 1 m Höhe, wobei die Höhenlage des Bodens entscheidet (s. Fig. 63). Hierbei wird man darauf Bedacht nehmen, den untersten Mauerstück zur Erstellung eines ersten horizontalen Blockes zu benutzen, oder, bei stark geneigter Lage des Bodens, wenigstens zur Erstellung eines Mauerstückes mit Höhen von 0,50 bis 0,70 m und zwar nach Fig. 63, wobei die Länge der einzelnen Blöcke stets der Gesamtlänge der Glocke entspricht.

Auf diesen untersten Satz folgt nun der zweite nach den gestrichelten Linien dieser Figur, wobei vor dem jeweiligen Aufbau der einzelnen Blöcke zunächst die Verbindung zwischen zwei aufeinanderfolgenden Sätzen der unteren Schicht ausgeführt wird, und zwar ebenfalls vollständig im Trockenem, was sich auch ohne alle Schwierigkeit erreichen läßt.

Je nachdem man die Fundamentmauer in Beton oder in Bruchsteinmauerwerk ausführt, wird man den einzelnen Blöcken im Querschnitt, sei es mit Hilfe von Brettern

(wenn es sich um Beton handelt), sei es durch einen entsprechenden Aufbau von Mauerwerk, das Profil der zu erstellenden Mauer geben (s. Fig. 64 u. 65).

Fig. 64.

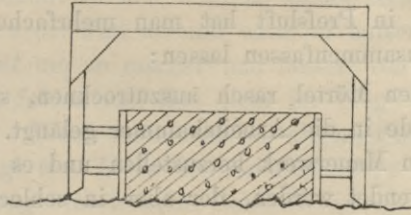
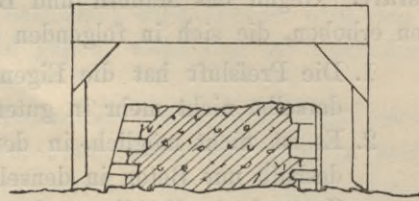


Fig. 65.

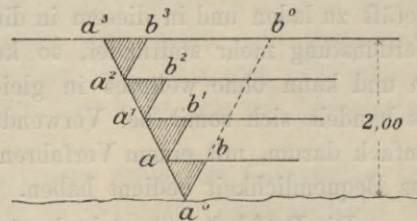


Um in dem darüberliegenden Mauerwerke die Fuge zwischen den beiden Blöcken des unteren wasserfrei auszufüllen, genügt es, dieselbe an beiden Seiten mit zwei zu dem Zweck geformten hölzernen oder eisernen Schützen, die an der Decke der Glocke aufgehängt werden und dort mit Flaschenzügen beweglich sind, abzuschließen und diese Schützen mit Spreizen gegen die Wand der Glocke abzustützen. Zunächst wird die Fuge mit Hilfe einer kleinen Handpumpe trocken gelegt, dann wird eine sorgfältige Reinigung derselben und schliesslich deren Ausmauerung vorgenommen.

Um nicht genötigt zu sein, für die Schneiden der Glocke, die auf den unteren Mauerwerken aufsitzen, Kerben in die letzteren zu machen, um ein vollständiges Trockenlegen der oberen Fläche des unteren Satzes zu erzielen, ist es zweckmässig, an die Schneiden einen Wulst aus gutem Segeltuch, gefüllt mit Moos, anzubringen und die Unterkanten der Schneiden der Längsseiten der Glocke etwas tiefer hinabreichen zu lassen. Um einen untadelhaften Verband des unteren Mauerwerkes mit dem oberen zu erreichen, thut man gut, den unteren entweder abzuspitzen oder besser mit Stahlbesen oder aber mit Druckwasser zu reinigen, bevor man neuerdings auf denselben mauert.

Wenn die Glocken so gross sind, dass deren Versetzung von einer Stelle zur anderen mit Schwierigkeiten und namentlich mit grossem Zeitverlust verbunden ist (wie dies z. B. bei den grossen Glocken der Fall war, welche der Verfasser zum Bau der Trockendocks in Genua verwendet hat), so baut man gerne in einer Stellung des Caissons mehr als eine Schichtenhöhe von 0,50 bis 1 m, so z. B. 2 m auf, wobei man sich darauf beschränken kann, den Caisson mehrmals zu heben, um beispielsweise den Mauerwerk von 2 m dennoch in vier Schichten zu 0,50 m Höhe auszuführen, was ohne jede Arbeitsunterbrechung möglich ist.

Fig. 66.



Um aber zu vermeiden, dass die Fuge mit dem nebenstehenden Mauerwerke in diesem Falle ebenfalls eine Tiefe von 2 m erhalte, welche nur schwierig trocken zu legen wäre, schlägt man das Verfahren ein, welches die nebenstehende Fig. 66 erläutert.

Mit jeder Hebung der Glocke verschiebt man diese gleichzeitig wagerecht um ein Stück ab , sodass man nach jeder Hebung derselben einen Teil der Fuge $ab a^0 = a^1 b^1 a = a^2 b^2 a^1$ und endlich in einer späteren Lage der Glocke nur noch das Fugenstück $a^3 b^3 a^2$ statt der Fuge $a^3 b^0 a^0$ auszufüllen hat.

D. Verschiedenes und Werkzeuge.

§ 10. Bedenken gegen die Ausführung von Mauerwerk und Beton in Prefsluft. Gegen das Mauern und Betonieren in Prefsluft hat man mehrfache Bedenken erhoben, die sich in folgenden Sätzen zusammenfassen lassen:

1. Die Prefsluft hat die Eigenschaft, den Mörtel rasch auszutrocknen, sodafs derselbe nicht mehr in gutem Zustande in die Arbeitskammer gelangt.
2. Es ist nicht möglich, in den Glocken Mauerwerk herzustellen und es kann deshalb nur Beton in denselben verwendet werden, der aber in schlechtem Zustande in dieselben gelangt.

Sehen wir uns diese Behauptungen etwas näher an, so steht zunächst fest, dafs die Eigenschaft, die man der Prefsluft zuschreiben will, den Mörtel rascher zu trocknen, nur darauf beruhen könnte, dafs in ihr das Wasser rascher verdunstet. Wer aber schon einmal in die Arbeitskammer einer Prefsluftgründung gestiegen ist, wird sich erinnern, dafs dort die Wände und die Decke mit Wassertropfen bedeckt sind, die bei Beleuchtung in allen Farben glänzen, dafs überhaupt alles, was man dort berührt, wie in einem Keller feucht ist, und in einem Raume, der auf einem nassen Boden steht und dessen Temperatur selten 12 bis 15° R. übersteigt, kann dies auch nicht anders sein.

Dagegen wird der Besucher beim Aufsteigen in die Luftschleusen bemerken, dafs die Temperatur in den Steigeschächten allmählich steigt und in der Luftschleuse ihr Maximum erreicht. Dort finden sich denn auch an den eisernen Wandungen keine Wassertropfen mehr vor, was auf eine trockene Luft hinweist; diese ergiebt sich daraus, dafs im allgemeinen die Temperatur in den Luftschleusen höher steht, als diejenige der äufseren Luft, deren Temperatur gewöhnlich auch das Eisen annimmt.

Bringt man nun in diesen heifsen und trockenen oberen Raum Mörtel, so wird derselbe offenbar rasch und stark trocknen. Führt man den Mörtel sogar in der Weise in die Arbeitskammer ein, dafs man ihn von der Luftschleuse durch den Steigeschacht frei herabfallen läfst, so wird er während des Falles zunächst zerteilt und während der raschen Bewegung durch die warme Luft in der That rasch getrocknet.

Beobachtet man aber die Vorsicht, den Mörtel in freier Luft in ein größeres Gefäß zu laden und in diesem in die Arbeitskammern hinunterzulassen, wo keine rasche Verdunstung mehr stattfindet, so kommt er daselbst in völlig unverändertem Zustande an und kann ohne weiteres in gleicher Weise wie in freier Luft verwendet werden. Es handelt sich somit bei Verwendung und Einführung von Mörtel in Prefsluft ganz einfach darum, mit einem Verfahren zu brechen, dessen sich viele Konstrukteure bisher aus Bequemlichkeit bedient haben.

Die Prefsluft untersteht bezüglich ihres Vermögens, Wasser zu verdunsten, keinen anderen Gesetzen als die gewöhnliche Luft, die Verdunstung hängt ausschließlic von ihrer Temperatur ab.

Was nun die Unmöglichkeit oder Unzweckmäßigkeit anbelangt, in Prefsluft Mauerwerk mit kleineren Baumaterialien, wie Backsteinen oder Bruchsteinen auszuführen, so wird dieselbe im allgemeinen darauf zurückgeführt, dafs an einem Ort, wo die Arbeit sich nicht bequem ausführen läfst, d. h. wo der Arbeiter sich in seinen Bewegungen gehindert fühlt, er auch seine Arbeit schlecht ausführe, und dafs auch die Einführung von Baumaterialien in die Arbeitskammer mit Schwierigkeiten verbunden sei. Um diesen

Einwurf zu heben, braucht man blofs darauf bedacht zu sein, die Glocke bequem einzurichten und die Luftschleusen den einzuführenden Materialien anzupassen.

Bequem wird der Maurer auch in einer Glocke arbeiten, wenn sie hoch genug ist, damit er sich während seiner Arbeit nicht mehr bücken mufs, als dies schon im Freien der Fall ist und wenn er auferdem gut beleuchtet wird. Ferner wird ihm seine Arbeit um so rascher und besser von der Hand gehen, wenn ihm die Baumaterialien nicht fehlen und ihm nicht im Wege liegen.

Wenn man nun im allgemeinen blofs Mauersätze von 0,50 m Höhe macht, so genügt eine Höhe der Arbeitskammer von 2,20 m vollkommen und eine in jeder Beziehung hinreichende Beleuchtung läfst sich in neuerer Zeit mit Leichtigkeit durch eine richtige Verteilung elektrischer Lampen an der Decke der Arbeitskammer erzielen.

Eine bequeme Beschaffung der Baumaterialien wird erreicht, wenn man die Schächte, durch welche dieselben eingeführt werden, im allgemeinen seitlich von der Mauer anlegt, d. h. eher in der Nähe der Wandungen der Kammer, als in deren Achse. Ganz bequem wird aber die Arbeit, wenn die Arbeitskammer wesentlich breiter ist als die zu erstellende Mauer und im Raume zwischen den Wänden der Arbeitskammer und dem Mauerkörper ein Gerüstboden sich befindet, welcher mittels Flaschenzügen an der Decke der Arbeitskammer hängt und dessen Höhenlage nach Wunsch und Bedürfnis geregelt werden kann.

Was nun die Schleusen anbelangt, mittels deren in solchen Fällen die Baumaterialien eingeführt werden, so müssen diese derart angeordnet sein, dafs man die Materialien in der freien Luft rasch und leicht in ein gröfseres Gefäfs einladen, sie rasch in die Pressluft bringen und im nämlichen Gefäfs in die Tiefe fördern kann. Wir verweisen diesbezüglich auf eine weiter unten beschriebene Luftschleuse, welche diesen Anforderungen entspricht.

Maurerarbeiten, die von dem Verfasser in Paimboeuf, St. Malo, La Rochelle, Genua und Bordeaux in passend angeordneten Luftkammern (Glocken) und mit zweckmäfsigen Luftschleusen ausgeführt wurden, haben ergeben, dafs man derart Mauern aller denkbaren Profile ebenso gut in Pressluft ausführen kann, als im Freien, dafs sich deren Preis nicht höher stellt, als wenn man Beton in Pressluft verwendet, dafs die Arbeitsleistung eines Maurers in Pressluft in keiner Weise hinter derjenigen im Freien zurücksteht und dafs namentlich für Ausführung von Längsmauern (Kai) u. s. w. die Verwendung von Bruchstein- oder Backsteinmauerwerk statt Beton ganz bedeutende Vorteile bietet, unter denen namentlich angeführt werden darf, dafs man eine gröfsere Wasserdichtigkeit mit solchen Mauern zu erreichen im Stande ist, als bei Verwendung von Beton.

Diese Thatsache, die wir und die Bauverwaltungen schon oft festzustellen Gelegenheit hatten, läfst sich auf verschiedene Ursachen zurückführen. Zunächst weist der Beton, namentlich wenn er in der meist gebräuchlichen Weise so in die Arbeitskammer gebracht wird, dafs man ihn von der Luftschleuse hinunterfallen läfst, eine ungenügende Mischung auf, indem die schweren Steine desselben rascher fallen als der Mörtel, wodurch eine Scheidung derselben stattfindet. Wird nun eine gehörige Mischung nicht neuerdings vorgenommen, so verwendet man einen sehr ungünstig gemischten Beton, der an denjenigen Stellen wasserdurchlässig werden mufs, welche weniger Mörtel enthalten.

Ferner wird auch gut gemengter Beton im allgemeinen in wagerechten Schichten abgeglichen und eingestampft. Mag nun auch die Sorgfalt noch so grofs sein, die man

darauf verwendet, vor Aufbringen einer oberen Schicht die untere Betonfläche zu reinigen, so ist dies gerade der vielen, obschon kleinen, Unebenheiten wegen nicht leicht, und es bildet sich infolge dessen kein enger Verband zwischen den beiden Schichten, somit eine wasserführende Spalte. Dagegen bietet das Bruchsteinmauerwerk, wenn man die untere Schichte z. B. mit Druckwasser und eisernen Besen wie den Beton reinigt, weit tiefere Verzahnungen, die eine durchgehende Wasserader auch dann abschneiden, wenn noch Unreinigkeiten in einer der Verzahnungen zurückgeblieben wären. Wir empfehlen somit, namentlich für fortlaufende wasserdichte Mauern, die in Prefsluft erstellt werden müssen, deren Ausführung in Mauerwerk statt in Beton.

§ 11. Die Förderung des gelösten Bodens.

a) Die Luftschleusen. Aus der Beschreibung der Luftschleuse, welche Triger bei Versenkung des Schachtes in Chalones gebraucht hatte (s. S. 265) und aus demjenigen, was über die Schleusen berichtet wurde, die bei Röhrengründungen zur Verwendung kamen, geht zunächst hervor, daß man das Prinzip der Schleusen, wie Triger dasselbe zuerst gefunden, zunächst unverändert belassen hat, und daß die seither gebauten Schleusen sich eigentlich nur durch die Vorrichtungen zur Förderung des aufgehobenen Bodens voneinander unterscheiden.

Bei den ersten Schleusen fand diese Förderung in der Weise statt, daß der Aushub in kleine Eimer geladen und an einem Seile, welches oben in der Luftschleuse über eine Rolle lief, von Arbeitern in diese Luftschleuse gehoben wurde, die groß genug bemessen war, um eine Anzahl Eimer in dieselbe entleeren oder in derselben aufstapeln zu können. Sollte dann die Schleuse selbst entleert werden, so mußte die bisher offene Thür über dem Steigeschacht geschlossen und, nach Entweichung der Druckluft aus der Schleuse, die Thüre nach außen geöffnet werden, um nunmehr den aufgeschichteten Aushub oder die gefüllten Eimer nach außen entleeren zu können. Man war somit genötigt, den Aufzug des Aushubmaterials jeden Augenblick zu unterbrechen und ging deshalb zur Erstellung von Doppelschleusen über, deren eine unter Druckluft mit Aushub gefüllt, die andere inzwischen nach außen entleert wurde, oder umgekehrt. Anfänglich waren beide Schleusen mit einem besonderen Aufzug versehen, wurden dagegen später dreiteilig erstellt und zwar mit einem Mittelraum, in welchem sich der Aufzug befand, und zwei einzelnen Förderschleusen neben demselben. Gleichzeitig entwickelte sich dieser Aufzug zu einer liegenden Winde, die an der Decke des Mittelraumes angebracht war und ihre Bewegung durch eine Welle erhielt, welche mittels Stopfbüchsen quer durch diesen Mittelraum lief, um im Freien durch einen Motor betrieben werden zu können (s. Zeichnung, Luftschleuse Castor, Taf. VIII, Fig. 10).

Wohl mit Rücksicht auf die bescheidene Menge Aushub, welche derart befördert werden konnte, ist man beim Bau der Kehler Brücke zu einem Verfahren übergegangen, welches wir S. 271 beschrieben haben und das viel Bestechendes für sich hatte. Dasselbe bot indessen zunächst die Unzuträglichkeit, daß die Baggerschächte aus schwer zu handhabenden Stücken bestanden und daß die allmählich mit fortschreitender Versenkung notwendig werdende Verlängerung dieser Schächte und der Baggerkette bei Gründungen von bescheidenen Abmessungen sehr umständlich wurde. Endlich konnte das Reißen der Baggerkette eine langwierige Unterbrechung der Versenkungsarbeiten herbeiführen. Bei sehr dichtem Untergrunde, wie Lehm oder lehmreicher Sand, konnte überdies der Mißstand eintreten, daß der Überschuss an Prefsluft im Arbeitsraume durch diesen Schacht zu entweichen suchte, wobei das Wasser im Baggerschacht gehoben und in

die Höhe geschleudert wurde, um nach Entweichung der Luftblase zurückzufallen, infolge seiner lebendigen Kraft in die Arbeitskammer einzutreten und dieselbe zeitweilig unter Wasser zu setzen.

Schließlich konnte der Bagger bei felsigem Boden nicht verwendet werden und bot somit keine allgemeine Lösung des Förderverfahrens. Man hat sich desselben dann auch nach den Gründungsarbeiten bei Kehl nicht mehr häufig bedient. Dagegen sei erwähnt, daß die amerikanischen Ingenieure dasselbe Verfahren beim Bau ihrer größeren und mit Druckluft gegründeten Brücken wieder aufnahmen, die Baggerkette im Schachte jedoch durch einen Klauenbagger ersetzten, wodurch indessen die Mehrzahl der oben genannten Mifsstände nicht behoben wurde.

Neben diesen Baggerschächten dienten dann einfache Personenschleusen zum Ein- und Aussteigen der Arbeiter. Zur Erleichterung für die letzteren verlegten die amerikanischen Ingenieure die Schleuse in die Arbeitskammer, oder dicht über diese, sodafs der Auf- und Abstieg im Freien erfolgen konnte und ersetzten die Leiter in der Steigeröhre bei grofsen Gründungen durch eine eiserne Wendeltreppe in weitem Schachte (s. Fig. 18, Taf. X). Ähnliche Anordnungen zeigen der Taucherschacht in Brest, Fig. 1 u. 2, Taf. IX, sowie die Sprengglocke in Rom, Fig. 7 bis 10, Taf. XIII.

Der spätere Präsident der französischen Republik, Carnot, dehnte, als Ingenieur in Chambéry thätig, diesen Vorgang in der Weise aus, daß er Luftschleusen für Personen- und Aushubförderung anordnete, die sich in der Arbeitskammer befanden, sodafs der Aushub im Freien in die Höhe gezogen wurde.

Das häufige Abheben der Luftschleuse zum Zweck der Verlängerung der Steigeschächte fiel damit freilich weg, doch mußte statt dessen die Hebevorrichtung stets abgehoben werden. Im Weiteren konnten die Steigeschächte verlängert werden, ohne daß man die Luft in der Arbeitskammer ablassen mußte; doch läßt sich dies auch vermeiden, indem man während dieses Vorganges die Öffnung des Steigeschachtes gegen die Arbeitskammer mit einer Klappe oder Thüre schließt, wogegen es namentlich bei weichem Untergrunde oft schwer wird, sich dieser Luftschleusen zu bedienen, ja sogar gefährlich werden kann, wenn der Fundamentkörper stark im Untergrunde einsinkt, sodafs der Schlamm Boden einen Teil der Arbeitskammer füllt.

Alle diese Gründe haben dazu geführt, die Luftschleusen, einzelne Fälle ausgenommen, über Wasser auf Steigeschächten anzubringen und deren Leistungsfähigkeit bei möglichst kleinem Gewicht zu heben.

Dabei ist zu berücksichtigen, ob es sich um Ausführung einer grofsen oder einer nur bescheidenen Gründung handelt. Für kleinere Gründungen dienen wohl am besten Luftschleusen, ähnlich denjenigen, die schon bei den Röhrengründungen beschrieben wurden, bei denen indessen die seitlichen Materialschleusen so verkleinert werden, daß sie nur zur Förderung der Aushubmasse dienen können und somit die Arbeiter die mittlere Kammer zum Ein- und Austritt benutzen müssen (s. Schleuse mit seitlichen Pfeifen, Taf. X, Fig. 12 u. 13).

Grofs ist die Zahl der Schleusen verschiedener Formen, die hierher gehören, beinahe so grofs als die Zahl der Unternehmer, die sich mit Druckluftgründungen beschäftigen und es kann nicht der Zweck dieser Arbeit sein, sie alle zu erwähnen.

Dagegen soll hier ein Fehler besprochen werden, der beinahe allen Schleusen dieser Art eigen ist. Es betrifft dies den Verschluss der seitlichen Materialschleusen nach außen.

Bei allen bisher besprochenen Schleusen findet der Verschluss der Thüren durch den Luftdruck statt und es wird dadurch unmöglich, eine Thüre zu öffnen, hinter welcher Luftdruck besteht, somit unmöglich, durch Öffnen einer Thür die Druckluft aus dem Innern der Arbeitskammer plötzlich austreten zu lassen. Die Arbeiter sind somit im Innern des Caissons in dieser Beziehung gegen die Möglichkeit sichergestellt, dass die Luft in der Arbeitskammer plötzlich durch Öffnen einer Thür nach außen entweicht, und das bisher verdrängte Wasser so rasch der entweichenden Luft folgt, dass sie keine Zeit mehr finden, zu entfliehen und somit ertrinken müssten. Diese Sicherheit besteht nicht in gleichem Maße bei den Luftschleusen mit seitlichen kleinen Materialschleusen, weil deren Thüren nach außen nicht durch den Luftdruck, sondern gewöhnlich durch Hebel- und Druckschrauben geschlossen gehalten werden. In den Fig. 12 u. 13, Taf. X ist dies z. B. der Fall. Nach dem Vorhergesagten erklärt sich der Betrieb wohl von selbst.

Bei der Förderung muss die mittlere große Schleusenkammer, welche in der Decke eine kleine, von außen angetriebene Windevorrichtung besitzt, mit der Arbeitskammer in Verbindung stehen. Der einzige Arbeiter, der sich in der Schleuse befindet, entleert die aufgezogenen Eimer in eine der zwei nach innen geöffneten, nach außen mittels einer Druckschraube geschlossenen, seitlichen Materialschleusen. Sobald diese gefüllt ist, schließt er die Thür nach innen und giebt nach außen ein Zeichen, worauf der außerhalb stehende Arbeiter die Druckluft mittels eines kleinen Hahnes entweichen lässt, hierauf die Flügelschraube löst, wodurch der Druckhebel von derselben frei wird, die Thür aufgeht und das Aushubmaterial herauskollert.

Unterdessen wird die zweite Materialschleuse ohne Unterbrechung des Betriebes im Innern gefüllt. Die äußere Thür der geleerten Schleuse wird aber wieder geschlossen, indem die Flügelschraube in den Ausschnitt des Druckhebels gelegt, angezogen und dem Arbeiter im Innern ein Zeichen gegeben wird, dass er durch den inwendig angebrachten Hahn die Druckluft in den leeren Cylinder eintreten lassen und die Thür nach innen, nach erfolgter Ausgleichung der Luft in beiden Räumen, öffnen könne.

Den oben gerügten Mifsständen dieser Anordnung kann dadurch teilweise abgeholfen werden, dass man einen guten Signaldienst zwischen innen und außen sucht.

Eine vollständig abweichende Ausbildung hat die Firma Klein, Schmoll und Gärtner den von ihnen gebauten Schleusen gegeben, indem sie auf den vertikalen Bagger zum Heben des Aushubes zurückgriff, diesen jedoch in Druckluft, somit in der Steigeröhre aufstellte und dieser letzteren (s. Fig. 14 bis 17, Taf. X), die sowohl zum Fördern aller Materialien, als auch zum Durchgang der Arbeiter dient, zu dem Zweck eine weite elliptische Form gab.

Wie die Fig. 14, 15 u. 16 zeigen, besteht die Luftschleuse äußerlich aus drei verschiedenen Hauptteilen, indem in der Mitte die auf dem Schachte ruhende Arbeitskammer sich befindet, an welche rechts und links die zum Ausschleusen der Erde dienenden Behälter angehängt sind. Alle drei Teile sind außen durch drei starke wagerechte Bänder fest zusammengehalten und besitzen jeder für sich eine möglichst widerstandsfähige Form. Der mittlere Hauptteil zerfällt wieder nach Fig. 15 mittels einer lotrechten Blechwand in den zur Förderung von Materialien und in den als Einsteigschleuse dienenden kleineren Teil, welche beide durch eine in der Blechwand befindliche Thür, s. Fig. 14, in Verbindung gesetzt werden können. Die äußere vertikale Thür der Einsteigschleuse ist aus Fig. 15 links unten zu ersehen; während die innere wagerechte Klappe ebendasselbst offen herabhängt, ist sie in Fig. 16 im Grundriss geschlossen dargestellt. Zu ihrer Bewegung dient der in Fig. 15 angegebene einfache

Flaschenzug. Unter ihr befindet sich der zum Auf- und Niedersteigen der Arbeiter dienende und mit einer eisernen Leiter versehene Teil des Schachtes.

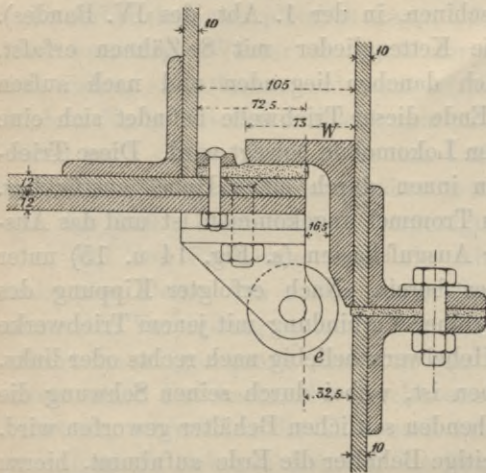
Der, übrigens in gewöhnlicher Weise ausgebildete, vertikale Bagger ist in dem unteren Teile des Förderschachtes so eingespannt, daß bei zunehmendem Sinken der Caissons und annähernd feststehender Ausgufshöhe leicht eine Verlängerung der Eimerkette erfolgen kann (vergl. Kap. II, Baggermaschinen, in der 1. Abt. des IV. Bandes). Die obere Trommel des Baggers, welche die Kettenglieder mit 8 Zähnen erfafst, wird durch ein großes Zahnrad von der seitlich daneben liegenden und nach aufsen führenden Triebwelle getrieben. Am äußeren Ende dieser Triebwelle befindet sich eine Riemenscheibe, welche von einer tiefer stehenden Lokomobile bewegt wird. Diese Triebwelle ist vermöge einer lösbaren Kuppelung von innen durch einen Hebel ausrückbar. Sobald ein Baggereimer gerade über der oberen Trommel angekommen ist und das Auskippen desselben beginnt, steht ein beweglicher Ausgufskasten (s. Fig. 14 u. 15) unter dem Eimer und in der Mittellinie der Kammer bereit. Nach erfolgter Kippung des Eimers legt sich dieser Ausgufskasten vermöge seiner Verbindung mit jenem Triebwerke durch ein aus den Fig. 14, 15 u. 16 ersichtliches Hebelwerk beliebig nach rechts oder links, wie beispielsweise in Fig. 14 punktiert angegeben ist, wobei durch seinen Schwung die Erde in den gleichzeitig zur Aufnahme bereit stehenden seitlichen Behälter geworfen wird. In Fig. 14 ist ferner dargestellt, wie der linksseitige Behälter die Erde aufnimmt, hierzu innen gegen die mittlere Kammer geöffnet, nach unten aber durch die niederzuschraubende Schützenvorrichtung geschlossen ist, während umgekehrt der rechtsseitige Behälter zur Ausschleusung der empfangenen Erde bereit, also nach innen durch eine Schütze geschlossen, nach aufsen aber geöffnet ist. Der nach aufsen gehende Verschluss dieser Ausgufsschleuse bedurfte einer besonderen und etwas umständlichen Ausführungsart, da er von aufsen durch Handrad und Schraube zu bedienen ist. Die ganze Baggervorrichtung kann durch die Einsteigeschleuse aus- und eingebracht werden. Sobald die Senkung mittels Bagger beendet ist, kann zur Ausfüllung des Caissons mit Beton ein Betontrichter eingehängt werden. Derselbe wird in die aus Fig. 16 am deutlichsten ersichtliche obere Klappe gehängt, wo er also den durch das Baggertriebwerk eingenommenen Raum zum Teil ausfüllt. Er besitzt oben und unten je eine Verschlussvorrichtung und gestattet nach seiner Einbringung eine ununterbrochene Arbeit im Caisson, wogegen allerdings behufs seiner Einsetzung auf kurze Zeit die Druckluft aus demselben entweichen muß.

Obschon diese Schleuse die Anwesenheit eines Arbeiters in der Luftschleuse entbehrlich macht, was mit Rücksicht auf die hohe Temperatur, welche gewöhnlich dort herrscht, von Wert ist, so hat sie dagegen den Nachteil, sehr umständlich und schwer zu sein, im Ganzen nicht mehr zu fördern, als die vorhin beschriebene kleine Schleuse, sich zum Aushub von felsigem Boden nicht zu eignen und ebensowenig zum Einbringen von Steinen u. s. w. von aufsen in die Arbeitskammer benutzen zu lassen.

Die neuen Gründungsarten mit Glocken verlangen namentlich diese letztere Möglichkeit, was den Verfasser veranlafte, eine Luftschleuse zu bauen, die sowohl zum Ausschleusen von gelöstem Boden, als zum Einschleusen von Baumaterialien gleich vorteilhaft dienen kann und zu deren Betrieb die Gegenwart von Arbeitern in der Prefs- luft der Schleuse unnötig wird. Gleichzeitig wurde darauf gesehen, daß diese Schleuse möglichst kleine Abmessungen erhielt, damit sie leicht beweglich bleibe und es wurde deshalb davon abgesehen, sie gleichzeitig auch für das Durchschleusen von Arbeitern nutzbar zu machen.

Diese sogenannte Materialschleuse (s. Fig. 7 bis 13, Taf. XIV) sitzt auf einer Steigeröhre *S* von 1,05 m Durchmesser, deren Rohrstücke mit Flantschen aus Winkleisen verbunden werden, die sich auferhalb der Röhre befinden. Die Steigeröhre bildet somit im Innern eine durchaus glatte Fläche ohne irgend welche nennenswerten Vorsprünge, indem auch die Nietköpfe auf der Innenseite versenkt sind. Den gleichen Durchmesser wie die Steigeröhre hat auch die Luftschleuse, in deren unterem Teil sich dagegen ein nach innen vorspringender Winkleisenkranz *W* (Taf. XIV, Fig. 9 und Textfigur 67) befindet. An einer Hebevorrichtung, welche weiter unten beschrieben werden soll, hängt an einer Gelenkkette ein flacher Boden von 1 m Durchmesser, der sich somit nur unter dem einspringenden Winkleisen bewegen kann, gegen welches er bei weiterem Heben anschlagen würde. Auf diesem Boden steht ein eisernes Gestell, dessen zwei Ständer ohne anzuschlagen zwischen dem vorspringenden Winkleisen durchgehen können und zwischen denen ein blecherner Kübel in Kipplagern hängt.

Fig. 67. M. 1 : 5.



Die Höhe des Raumes über dem vorspringenden Winkleisen und der Decke reicht knapp hin, um den Kübel mit seinem Gestell aufzunehmen, wenn der bewegliche Boden unter dem Winkleisen anschlägt. In diesem Raume befindet sich die Thür *D*, die nach außen führt. Sie ist als Schiebethür gebaut und hängt mit zwei Rädchen an einer Rinne, die inwendig an der Schleusenwand angenietet ist. Ihre Lage ist derart gewählt, daß wenn der Kübel umgekippt wird, er sich genau durch die geöffnete Thür entleeren kann.

Die Aufhängung des Bodens mit seinem Kübel findet mittels einer Gelenkkette *F* statt, welche mit dem einen Ende *b* an der Decke eines schmalen Aufsatzes auf der cylindrischen Schleusenkammer befestigt ist und um eine Rolle *d* läuft, die im oberen Querstück zwischen den zwei Ständern des eisernen Gestelles gelagert ist. Das andere Kettenende läuft über ein Kettenrad *G*, das im oberen Teile des Aufsatzes auf einer Welle sitzt, welche außen in Bewegung gesetzt werden kann. Wickelt sich die Kette ab, so gleitet somit der Kübel auf seinem Gestelle mit dem als Grundlage dienenden flachen Boden ungehindert durch die Steigeröhre bis in die Arbeitskammer hinunter und kann dort mit Aushubmaterial beladen werden. Zur Erleichterung des Gleitens dienen 6 Rädchen *e* (Taf. XIV, Fig. 7 und Fig. 67) am Rande der Bodenplatte.

Die Aufhängung des Bodens mit seinem Kübel findet mittels einer Gelenkkette *F* statt, welche mit dem einen Ende *b* an der Decke eines schmalen Aufsatzes auf der cylindrischen Schleusenkammer befestigt ist und um eine Rolle *d* läuft, die im oberen Querstück zwischen den zwei Ständern des eisernen Gestelles gelagert ist. Das andere Kettenende läuft über ein Kettenrad *G*, das im oberen Teile des Aufsatzes auf einer Welle sitzt, welche außen in Bewegung gesetzt werden kann. Wickelt sich die Kette ab, so gleitet somit der Kübel auf seinem Gestelle mit dem als Grundlage dienenden flachen Boden ungehindert durch die Steigeröhre bis in die Arbeitskammer hinunter und kann dort mit Aushubmaterial beladen werden. Zur Erleichterung des Gleitens dienen 6 Rädchen *e* (Taf. XIV, Fig. 7 und Fig. 67) am Rande der Bodenplatte.

Rollt man die Kette auf, so steigen Kübel und Boden ungehindert in der Steigeröhre auf, bis der flache Boden unter dem in die Steigeröhre vorspringenden und mit einer Kautschukplatte belegten Winkleisen anschlägt und gegen dasselbe gezogen wird. Gleichzeitig schlägt das Querstück des Kübelgestelles an einen Winkelhebel *f* und öffnet einen Hahn *g*, aus welchem die Prefsluft ausströmt, welche sich im Raume befindet, den der flache Boden nach unten begrenzt. Es tritt somit über demselben eine stets zunehmende Luftverdünnung ein und der Boden wird durch den höheren Luftdruck von unten energisch gegen seinen Anschlag geprefst; hierdurch wird eine vollständige Dichtung geschaffen.

Sobald nun die Spannung der Prefsluft oberhalb des Blechbodens bis auf diejenige der freien Luft gefallen ist, läßt sich von außen die Schiebethür öffnen, die bisher durch den inneren Luftdruck an die Schleusenwand geprefst worden war. Der Kübel läßt sich umkippen und entleert seinen Inhalt durch die Thür außerhalb der Schleuse.

Sofort nach erfolgter Entleerung wird der Kübel wiederum in seine lotrechte Lage gebracht und die Schleusenthür geschlossen, dann mittels Umlegen der Hebelvorrichtung die Verbindung F_1 (s. Fig. 9) zwischen der oberen Kammer und der Steigerröhre hergestellt, sodafs Prefsluft in die obere Kammer eintritt. Sobald die Ausgleichung der Spannung der Luft zu beiden Seiten der Bodenplatte eingetreten ist, genügt es, die Gelenkkette abzurollen, um neuerdings das Hinuntergehen des Kübels in die Arbeitskammer zu erzielen.

Leicht erreicht man, dafs umgekehrt in die umgekippten Kübel Mörtel oder Steine von außen geladen werden können, wenn es sich darum handelt, diese Materialien in die Arbeitskammer zu fördern.

Zur Vervollständigung des Werkzeuges dient ein an die Luftschleuse anzuschraubender eiserner Behälter H zur Aufnahme der Gelenkkette, die in denselben tritt und sich dort niederlegt, ohne sich verwickeln zu können.

Um zu verhindern, dafs die Gelenkkette beim Anziehen der Bodenplatte an den Anschlagwinkel zu stark angespannt wird und infolge dessen reißt, ist sie mit dem festen Ende an eine Stange angeheftet, deren anderes flaches Ende auf einer kräftigen Feder K ruht.

Der Kübel hält 400 Liter. Er läßt sich leicht abheben und herausnehmen, sodafs dann auf der Platte kleine Quadersteine in die Arbeitskammer hinuntergelassen werden können.

Die Leistungsfähigkeit dieses Werkzeuges übertrifft diejenige aller Förderschleusen, welche dem Verfasser bisher zu Gesicht kamen.

Die Bewegung der Achse, welche das Kettenrad trägt, wird von irgend einem rasch laufenden Motor aus, welcher auf der Schleuse selbst sitzt, mittels Friktionsscheiben vermittelt.

Bei den großen Bauten, welche der Verfasser im Hafen von Genua auszuführen hatte, dienten als Motoren kleine oszillierende Maschinen, System „Schmid“, welche das dortige Druckwasser der städtischen Leitung benutzten. Seither werden alle diese Schleusen durch Dynamos betrieben und eignen sich in dieser Form namentlich zu Arbeiten im Meere, wie sie der Verfasser gegenwärtig im Hafen von Marseille ausführt.

Der Generator steht dort am Ufer und die Leitungsdrähte werden an Stangen, die auf dem Meeresboden aufgestellt sind, den Schleusen zugeführt. Diese Schleuse wiegt vollständig ausgerüstet 3200 kg.

Neben diesen Materialschleusen müssen selbstverständlich eigene Schleusen zur Förderung der Personen auf den Caissons aufgestellt werden, welche ganz einfach mit einer einzigen Kammer erstellt sind. Die Förderung von Aushubmaterial mit Hilfe von Baggerketten, wie sie im Taucherschacht von Brest (Fig. 1 u. 2, Taf. IX) angegeben sind (s. S. 307), hat sich nicht bewährt, sondern zu gefährlichen Entweichungen von Druckluft Anlaß gegeben, sodafs sie nicht wieder in Verwendung kam.

Zum Einbringen von Beton oder Mörtel in die Arbeitskammern, zum Zwecke der Ausfüllung nach vollendeter Versenkung, werden oft besondere Schleusenröhren verwendet, die man unter dem Namen Betonschleusen kennt. Diese sind meist an der-

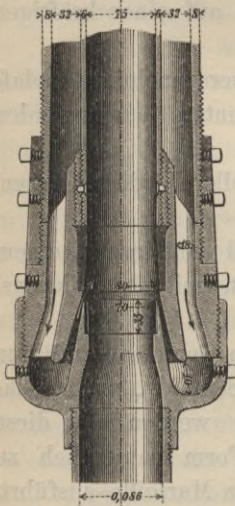
selben Steigeröhre befestigt, die den übrigen Schleusen dient. Oft sitzen sie unmittelbar an diesen Schleusen, oft an einem besonderen Ansatzstück der Steigeröhren.

Fig. 13, Taf. X zeigt eine Betonschleuse, welche einfach aus einem von oben nach unten geneigten Rohrstück besteht und unterhalb der gewöhnlichen Schleuse am Ansatzstück der Steigeröhre sitzt. Dieses ist nach oben mit einer Thür versehen, welche mit Druckhebel und Schraube geschlossen werden kann, wogegen die untere Thür in der Steigeröhre angebracht ist, sich um eine lotrechte Achse dreht und durch den Luftdruck geschlossen wird.

Vollständig in gleicher Weise sind die Betonschleusen angelegt, welche unabhängig von den übrigen Schleusen an besonderen Stücken von Steigeröhren sitzen.

Ist die obere Thür nach außen geöffnet, die untere geschlossen, so kann der Beton oder Mörtel mit Hilfe eines Trichters in das Rohrstück eingefüllt werden. Dann wird die obere Thür geschlossen, indem man den Deckel fallen läßt, die Pressschraube in die Kerbe des Druckhebels einsetzt und zudreht. Ein Zeichen verständigt den Arbeiter, der sich nächst der inneren Thür im Steigeschacht aufhält, von der erfolgten Füllung und dem Thürschluß, worauf er durch Öffnen eines Hahnes, welcher unmittelbar in der unteren Thür sitzt, Druckluft in die Betonröhre eintreten läßt. Sobald der Luftdruck auf beiden Seiten der Thür ausgeglichen ist, öffnet sich dieselbe unter dem Gewicht des Betons von selbst und der Beton fällt durch die Steigeröhre in die Arbeitskammer hinunter. Dieser Vorgang und diese Vorrichtung bleibt sich bei allen Schleusen ziemlich gleich.

Fig. 68.



Auch der Verfasser hat früher meistens diesen Vorgang angewendet, dagegen mit Rücksicht auf die Beobachtungen, welche oben besprochen wurden, in den letzten Jahren davon abgesehen, Beton oder Mörtel durch solche Schleusen in die Arbeitskammer fallen zu lassen, und führt sie vielmehr in den Kübeln seiner Materialschleusen ein.

b) Sandpumpen und Sandgebläse. Statt durch Luftschleusen kann sandiger, erdiger Boden durch Gebläse und Pumpen aus den Arbeitskammern ins Freie gefördert werden.

Bei der Gründung der Mississippibrücke bei St. Louis hat deren Erbauer, Eads, zuerst die in beistehender Figur dargestellte Sandpumpe angewendet, die dem Injektor von Giffard nachgebildet ist³⁵⁾ (s. Fig. 68).

Betriebs- und Anordnungsweise sind die folgenden:

Aus einem durch Druckpumpen gefüllten Druckreservoir oberhalb der Wasserfläche gehen nach den einzelnen Sandpumpen 0,06 bis 0,08 m weite Röhren durch die Decke des Caissons bis etwa 0,5 bis 0,6 m über dessen Unterkante hinab, wo nach einer notwendigen Biegung das Rohr eine Erweiterung von etwa 0,15 m bekommt und ein zweites 0,06 bis 0,08 m weites Rohr umschließt. Dies letztere ist unten etwas weiter und soll unbedingt in das Wasser tauchen.

Das innere Rohr ist mit der Erweiterung des äußeren Rohres durch eine sich nach oben kehrende und sich allmählich verengende ringförmige Öffnung verbunden, durch welche das aus dem Reservoir kommende Wasser mit großer Geschwindigkeit aufwärts strömt, um aus der möglichst niedrig über dem freien Wasserspiegel ausmündenden Öffnung auszufliessen. An jener Verbindungsstelle beider Röhren entsteht für das innere Rohr eine saugende Kraft, welche durch den Luftdruck im Caisson wesentlich verstärkt wird, sodafs mit dem, vom Reservoir kommenden Wasser das im Caisson befindliche Wasser

³⁵⁾ Malézieux. Travaux publics des Etats Unis 1870, S. 87.

und mit ihm der dort liegende Sand emporgerissen wird. Je besser die untere Öffnung des Rohres von den dazu angestellten Arbeitern mit Sand umschüttet wird, desto mehr Sand, im Vergleich zum Wasser, wird emporgezogen.

Mit einer Sandpumpe von 88 mm Weite sind bei genannter Brücke 15 cbm Sand in einer Stunde 36 m hoch ausgeworfen worden, wobei das Treibwasser etwa 10 Atmosphären Druck besafs. Die aufsteigenden Rohre waren bei der Mississippibrücke in besonderen Bleeschächten gelagert, die zugleich zur Einführung der Druckluft dienten.

Gleiche Sandpumpen sind bei der Gründung der Missouri-Brücke bei St. Joseph³⁶⁾ und bei der Bismarck-Brücke³⁷⁾ u. s. w. in Amerika angewandt worden.

Oft wird das niedergehende und das aufsteigende Rohr getrennt in den Caisson geleitet, wo sodann durch geeignete Vorrichtungen die Enden des Saugrohres an verschiedenen Stellen der Bodenfläche wirksam gemacht worden sind, sodass das Bewegen des Sandes durch Menschenhand auf ein Mindestmafs beschränkt wurde.

Noch einfacher als die Sandpumpen sind die noch später als diese eingeführten Sandgebläse. Sie bestehen nur in einem engen Rohre (Gasrohr) von etwa 5 bis 10 cm Weite, welches mit seiner unteren Öffnung in den Sandboden gehalten wird, während die obere Öffnung nach aussen in freier Luft oder unter Wasser zu enden hat. Solange das Rohr nicht durch einen Hahn verschlossen gehalten wird, mufs die Druckluft durch dasselbe ausströmen und Sand und Wasser mit sich reifen. Je geringer der unnütze Hub gegen den äufseren Wasserspiegel ist, desto kleiner braucht auch der Überdruck der Druckluft zu sein. Offenbar mufs die untere Mündung stets tief im Sande stecken oder von einem Sandhaufen umgeben sein, damit möglichst viel Sand und wenig Luft entweicht. Die unteren Enden der Sandblasrohre können beweglich gemacht werden, um den Boden an verschiedenen Punkten der Grundfläche angreifen zu können. Ihre Mündung wird, um das eigentliche Rohr vor der abschleifenden Wirkung des Sandes zu schützen und zugleich eine Verstopfung des Rohres zu verhüten, mit einem etwas engeren besonderen bronzenen Mundstück, der sogenannten „Birne“ versehen, die von Zeit zu Zeit zu erneuern ist.

Man wendet diese Sandgebläse in neuerer Zeit in grofser Zahl nebeneinander an, so z. B. bei dem Bau des Leuchtturmes in der Wesermündung (s. Fig. 8 bis 11, Taf. IX), wo drei Gebläse vorhanden waren, von denen jedoch in der Regel nur eines in Thätigkeit war, um die Senkung genau regeln zu können. Die Rohre waren nur 39 mm weit. Der Boden bestand aus feinem scharfem Seesande mit Muschelresten, zuweilen mit etwas Thon (zusammengeprefstem Schlick) durchsetzt und in der gröfsten Tiefe mit gröberem Gerölle gemischt.

Selbstverständlich blieben alle gröfseren und festeren Körper auf der Sohle des Caissons zurück. Wie die Fig. 8 bis 10, Taf. IX zeigen, wurden kleine Haufen von Sand um die Enden der Blasrohre geschaufelt.

Eine genauere Angabe über die Leistung der Gebläse hat nicht gemacht werden können, als dafs die ganze Absenkung in der Zeit vom Monat August 1883 bis Ende Mai 1884 im ganzen 650 Arbeitsstunden in Anspruch genommen hat, in welchen, nach der verdrängten Masse gerechnet, 1300 cbm Sand ausgeblasen worden sind. Wie grofs die von aussen unter den Caisson geratene und für die Ausblasung hinzugekommene Masse gewesen ist, hat nicht ermittelt werden können. Nach sicheren Angaben soll sie nicht erheblich gewesen sein. Wird sie bei der Berechnung vernachlässigt, und wird

³⁶⁾ Engng. 1872, II. S. 123 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 242.

³⁷⁾ Engng. 1884, I. S. 87 u. 122.

ferner angenommen, daß fortwährend ein Blasrohr in Thätigkeit gewesen sei, da zuweilen gar keines, zuweilen mehrere zugleich thätig waren, so ergibt jene Aushubmasse eine Leistung von 2 cbm in einer Arbeitsstunde bei durchschnittlich 20 m Hubhöhe.

Bei dem Bau des „Schelde-Kai“ in Antwerpen³⁸⁾ war die zu beseitigende Erde sehr dicht. Er bestand aus einem Gemenge von Sand und Thon und wäre nicht ohne weiteres wie reiner Sand auszublasen gewesen. Trotzdem wurde sie auch hier seit dem Jahre 1877 ausgeblasen, nachdem die Unternehmer Couvreur & Hersent dasselbe Verfahren schon im Jahre 1875 bei dem Bau der Pfeiler für die Brücken des Kanals von Gent nach Terneuzen angewandt hatten.

Die losgegrabene Erde wird nämlich zunächst von zwei Arbeitern in einen Kasten von etwa 150 l Größe geworfen, dort durch einen von aufsen in den Caisson mittels einer Pumpe zugeleiteten Wasserstrahl genügend verdünnt. Sobald dies geschehen, öffnet ein Arbeiter den Hahn des von dem Boden des Kastens nach aufsen führenden 10 cm weiten Rohres und sofort wird der Inhalt des Kastens ausgeblasen. Dieses Rohr mündet unmittelbar durch die Caissonwand in das sie umgebende Wasser oder auch selbst unter die Sohle des Flusses, indem sich durch das Ausblasen hier der nötige freie Raum erhält, da die Absenkung des Caissons nur bis zu geringer Tiefe in den Boden geschieht. Bei großer Tiefe der Einsenkung hätte das Rohr eine höhere Ausmündung erhalten müssen.

Bei der Erneuerung der Pfeiler und Widerlager zur Brücke über die Thièle bei Yverdon (Schweiz) wurde von den Ingenieuren Röthlisberger & Simons zur Materialförderung aus den mittels Druckluft abgesenkten Caissons eine eigens hierfür von ihnen angeordnete Luftdruckvorrichtung verwendet, deren Anwendung bei geringem Überdruck im Caisson vorteilhaft erscheint.³⁹⁾

Fig. 69.

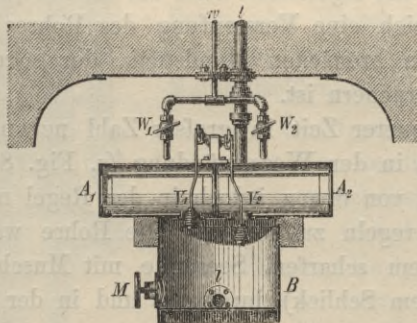
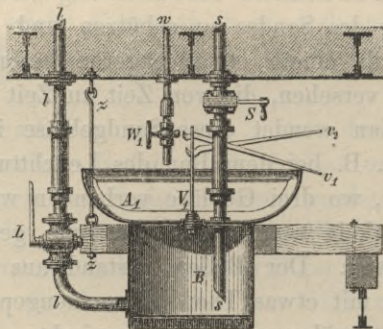


Fig. 70.



Die Materialförderung mittels Druckluft sollte bereits bei einer Tiefe von 0,4 m beginnen. Der im Innern des Caissons herrschende, durch ein Drosselventil in der Zuleitung entsprechend der Wassertiefe geregelte Luftdruck war dafür zu gering und zur Erzielung eines größeren Druckes als der, welcher der Wassersäule das Gleichgewicht hielt, diente, wie obenstehende Fig. 69 u. 70 zeigen, ein luftdicht abgeschlossener, in der Mitte des Caissons zum Teil mittels der Stange z an die Decke angehängter, zum Teil auf eine Querverstrebung des Caissons aufgestützter cylindrischer Blechkasten von 0,7 m Durchmesser, gleicher Höhe und 7 mm starken Wandungen. Dieser stand durch das besondere, mit einem Hahn L versehene Luftrohr l mit dem Rezipienten der Luftpumpe, ferner durch das gleichfalls mittels eines Hahnes S verschließbare Förderrohr s von 0,8 m Durchmesser mit der freien Luft in Verbindung.

³⁸⁾ Improvement works of the port of Antwerp. Engineering 1879, II. S. 280. — Lechallas. Note sur les ports d'Anvers et de Gand. Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 231.

³⁹⁾ Ricostruzione del ponte per ferrovia sulla Thièle presso Yverdon. Memoria degli Ingegneri Röthlisberger & Simons. Milano 1884. — Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, IV. Bd., 1. Aufl., Abt. 3, Kap. XII, S. 48.

Auf diesem Kasten ruhte, gewissermaßen den Deckel desselben bildend, ein muldenförmiges, durch eine Scheidewand in zwei gleich große Abteilungen A_1 und A_2 geteiltes Gefäß aus Blech von 1,5 m Länge und 1,2 m Breite, dessen Abteilungen jede denselben Rauminhalt wie der Blechkasten besaßen und durch je ein Ventil V_1 , bzw. V_2 von 0,15 m Durchmesser, welche mittels der Hebel v_1 und v_2 leicht zu handhaben waren, mit ihm in Verbindung standen.

War eine der Abteilungen A_1 oder A_2 mit zu förderndem Aushub gefüllt und war letzterer durch Zuführung von Wasser aus einem der Hähne W_1 oder W_2 in einen breiförmigen Zustand versetzt, so wurde das Ventil V_1 oder V_2 geöffnet und so lange offen gehalten, bis sich der untere Blechkasten gefüllt hatte; sodann wurde das Ventil geschlossen und der Hahn L des Luftrohres l geöffnet, wobei durch die plötzliche Zuströmung der Druckluft der Aushub zum Rohre s hinausgetrieben wurde. Unterdessen füllten die Arbeiter die benachbarte Abteilung und das Spiel begann von neuem. Der Hahn S blieb gewöhnlich offen, bis die Arbeit unterbrochen wurde, sodafs nur die Wasserhähne W_1 und W_2 , die Hebel v_1 und v_2 und der Laufhahn L zu handhaben waren.

Diese Vorrichtung konnte innerhalb 24 Stunden 40 bis 50 cbm Sand bewältigen, was einem Einsinken des 80 qm Grundfläche haltenden Caissons auf etwa 0,5 m entsprach.

§ 12. Lufterzeugung, Luftzuführung und Luftbedarf. Die Ansprüche an die Luft, welche in die Arbeitskammern geleitet werden soll, lassen sich dahin zusammenfassen, dafs sie vor allem möglichst rein und möglichst kühl sein mufs. Es ist infolge dessen bei Wahl der Kompressoren vor allem darauf zu sehen, dafs sie die Luft nicht etwa im Maschinenraume ansaugen, wo sie unrein, übelriechend und von Dampfmaschinen oft erhitzt ist, sondern dafs sie derart gebaut sind, dafs sie ihre Luft aus dem Freien ansaugen können und zwar am besten durch eine Röhre, welche über das Dach hinausragt.

Durch diese erste Bedingung sind eine ganze Reihe von Kompressoren für diese Arbeiten ausgeschlossen, die sich als Gebläse bei Hochöfen ganz gut eignen.

Zur möglichsten Abkühlung der durch die Verdichtung erwärmten Luft soll entweder in die Cylinder eine Einspritzung von zerstäubtem Wasser stattfinden, welches wiederum rein und kühl gewählt werden mufs, oder eine äufsere reichliche Abkühlung des Cylinders stattfinden, wobei weniger reines Wasser benutzt werden kann, vorausgesetzt, dafs dasselbe kühl ist und reichlich zuffießt.

Es kann nicht unsere Aufgabe sein, die in einem anderen Teile dieses Werkes behandelten Kompressoren hier zu beschreiben, wir wollen hier nur die Wahl unter denselben leichter gestalten und machen deshalb nochmals darauf aufmerksam, dafs namentlich die Zuführung kühler Luft von Bedeutung ist.

Dieselbe gelangt meist in der Nähe der Luftschleusen in die Steigeröhren und dringt, wenn die innere Luft kühler ist, zunächst in die Schleusen ein, die so wie schon den Strahlen der Sonne unmittelbar ausgesetzt sind, sodafs dort eine Temperatur geschaffen wird, welche den Arbeitern, die sich dort aufhalten oder durchschleusen müssen, nicht nur unerträglich, sondern auch gesundheitsgefährlich werden kann.

Was die Menge der zuzuführenden Luft anbelangt und somit die Abmessungen und die Leistungsfähigkeit des zu wählenden Kompressors, so wird man am besten thun, die Zeit festzustellen, innerhalb welcher man die Arbeitskammer in einer gegebenen Tiefe unter dem Wasserspiegel durch Einpressen von Luft trocken zu legen wünscht.

Sicher fährt man in dieser Hinsicht, wenn man von der Leistungsfähigkeit des zu wählenden Kompressors verlangt, dafs er im Stande sein soll, in einer Stunde die Arbeitskammer trocken zu legen, wenn ihre Unterkante die grösste vorgesehene Gründungstiefe erreicht hat.

Es handelt sich also mit anderen Worten darum, den oder die Kompressoren zu bestimmen, die im Stande sind, in einer Stunde genügend Prefsluft zu liefern, um die

Arbeitskammer, die Steigeschächte und die Schleusen mit Luft zu füllen, deren Spannung der Höhe der Wassersäule bis zur vorgesehenen größeren Gründungstiefe entspricht.

Erfahrungsgemäß wird diese Luftzuführung beim Betriebe vollkommen hinreichen, um den Caisson während der Versenkung stets wasserfrei zu halten, trotz den nicht zu vermeidenden Luftverlusten in den Wandungen der Arbeitskammer und in den Fugen der Steigeröhren und der Schleusen und trotz des Luftverlustes beim Ein- und Ausschleusen.

Bezüglich der Luftleitungen empfiehlt es sich, die aus dem oder den Kompressoren austretende Luft zunächst in einen Behälter zu leiten, von dem aus, bei gleichzeitigem

Betriebe mehrerer Caissons, ihre Verteilung und Zuführung zu den letzteren mittels Hähnen geregelt werden kann.

Dieser Behälter, Fig. 71, kann gleichzeitig, wenn es nötig scheint, noch zur Reinigung und Abkühlung der Luft verwendet werden, namentlich aber zur Ausscheidung des Wassers, welches aus den Kompressoren mitgerissen wird, bei denen die Abkühlung der Luft mittels Einspritzung von zerstäubtem Wasser in die Druckeylinder stattfindet.

Die in *A*, *A'* u. s. w. aus den Kompressoren in den Behälter *B* eintretende Luft prallt zunächst an die Wandungen des inneren Cylinders *C*;

das mitgerissene Wasser fließt infolge dessen an den äußeren Wandungen dieses Cylinders *C* ab und die Luft gelangt durch das unten angesammelte Wasser in das Innere des Cylinders *C*, wobei sie den mitgerissenen Staub verliert und, gereinigt, sich im oberen Teile des Cylinders zur Verteilung nach den einzelnen Caissons sammelt.

Durch eine Pumpe kann frisches Wasser in den Behälter gepresst und durch einen Hahn im Boden das zu warme und unreine Wasser entfernt werden. Ein Wasserstandszeiger giebt den Stand des Wassers im Behälter und ein in ihm angebrachtes Thermometer dessen jeweilige Wärme an.

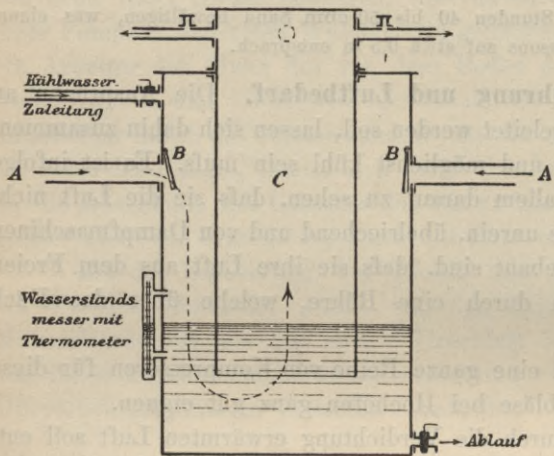
Die Luftleitungen werden oft in Gufseisen, meist in gewalzten Röhren ausgeführt und deren Flantschen am einfachsten mit Kautschukringen abgedichtet. In der Nähe der Luftschleusen muß die Leitung aus einem Kautschukschlauche bestehen, der dem Nachsinken der Schleusen nach Maßgabe der Versenkung des Caissons folgen kann.

Die Luft tritt wohl am besten dicht unter der Luftschleuse in den Ansatz der Steigeröhre und muß dort mit einem Rückschlagventil versehen sein, um zu verhindern, daß beim zufälligen Anhalten der Luftpumpe die Druckluft aus dem Arbeitsraume in dieselbe zurücktreten kann.

Neben dem Eintrittsrohr sitzt das Manometer, das nach außen die Spannung der Luft im Innern anzeigt. Es empfiehlt sich, die Luftleitung in den Boden oder zuzudecken, um die Erwärmung der Röhren im Sommer zu verhindern.

Auch empfiehlt es sich oft, die zugeleitete Luft unmittelbar in die Arbeitskammer hinunterzuführen und dort ausmünden zu lassen, wenn sich dort schlechte Luft findet.

Fig. 71. Luftbehälter.



Bei diesem Anlasse sei noch erwähnt, dafs oft schwere Kohlenwasserstoffgase sich im Caisson sammeln und zunächst bewirken, dafs die Arbeiter, die sich bücken und sie einatmen, vergiftet hinfallen, oder dafs doch alle Arbeiter von heftigen Augenentzündungen befallen werden.

Durch Einbringen einer Syphonröhre, die einerseits bis auf den Boden der Arbeitskammer reicht und dort mit einem Kautschukschlauche endigt, andererseits oben ins Freie führt, können diese Gase ins Freie geschafft werden, indem man plötzlich diese Syphonröhre durch Öffnen des oberen Hahnes mit der freien Luft in Verbindung setzt und gleichzeitig für kräftige Luftzufuhr sorgt.

§ 13. Beleuchtung. Von Anfang an wurde bei Druckluftgründungen zur Beleuchtung die Verwendung von Öl ausgeschlossen und darauf Bedacht genommen, dafs nur Leuchtmittel zur Verwendung kommen, die möglichst geruchlos und ohne Zurücklassung grosser Mengen von Kohlentheilchen verbrennen. Anfänglich wurden diese Bedingungen nur von guten Wachs- oder Stearinkerzen, später von den verschiedenen Brenngasen erfüllt, die zur Beleuchtung dienen.

In Europa hat man sich stets der Stearinkerzen bedient, während in Amerika Leuchtgas, Sauerstoffgas und Acetylen zur Verwendung kamen, ohne indessen zu befriedigen. Alle diese Beleuchtungsmittel brennen in der Prefsluft ungleich rascher und unvollständiger, als im Freien. Infolge dessen ist der mit Druckluft gefüllte Raum mit feinen Kohlentheilchen geschwängert, die sich auf die vertieft liegenden Teile des menschlichen Kopfes niederschlagen (Ohrenhöhlen, Nasenhöhlen und Augenlider), namentlich aber durch Nase und Mund in die Luftröhre und die Lungen gelangen, zum Husten reizen und einen schwarz gefärbten Auswurf zur Folge haben.

Seitdem die elektrische Beleuchtung bekannt wurde, wird sie wohl in allen den Fällen benutzt, wo die Ausdehnung der Arbeit es lohnt, Elektrizität zur Kraft- und Lichterzeugung heranzuziehen.

Bevor die elektrischen Glühlampen im Verkehr waren, hat der Verfasser bei der Gründung der Pfeiler des grossen Viaduktes bei Marly das Licht von Bogenlampen, die im Freien brannten, zuerst mittels eines Hohlspiegels auf einen unter 45% geneigten Flachspiegel in einen lotrechten Lichtschacht geworfen, der bis in die Arbeitskammer hinunterreichte und dicht oberhalb derselben durch eine kräftige Linse geschlossen war, welche das auf sie fallende Lichtbündel in die Arbeitskammer zerteilte und gleichzeitig die Dichtung zwischen dem mit Prefsluft gefüllten Raume und dem oben offenen Lichtschachte bewirkte.

Die bald darauf folgende Verbreitung der elektrischen Glühlampen mußte sofort diese umständliche Lösung verdrängen.

Die Lampen werden am besten mit einem Korb von leichtem Drahtgeflecht umgeben, in der Arbeitskammer verteilt und aufgehängt. Daneben müssen indessen einige an lange Drähte befestigte Lampen vorhanden sein, um nötigenfalls namentlich die Schneide der Arbeitskammer beleuchten zu können. Die Zahl der zu verwendenden Lampen läfst sich von vornherein kaum feststellen, sondern sie hängt von der auszuführenden Arbeit, bezw. der zu lösenden Bodenart ab.

§ 14. Die Massnahmen zur Erhaltung der Gesundheit. Nach Eintritt in die Luftschleuse zum Abstieg in die Arbeitskammer und beim Öffnen des Hahnes, der den Zutritt der Druckluft gestattet, empfindet jedermann einen Druck auf das Trommelfell der Ohren, der sich zum lebhaften Schmerz steigern kann, wenn keine

sofortige Abhilfe erfolgt. Mit zunehmendem Druck erfolgt nämlich ein starkes Einbiegen des Trommelfells und infolge dessen eine kräftige Zugwirkung auf den Muskel, an dem dasselbe ringsum befestigt ist. Diese Erscheinung dauert, solange die Druckluft nur einseitig an das Trommelfell herantritt, d. h. solange nicht dafür gesorgt wird, daß sie ebenso schnell durch den Mund und die eustachischen Röhren aus der Mundhöhle in die Ohrenhöhlen hinter das Trommelfell gelangt und derart den äußeren Druck ausgleicht. Ungenügendes Einatmen und Hinunterschlucken der Druckluft und oft auch die Verstopfung der eustachischen Röhren durch Schleim sind die Ursachen dieses Leidens.

Abhilfe wird erlangt, wenn man dafür sorgt, daß durch rasch aufeinanderfolgendes Hinunterschlucken die zutretende Druckluft dieselbe sich so rasch als möglich im Körper verbreitet. Ein Strohhalm, den man z. B. im Munde hält, wird die genügende Speichelerzeugung fördern, welche das häufige Schlucken möglich macht oder erleichtert. Indessen giebt es eine Grenze, über welche hinaus der Ausgleich sich nicht nach Maßgabe des Luftzutrittes vollziehen kann, wenn man diesen letzteren zu rasch erfolgen läßt, d. h. wenn man den Lufthahn, der in die Arbeitskammer führt, zu rasch und zu weit öffnet. Am einfachsten ist es, dafür zu sorgen, daß die Arbeiter bei hochgespannter Luft nicht unverhältnismäßig rasch sich schleusen können und dabei dem Einen oder Andern der Unfall begegnet, daß sein Trommelfell platzt, indem man bei Zunahme der Spannung Hähne von abnehmendem Bohrungsdurchmesser in die Schleuse einsetzt. Die Zeit, die dadurch zur Schleusung nötig wird, nimmt mit zunehmender Wassertiefe oder Luftspannung zu und kann leicht derart bemessen werden, daß ein Unfall ausgeschlossen wird.

Der Aufenthalt in Druckluft hat kein Gefühl des Schmerzes oder auch nur des Unbehagens zur Folge, solange die Spannung nur 1,2 bis 1,5 Atm. Mehrdruck beträgt, bzw. solange man nur 12 bis 15 m unter dem Wasserspiegel arbeitet, indessen kann schon bei dieser Spannung eine auffällige Abnahme der Zahl der Herzschläge und der Empfindlichkeit des Gehöres beobachtet werden.

Diese Erscheinungen nehmen bei steigender Tiefe oder Luftspannung zu, sodaß man bei 2 Atm. Spannung (absolut 3 Atm.) seine Mitarbeiter nur noch schwer versteht und auch bei gesunden Männern bei 35 m Tiefe unter Wasser häufig Schlagerscheinungen und Lähmungen eintreten.

Herz- und lungenkranke Leute dürfen in Luft von über 1 Atm. Spannung ohne Gefahr nicht verwendet werden; ebenso solche, die zu viel Alkohol genossen haben, oder diesem Laster regelmäÙig fröhnen, weil sie sich schon in Luft von geringer Spannung eine Herzlähmung holen können.

Die Dauer des Aufenthaltes in Druckluft scheint nicht von schlimmen Folgen begleitet zu sein, sofern sie nicht mehr als die gewöhnliche Zeit zwischen zwei Mahlzeiten, also 6 bis 8 Stunden beträgt.

Vorsicht erfordert in gesundheitlicher Beziehung der Austritt aus der Druckluft ins Freie, indem in diesem Falle mehrere Faktoren gleichzeitig in schädlicher Weise auf den Organismus einwirken können.

Zunächst gelangt man durch den Aufstieg an der Leiter der Steigeröhre etwas erhitzt und aufgeregert in die stets mit sehr warmer Luft gefüllte Schleusenammer, wo nun durch Ablassen der Druckluft Expansion eintritt, Wärme gebunden wird und infolge dessen sehr rasch eine bedeutende Temperaturabnahme eintritt, welche an und für sich schon unter diesen Bedingungen gesundheitsschädlich werden kann. Hierzu kommt die

Abnahme der Luftspannung auch im Organismus und namentlich in den Blutgefäßen der Lungen, deren Wandungen so zart sind, daß sie bei allzurascher Abnahme des äußeren Druckes platzen können, wobei Blutungen entstehen. Auch hier kann nur durch langsames Ablassen der Luft Vorsorge gegen Schaden getroffen werden und es empfiehlt sich auch hier die Verringerung der Größe der Lufthähne nach Maßgabe der Zunahme der Spannung.

Neben diesen Erscheinungen leiden die Arbeiter bei ununterbrochener, wochenlanger Arbeit in Preßluft von über einer Atmosphäre an Schmerzen in den Gelenken, namentlich in den Knien, welche aber eigentümlicherweise beim Aufenthalt in der Druckluft nicht fühlbar sind, jedoch in empfindlicher Weise in freier Luft sich bemerkbar machen.

Bleibende Nachteile gehen aus diesem zeitweiligen Leiden nicht hervor, das nach einigen Tagen ruhigen Liegens wieder vergeht, indem dasselbe auf eine leichte Entzündung zurückzuführen ist, welche durch die erhöhte Reibung in den Gelenken infolge des höheren äußeren Druckes entstehen soll.

Im allgemeinen darf gesagt werden, daß bei gesunden Menschen der Aufenthalt und die Arbeit in Druckluft mit keinen ernstlichen Nachteilen verbunden ist, wenn man die oben angegebenen einfachen Vorsichtsmaßregeln beobachtet und wenn während der Arbeit in hochgespannter Luft (über 1,5 Atmosphäre) darauf geachtet wird, daß die Arbeiter nüchtern leben und sich gehörig ausschlafen und nähren.

Um dies überwachen zu können, empfiehlt es sich, die Arbeiter zu kasernieren, d. h. sie alle in geeigneten gesunden Wohnräumen unterzubringen und sie dort auch zu verpflegen und zu überwachen, indem man sie einer militärischen Ordnung unterzieht und alle diejenigen von der Arbeit in Druckluft ausschließt, welche sich den erlassenen Vorschriften nicht fügen.⁴⁰⁾

Anhang.

§ 15. Die Vorzüge und Nachteile der Druckluftgründungen.

1. Gegenüber den älteren Gründungsverfahren bilden die Druckluftgründungen einen ganz bedeutenden Fortschritt.

a) Sie gestatten, ohne Rücksicht auf die Wasserdurchlässigkeit des zu durchfahrenden Bodens, die Gründung bis auf 35 m unter den Wasserspiegel hinabzuführen, den tragfähigen Untergrund zu reinigen, zu ebnen oder abzutreten, oder auf jede andere Weise zu einem zweckmäßigen Verbaude mit dem Gründungsmauerwerk vorzubereiten. Holzstämme und Steinblöcke, deren Vorkommen im Untergrunde anderen Gründungsverfahren, wie Pfahlrost- und sogar Brunnengründungen, große Schwierigkeiten schafft, lassen sich bei den Druckluftgründungen abstemmen, bezw. mittels Minen sprengen und beseitigen.

Felsbänke können in Taucherglocken gesprengt und entfernt werden.

Bei Anlage der Minen empfiehlt es sich im allgemeinen keine größeren Ladungen anzuwenden, als beim gewöhnlichen Steinbruchbetriebe in freier Luft. Dabei ist darauf zu achten, daß die Verbrennungsprodukte der Spreng-

⁴⁰⁾ Bezüglich näherer Angaben über die zulässige Dauer des Ein- und Ausschleusens, die Dauer der Arbeitsschichten, über Anwendungen von Krankenschleusen u. s. w. muß auf die im Litteraturverzeichnis angeführte, bezügliche Litteratur verwiesen werden.

- stoffe durch kräftige Luftzufuhr mittels Syphons so gründlich und rasch als möglich aus den Arbeitskammern abgeführt werden. Es gilt dies namentlich von allen Sprengmitteln, bei denen Nitroglycerin den Grundstoff bildet.
- b) Das gesamte Gründungsmauerwerk läßt sich im Trockenem und unter den denkbar günstigsten Verhältnissen ausführen. Auf dem zur Aufnahme der Mauerung vorbereiteten Boden kann somit ein Mauerwerk erstellt werden, wie es im Trockenem und im Freien nicht besser ausgeführt werden kann. Es gilt dies sowohl für die Mauerung bei Druckluftgründungen mit verlorener Arbeitskammer, als für diejenige in Glocken.
 - c) Aus diesen Verhältnissen geht hervor, daß die Abmessungen der Druckluftgründungen auf ein Mindestmaß vermindert werden können und sich sowohl die Profilverengungen bei Gründungen im laufenden Wasser, als der Aufwand ungeheurer Massen von Steinmaterial für Gründungen in der See, sowohl in Form von Steinschüttungen als unter sich verbundener Blöcke, vollständig vermeiden läßt.
 - d) Die Gründungsarbeiten lassen sich im allgemeinen ohne Rücksicht auf hohe oder niedere Wasserstände, und auf Ebbe- oder Flutstand ausführen, woraus, neben der Sicherheit einer sorgfältigen Ausführung, ein Zeitgewinn und eine Beseitigung allfällig unvorherzusehender Verhältnisse folgt, was oft sehr hoch angeschlagen werden muß.

Gegenüber diesen Vorteilen boten die Druckluftgründungen anfänglich den Nachteil, nur zu hohen Preisen erstellt werden zu können, was sich namentlich durch die ziemlich umfangreichen kostspieligen Vorrichtungen und Werkzeuge erklären läßt, welche zu ihrer Durchführung notwendig waren.

In den letzten Jahren sind, wie aus dem Vorhergehenden ersichtlich ist, diese Verhältnisse wesentlich vereinfacht worden und die Erstellungskosten (s. § 16) infolge dessen so billig geworden, daß bei richtiger Wahl des in jedem einzelnen Falle einzuschlagenden Verfahrens, gegenüber den andern Gründungsverfahren die Einheitspreise sich meist günstiger gestalten, sobald nicht ganz einfache Verhältnisse vorliegen. Dabei ist namentlich der Vorteil in Anschlag zu bringen, daß ungünstige Zufälligkeiten, deren Hinzutreten bei andern Gründungsverfahren ein empfindliches Überschreiten der Voranschläge zur Folge hat, bei den Druckluftgründungen keinen einschneidenden Einfluß ausüben.

2. Was nun die richtige Wahl des Verfahrens anbelangt, so dürften folgende Grundsätze allgemeine Giltigkeit haben:

- a) Bei Gründungen bescheidener Abmessungen, wo sich der gute Untergrund in einer Tiefe von über 5 m unter dem Wasserspiegel findet und starker Wasserzudrang stattfindet, ist die Druckluftgründung mit Hilfe gemauerter Arbeitskammern anzuwenden, insofern dieselben auf festem Boden und nicht etwa auf einem Gerüst über der Verwendungsstelle erbaut werden können und zwar sowohl bei Einzelgründungen (z. B. Brückenwiderlager), als bei Gruppengründungen (z. B. fortlaufende Mauern).
- b) Handelt es sich unter gleichen Umständen darum, ausgedehnte Fundamente auf einem zwar tragfähigen, aber durchweg wasserdurchlässigen Boden auszuführen, so dienen große Arbeitskammern mit eisernen Einlagen am besten. Die Decke und die Seitenmauern können indessen in Beton ausgeführt werden und somit sowohl die Deckenbleche als die Bleche der

Seitenwandungen wegfallen. In diesem Falle ist die Arbeitskammer durch Zwischenwände in mehrere unter sich verbundene Kammern zu teilen, um die Höhe der Deckenbalken zu verringern.

- c) Bei Gründungen in fließendem Wasser, wo der gute Untergrund durch wasserhaltigen, wenig tragfähigen Boden bedeckt ist, müssen Arbeitskammern von Eisen zur Verwendung kommen.

Ihre Aufstellung läßt sich folgendermaßen bestimmen:

I. Bei stark fließendem Wasser:

Auf einem hölzernen festen Gerüst über der Baustelle.

II. Bei langsam fließendem Wasser:

α) Wenn dasselbe eine geringe Wassertiefe (weniger als 2,50 m) hat und zahlreiche gleiche Gründungen auf große Tiefen zu erstellen sind: mit einem Schwimmergerüst.

β) Bei großer Wassertiefe (mehr als 2,50 m) und großer Aushubtiefe: indem man die Arbeitskammern an Lande erstellt und schwimmend an die Verwendungsstelle bringt.

γ) Bei großer Wassertiefe (mehr als 2,50 m) und geringer Aushubtiefe: mittels Glocken an Hängegerüsten.

III. Bei stillem Wasser, großer Tiefe des Wassers, aber geringer Aushubtiefe und großer Zahl von Gründungen: mit Glocken ohne Hängegerüste.

§ 16. Kosten der Druckluftgründungen. Wie aus dem Vorhergehenden unmittelbar hervorgeht, lassen sich allgemeine Preisansätze nicht aufstellen, indem das Verfahren, welches in jedem einzelnen Falle zur Anwendung kommt, sich je nach den örtlichen Verhältnissen ändern wird.

Den größten Einfluß werden die Kosten für das Mauerwerk und die Bodenverhältnisse auf den Preis der Fundamente ausüben.

Im Nachstehenden wurde versucht, für mittlere Verhältnisse und für die verschiedenen Verfahren, die im vorigen Paragraphen angeführt wurden, Formeln für Annäherungspreise aufzustellen und zwar für das mittels Druckluft unter NW. versenkte Kubikmeter Mauerwerk.

Bezeichnet man:

- a) den mittleren Preis des auszuführenden Mauerwerkes, den man in freier Luft zu zahlen hätte, mit a ;
- b) den Preis für das in Druckluft auszuhebende Kubikmeter Boden mit b , wobei derselbe, je nach der auszuhebenden Bodenart, zwischen 12 und 20 M. (den ersteren für Kies, den letzteren für Kalkfelsen) angesetzt werden und neben den Kosten für Aushub noch diejenigen für Luft und Licht begreifen soll;
- c) die Tiefe unter NW., auf welche die Gründung hinabzuführen ist, in Metern mit t , so erhält man den Gesamtpreis P für das Kubikmeter Mauerwerk:

1. Für Gründungen mit gemauerten Arbeitskammern (alle Preise in Mark):

$$P = 1,2 (a + b) + \frac{18}{t}.$$

Beispiel: Setzt man $a = 14,5$ M.

$$b = 12,0 \text{ M.}$$

$$t = 7 \text{ m.}$$

so wird: $P = 1,2 \times 26,5 + \frac{18}{7} = 34,4 \text{ M.}$

2. Für Gründungen mit großen Kammern in armiertem Eisen:

$$P = 1,2 (a + b) + \frac{75}{t}.$$

Beispiel: Bei den gleichen Annahmen wie oben.

$$P = 1,2 \times 26,5 + \frac{75}{7} = 42,50 \text{ M.}$$

3. Für eiserne Caissons mit Gerüst und Mantelblechen:

$$P = 1,5 (a + b) + \frac{300}{t}.$$

Beispiel: Setzt man $a = 14,50$ M.

$$b = 12,00 \text{ M.}$$

$$t = 9 \text{ m.}$$

so wird: $P = 1,5 \times 26,5 + \frac{300}{9} = 73,05 \text{ M.}$

4. Für eiserne Caissons mit Mantelblech, die am Lande gebaut und an die Baustelle geschwemmt werden:

$$P = 1,5 (a + b) + \frac{225}{t}.$$

Beispiel: Mit den gleichen Annahmen wie unter 3.

$$P = 1,5 \times 26,5 + 25 = 56,8 \text{ M.}$$

5. Für Hängeglocken (bei mindestens 20,000 cbm Mauerwerk):

$$P = 1,2 a + 1,5 b + 12.$$

Beispiel: Bedingungen wie unter 3.

$$P = 1,2 \times 14,5 + 1,5 \times 12 + 12 = 47,40 \text{ M.}$$

6. Für Taucherglocken (bei mindestens 50,000 cbm Mauerwerk):

$$P = 1,2 a + 1,5 b + 16.$$

Beispiel: Wie unter 3.

$$P = 1,2 \times 14,5 + 1,5 \times 12 + 16 = 51,40 \text{ M.}$$

Litteratur.

I. Einzelwerke und Druckhefte.

- A. E. Foley. Du travail dans l'air comprimé. Etude médicale, hygiénique et biologique. Paris 1863.
 Castor. Recueil d'appareils à vapeur employés aux travaux des fondations à l'air comprimé. Paris, Eug. Lacroix, 1869.
 Malézieux. Newton'sche Taucherglocke. Travaux publics des Etats-Unis. Paris 1870. Pl. 49.
 Cloche à plongeur employée au dérasement des roches sous-marines. Collection de dessins de l'école des ponts et chaussées. Serie I, Sect. F, Pl. 2.
 Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst. 2. Teil, 3. Bd., 3. Aufl. Berlin 1874.
 I. B. Toselli. Les engins sous-marins. 2 Hefte. Paris 1878.
 C. Zschokke, Ing. civil. Fondations à l'air comprimé. Paris, Chaix & Cie., 1879.

- L. Anspach. Notice sur les fondations par l'air comprimé. Bruxelles, G. Mayolez, 1880.
- L. Klason. Handbuch der Fundierungsmethoden. Leipzig 1880.
- Exposition universelle à Melbourne. France. Notices sur les dessins, modèles et ouvrages relatifs aux services des ponts et chaussées, des mines etc. Paris, Imprimerie nationale, 1880.
- Brennecke. Über die Methode der pneumatischen Fundierungen. Vortrag, gehalten von Ing. L. Brennecke. St. Petersburg 1881.
- M. Becker. Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. 4. Aufl. Leipzig 1883, S.
- Röthlisberger & Simons. Ricostruzione del ponte per la ferrovia sulla Thièle presso Yverdon. Milano 1884, B. Saldini.
- L. Brennecke. Der Grundbau. Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 1. Berlin 1887. S. 193.
- Rapports du Jury international sur l'Exposition universelle internationale. Paris 1889.
- H. Hersent. Ouvrages exécutés au moyen de l'air comprimé. Paris 1889, Imp. Chaix & Cie.
- Zschokke & Terrier. Travaux hydr. et fondations pneumatiques exécutés en France 1886—1889. Chaix & Cie. Paris 1889.
- Zschokke & Terrier. Travaux exécutés par l'Entreprise C. Zschokke & Terrier en Italie dans les années 1883 à 1889.
- Prof. Gaetano Bruno, Ing. capo. Le fondazioni pneumatiche, appendice al corso di costruzioni idrauliche. Napoli, Benedetto, 1892.
- Pietro Giaccone, Ing. capo del Genio civile. Porto di Genova 1891. (Inola 1892.)
- William Watson, Ph. Dr. Hydraulic works and pneumatic foundations mode ad Genova. Chicago 1893.
- Zschokke & Terrier. Application des procédés pneumatiques à la construction des grands ouvrages et plus spécialement des Bassins de radoub. Baudry & Cie., Paris 1894.
- Lorenzo Bari. Applicazioni dell'aria compressa nella fondazione delle botte a siphone della bonifica Padana-Polesana. Padova, P. Prosperini, 1898.

II. Abhandlungen in Zeitschriften.

- Stahl. Taucherglocken zur Fundierung der Rheinbrücke bei Hamm. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 185; Zwick's Jahrb. f. Baugew. 1870, S. 324.
- The caisson of the East-River-Bridge. Engng. 1870 I. S. 276 u. 408.
- Fundierungssystem von Gebr. Klein, A. Schmoll und E. Gaertner. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1871, S. 631.
- Über den Einfluß des Luftdruckes auf den tierischen Organismus. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1873, S. 301.
- Der Seemaulwurf von Toselli. Ann. du génie civil 1873, Febr.
- Heberfundierung, System Lesly, der Serethbrücke bei Ibraila. Zwick's Jahrb. f. Baugew. 1873, S. 546.
- Donaubrücke der Budapester Verbindungsbahn (Konstruktion der Schleuse). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1877, S. 29, 213 u. 701.
- Taucherschacht zu Pola zum Ebenen des Felsbodens und Beseitigen des Fangdammes. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1878, S. 54.
- E. Gaertner. Entwicklung der pneumatischen Fundierungsmethode. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1879, Heft III u. IV, S. 41.
- Cloche plongeante pour dérochements sous-marins. Revue industr. 1879, S. 133.
- Taucherglocke für Wehrreparaturen auf der Seine. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 66.
- New Harbour Works, Douglas, Isle of Man. Engineer 1880, I. S. 297 u. 300.
- Bilfinger. Vortrag über pneumatische Fundierungen. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1881, S. 63.
- G. Liébeaux. Fondation à l'air libre et à l'air comprimé. Emploi du caisson batardeau divisible et mobile. Ann. des ponts et chaussées 1881, I. S. 323.
- Lavollé, Ing. des ponts et chaussées. Note sur la construction à l'air comprimé des deversoirs de Condray et d'Ery. Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 272.
- Leuchtturmbau in der Wesermündung. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 64; 1886, S. 1.
- Bewegliche Caissons von J. & L. Montagnier. Schweiz. Bauz. 1883, II. S. 43; Kritik dieses Verfahrens von A. Schmoll v. Eisenwerth. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 141.
- Klett. Taucherglockenschiffe in der Seine. Zeitschr. f. Bauk. 1883, S. 79.
- Séjourné, Ing. des ponts et chaussées. Fondation à l'air comprimé d'un pont sur la Garonne. Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 92.

- Mengin, Ing. en chef des ponts et chaussées. Note sur la jonction des caissons dans les fondations à l'air comprimé. Ann. des ponts et chaussées 1883, I. S. 17.
- Pneumatische Fundierung der Forth-Brücke. Engng. 1885, I. u. II. S. 127.
- L. Brennecke. Die Herstellung und Prüfung der Luftschleusen und Schachtrohre bei Luftdruck. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 237.
- Taucherglocke zum Sprengen unterseeischer Felsen. Génie civil 1885, I. S. 364.
- Sinking the piers for the Hawkesbury-River-Bridge, New-South-Wales, Australia. Scientific american 1886, I. S. 288.
- Foundation caisson for the Hawkesbury-River-Bridge, by the Union-Bridge-Company, New-York. Engng. 1887, I. S. 370.
- Alexandre, Ing. en chef. Mémoire sur la construction de l'écluse d'aval du bassin de Mi-Marée au port de Dieppe. Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 535.
- Über den Gebrauch des Prefsluftverfahrens beim Bau der Wehre zu Condray und Evry. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 472.
- Gründung der Neckarbrücke bei Mannheim. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 146.
- Coustolle & Thurninger. Notice sur les fondations à l'air comprimé des jetées du nouveau port de la Pallice à la Rochelle. Ann. des ponts et chaussées 1889, II. S. 455.
- Fr. Neukirch. Druckluftgründungsverfahren. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 861.
- The Cincinnati Bridge found. Trans. Am. soc. of Civileng. 1890, Aug., S. 53.
- J. Inglese, Ing. del Genio civile. The extension of a graving Dock at Leghorn. Engng. 1893, July, S. 92.
- Bau eines Trockendocks von 200 m Länge in der Bai von Talcehuano (Chile). Der Ingenieur, 1893, S. 217; Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 458, 471 u. 479.
- Boner-Brücke über den Dornoch in Schottland. Engng. 1893, II. S. 236 u. 298.
- Neue Strafsenbrücke über den Tyne bei Newburn. Engng. 1893, II. S. 215.
- The Memphis-Bridge found. Trans. Am. Soc. of Civ. Eng. 1893.
- Pfeilergründung der Mirabeau-Brücke in Paris. Engng. rec. 1894, Bd. 29, S. 348.
- Materialschleuse für Druckluftgründungen. Centralbl. d. Bauverw. 1894, S. 220.
- Druckluftgründung des Pfeilers einer Drehbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal (Kaiser Wilhelm-Kanal). Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894, S. 1076.
- Gründung der Pfeiler der Brücken bei Tourville und Oissel. Nouv. ann. de la constr. 1895, S. 50.
- P. Christophe. Über Prefsluftgründungen. Nouv. ann. de la constr. 1895, S. 98, 113, 137, 156 u. 173.
- Hersent. Erfahrungen über Prefsluftgründungen. Génie civil 1895, Bd. 27, S. 327.
- Grenze der menschlichen Ausdauer in hochgespannter Prefsluft. Engng. 1895, II. S. 34.
- Brückenpfeiler auf der New-Zealand-Midland-Eisenbahn. Industrie and Iron 1895, Sept., S. 244.
- F. Bömches. Versuche über Einwirkungen von Prefsluft auf den tierischen und menschlichen Organismus. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1896, S. 487.
- Prefsluftgründung und Ausrüstung von Pfeilern. Engng. 1896, I. S. 109 u. 399.
- A. Pasqueau, Ing. en chef. Les nouveaux Quais de Bordeaux. Ann. des ponts et chaussées 1896, I. S. 8 u. 696.
- Die Felssprengungen im Rheinstrome zwischen Bingen und St. Goar. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 97.
- Holz- und Stahlcaisson für merkantile Gebäude. Engng. news 1897, 15. Juli, S. 38.
- Druckluftgründungsarbeiten am Wiener Donaukanal, Kammerschleuse bei Nufsdorf. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, April, S. 212 ff.; Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 41.
- Pneumat. foundation for buildings. Engng. record 1897, Dec., S. 562.
- Gründung der neuen East-River-Brücke in New-York. Engng. rec. 1897, I. S. 554, II. S. 491; Engng. news 1897, I. S. 331.
- L. Brennecke. Wieviel Zeit soll auf das Ausschleusen aus höherem Luftdruck verwandt werden? Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 576.
- Prefsluftgründung der Pfeiler von der Brücke Alexander III. in Paris. Engng. 1897, II. S. 788; Engng. rec. 1898, Bd. 37, S. 275.
- O'Rourke's Pat. Airlock. Engng. record 1898, Dez., Bd. 39, S. 31.
- Pneumat. foundation of new East-River-Bridge caisson. Engng. record 1898, Bd. 39, S. 49 u. 71; Engng. news 1898, II. S. 273; Scientific american 1898, 7. Aug.
- Materialschleuse von Moram. Neue Brooklyn-Brücke. Engng. record 1898, Dec., Bd. 37, S. 207; Foundation der neuen Brooklyn-Brücke. Engng. record 1899, April, S. 397.

- A. Schmoll von Eisenwerth. Beitrag zur Geschichte der Druckluftgründungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, Sept., S. 513 u. 525.
- L. Brennecke. Gesundheitliche Vorschriften für Arbeiten in Prefsluft, mit Ausschluss der Taucherarbeiten. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 305.
- Gründung eiserner Pfeiler im Hafen von Valparaiso mittels Druckluft auf Tiefen von 32,6 m unter Wasser. Engineer 1898, II. S. 247; Engng. record 1898, Bd. 38, S. 556; Génie civil 1898, Bd. 33, S. 400; Scientific Amer. Suppl. 1898, Okt., S. 19094.
- Druckluftgründung mit cylindrischem Holzkasten. Engng. news 1898, II. S. 363.
- Druckluftgründung für ein Wohnhaus in New-York. Engng. rec. 1898, Bd. 39, S. 31.
- Druckluftgründung mittels hölzerner Kästen bei Gebäuden in New-York. Engng. record 1898, Bd. 38, S. 190.
- Gesundheitliche Vorschriften bei Arbeiten in Druckluft. Génie civil 1898, Bd. 34, S. 45.
- Gründung der Kaimauern des Hafens zu Antwerpen. Génie civil 1898, Bd. 33, S. 270; Engng. rec. 1898, Bd. 38, S. 555; ferner Rev. techn. 1899, S. 13; Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, S. 70.
- Deep. foundation. Caisson of the Atchafalaya-Bridge. Journ. Ass. Eng. Soc. 1898, Sept., S. 81, Engng. record 1899, April, S. 421.
- Pneumat. Holzdauben-Caissons für rapide Versenkung von Gebäudefundationen. Engng. 1899, Bd. 40, S. 509.
- Druckluftgründung mittels Holzcaisson für einem Pfeiler des Wasserwerkes zu Cincinnati. Engng. record 1899, Bd. 40, S. 642.
- Die Druckluftgründungen im Hafen von Ostende. Ann. des travaux publ. Belg. 1899, Okt., S. 807.



Sachregister.

Die Ziffern bedeuten die Seitenzahlen.

- A**brammen und Abwalzen des Baugrundes. 20.
 Abschneiden der Pfähle. 74.
 Absenken des Grundwassers. 23.
 Amerikanische Zunge. 7.
 Arbeitskammer. 267, 270.
 Arbeitskammer mit beweglichen Deckenblechen. 276.
 Arbeitsleistung der Rammen. 58 ff.
 Archimedische Schraube (Wasserschnecke). 90.
 Atmosphärische Ramme. 53.
 Aufhängung der Caissons. 294.
 Aufmauern der Brunnen. 209.
 Aufpfropfen der Pfähle. 30.
 Aufrichten der Pfähle. 68.
 Aufsetzer. 67.
 Aufstellung der Caissons. 293.
 Ausbesserungsarbeiten an schadhafte Grundbauten. 238.
 Ausgraben des Bodens. 6, 122.
 Ausfüllen der Senkbrunnen. 215.
 Ausschachtung. 122.
 Ausschleusung aus dem Caisson. 336.
 Ausziehen der Pfähle. 76.
- B**aco von Verulam's Taucherglocke. 264.
 Baggervorrichtungen. 82.
 Bandsägen. 75.
 Baugrube, Herstellen und Ausheben der. 120.
 —, Trockenlegung. 131.
 Baugrund. 3.
 Belastungsversuche des Baugrundes. 16.
 Belastungsvorrichtung nach Lehmann 17.
 Beleuchtung der Caissons. 335.
 Beseitigung von Hindernissen unter Wasser. 78.
 Betonbereitung. 105.
 — unter Wasser. 118, 158.
 Betonbett mit Grundpfählen. 159.
 — mit Eiseneinlagen. 161.
 Betoncylinder zur Verdichtung des Baugrundes. 21.
 Betonfangdämme. 155.
 Betongründung. 144.
 — innerhalb umschließender Wände. 152.
 — ohne umschließende Wände. 156.
 — mit Säcken. 156.
 —, Kosten der. 163.
 Beton, halb abgebundener. 157.
 Betonierung bei Frost. 116.
 Betonkasten. 112 u. 113.
 Betonmischung. 103.
 Betonmühlen. 107.
 Betonschleusen. 329.
 Betonschüttung. 143.
 — in voller Höhe. 116.
 Betonstampfmaschine von Vering. 118.
 Betontrichter. 109.
 Betontrommeln. 112.
 Betonversenkung. 109.
 — in Säcken. 117.
 Bettungen. 190.
 Bewegliche Caissons. 301.
 Bewegliche Fangdämme. 130.
 Beweglicher zweiter Caisson. 289.
 Bodenverdichtung, künstliche. 197.
 Bohrgestänge. 9.
 Bohrwürmer, Schutz gegen dieselben. 31—33.
 Bretterwände. 123.
 Brix'sche Rammformel. 70.
 Brunnengründung. 203, 205.
 Brunnenkranz. 207.
 Brunel (Gründungsarbeiten). 29, 40, 72, 203, 236.
 Brunlees'sche Scheibenpfähle. 41, 45.
 Bundpfähle (Eckpfähle). 37.
 Caissons. 267.
 — gemauerte. 268, 278.
 — eiserne. 267.
 — mit allseitiger Blechwand. 270.
 — mit Eckverkleidungen. 292.
 — Holz-. 267, 278.
 — Glocken-. 268.
 Cementbeton. 103.
 Cementeinpressung. 23 u. 24.
 Centrifugalbagger von Gwynne. 88.
 Chelura terebrans. 31.
 Chrétien'sche Ramme. 55.
 Crib work. 180.
 Dampf bagger (Leistungen). 82.
 Dampfrahmen. 55.
 Dampfstrahlpumpen. 90.
 Dredger, hydraulischer, von Robertson. 88.
 Diamant-Kronbohrer. 9.
 Dichtung der Fangdämme. 128, 154.
 — mit Sägespänen. 124.
 — mit geteertem Segeltuch. 124.
 Drainierung. 23.
 Drehschaufelbagger von Grafton. 87.
 Druckluftgründungen. 264.
 Durand-Claye, Modellversuche. 188.
 Dynamitgründung. 21.
 Dynamitramme. 58.
 Eckpfähle (Bundpfähle). 37.
 Eckverkleidungen statt voller Blechwand bei Caissons. 292.
 Eimerkettenbagger. 82.
 Einblasen von Cementpulver zur Bodenbefestigung. 23.
 Einschleusung in die Caissons. 335.
 Einrammen hölzerner Pfähle. 23, 26, 44.
 Einschrauben der Pfähle. 56.

- Eintreiben der Pfähle. 44.
 — durch Dampf. 49.
 — durch Wasserspülung. 45.
 Eisen-Schwellrost. 170.
 Eiserne Brunnen. 219.
 — Verfahren beim Versenken. 224.
 Eiserne Caissons mit allseitiger Blechwand. 270.
 Eiserne Pfähle, Pfahl- und Spundwände. 37.
 Eiserne Schraub- und Scheibenpfähle. 145.
 Engels'sche Untersuchungen. 13, 15, 188.
 Engesser. Theorie des Baugrundes. 12, 15.
 Entwässerung. 23.
 Erdbohrer. 6.
 Erddämme als Fangdämme. 123.
 — mit einseitiger Begrenzung durch Holzwände. 123.
 Erhärten des Betons. 102.
 Ersparung der Deckenbleche bei den Caissons. 274.
 — der Wandbleche. 276.
 Erstellung fortlaufender Fundamente mittels Glocken. 319.
 Exkavator, pneumatischer, von Reeve. 88.
 — Millroy's. 86.
- F**allblock (Rambär). 52.
 Fallwerke. 107.
 Fangdämme. 122.
 —, bewegliche. 130.
 Fangdammdichtung. 128, 154.
 Fangdammumschließung bei Betongründung. 153.
 Fanghaken. 11.
 Fangkorb. 12.
 Fangvorrichtungen. 11.
 Faschinenwerke. 189.
 Fels. 3.
 Festgelagerter Sand. 4.
 Festigkeit der Cemente. 101.
 Figé'e'sche Dampfzange. 56, 58, 59, 66, 67.
 Förderung des gelösten Bodens. 324.
 Fortlaufende wasserdichte Fundamente. 295.
 Füllstoffe für Fangdämme. 128.
 Fundamentprüfer von Rud. Mayer. 17 u. 18.
 Futterröhren für Bohrlöcher. 12.
- G**efrierverfahren von Pötsch. 24.
 Gemauerter Herd. 190.
- Gerhardt'sche Schappe. 10.
 Gesundheitsmaßregeln bei der Gründung in Druckluft. 335.
 Gewölbe, umgekehrte, bei Gründungen. 147.
 Glocken oder bewegliche Caissons, die an Schiffen aufgehängt sind. 302.
 Glocken, die keiner Aufhängung bedürfen. 306.
 Glockeneisen (Bohrvorrichtung). 11.
 Grafton's Drehschaukelbagger. 87.
 Gratspundung. 34.
 Greifzange oder Teufelsklaue. 79.
 Gründungsarten, verschiedene. 134.
 Gründung auf festem Boden im Trockenen. 137.
 — unter Wasser. 139.
 — auf nicht festem Boden im Trockenen. 142.
 — unter Wasser. 144.
 Grundfangdamm. 133.
 Grundkreissäge von E. Meyer. 75.
 Grundpfähle. 25.
 Grundsäge zum Abschneiden der Pfahlköpfe. 74.
 Grundschwelle. 192.
 Grundzange. 79.
 Gurthölzer. 37.
 Gußeiserne Rammpfähle und Platten. 38.
 Gwynne's Centrifugalbagger. 88.
- H**agen (Gründungsarbeiten). 4, 148, 152, 198.
 Hakenblatt, schräges. 37.
 Halb abgebundener Beton. 157.
 Halbe Spundung. 34.
 Halley's Taucherglocke. 214.
 Handkunarstrammen. 54.
 Handrammen. 52.
 Handzugrammen. 52.
 Hängegerüste. 212, 295, 302, 339.
 Hängeketten. 212, 294.
 Hängeschrauben. 212, 294.
 Harris'sche Bodenverdichtung. 23.
 Haspelwinde. 76.
 Hebergründung von Leslie. 88, 223.
 Hebeschraube. 303.
 Herdmauern. 190.
 Herdpflaster. 190.
 Hoher Pfahlrost. 196.
 Holm. 192.
 Holzarten der Pfähle. 25.
 Holzcaissons. 267.
- Hölzerne Senkbrunnen. 220.
 Humus, Torf und Moor. 5.
- I**ndische Schaufel. 82, 85.
 Jaudin's Pressluftbagger. 88.
 Jungfern der Pfähle. 67.
 Jungfer (Rammknecht). 71.
- K**alk. 90.
 — Beimengungen. 92.
 Kalksteinarten. 90.
 Kastenfangdämme. 125.
 Kastengründung. 229.
 — mit eisernen Kasten. 229.
 — mit hölzernen Kasten. 231.
 Kastenwerke (Schöpfrad). 90.
 Katze (Schnepfer für Rammen). 54.
 Keilspundung. 34.
 Kettenpumpe (Paternosterwerk). 90.
 Kies. 3.
 Kinipple's Gründungsverfahren. 24, 157.
 — Betonbereitung unter Wasser. 118, 158.
- Klauenbagger. 86.
 Kosten der Gründungen. 244.
 — der Betongründung. 163.
 — der Brunnengründung. 216.
 — der Druckluftgründungen. 339.
 — der Mantelgründung. 185.
 — der Pfahlrostgründungen. 201.
 — der Senkbrunnengründung. 216.
 Kranbagger. 86.
 Krätzer (Bohrvorrichtung). 11.
 Krebschere (Bohrvorrichtung). 7.
 Kreissäge. 75.
 Kreuzbohrer. 8.
 Kreuzer'sche Formel (für die Tragfähigkeit der Pfähle). 71.
 Kronenbohrer. 9.
 Kunstrammen. 54.
- L**änge der Pfähle. 27.
 Langpfähle. 25.
 Laufgrammen (Zugrammen). 52.
 Lehm, Letten. 5.
 Leistung der Rammen. 58.
 Leslie'sche Hebergründung. 88, 223.
 Linnoria lignorum. 31.
 Löffelbohrer. 7.
 Lotrechte Zimmerung. 121.
 Luftbehälter. 334.
 Lufterzeugung. 333.
 Luftleitungen. 334.
 Luftschleusen. 265, 324.
 Luftzuführung. 333.

- Mauerwerk**ausführung in Prefsluft. 322.
- Mantelbleche. 283.
- Mantelgründung. 181.
- Materialschleuse. 325.
- von Zschokke. 328.
- Mauerrost von Otto. 170.
- Mayer's Fundamentprüfer. 17.
- Meyer's Grundkreissäge. 75.
- Meißelbohrer. 8.
- Melan (Druckverteilung). 145.
- Millroy'scher Exkavator. 86.
- Mischtrommel zur Betonbereitung. 108.
- Modellversuche von Engels. 188.
- von Durand-Claye. 188.
- Mörteleigenschaften. 90.
- Nachteile** der Druckluftgründung. 338.
- Nasmyth'sche Dampfzange. 55, 56, 58, 65.
- Neukirch's Gründungsverfahren. 23.
- Otto's** Mauerrost. 170.
- Paternosterwerk** (Kettenpumpe). 90.
- Pendelsäge. 75.
- Perronet (Gründungsarbeiten). 27, 28, 30, 53, 71, 121, 128, 193, 196.
- Pontons. 226.
- Pötsch's Gefrierverfahren. 24.
- Pott's Druckluftgründung. 266, 268.
- Pfähle, hölzerne. 25.
- eiserne. 37.
- Pfahlköpfe, Verstärkung derselben. 29.
- Pfahlrost, tiefer. 191.
- hoher. 191, 196.
- , Grundrifsanordnung. 192.
- Pfahlrostgründung. 191.
- , Reihenfolge der Arbeiten. 193.
- , Sicherung gegen Unterspülung. 193.
- , Abweichende Ausführungen. 195.
- Pfahlschuhe. 29.
- Pfahl- und Spundwände bei Betongründung. 153.
- Pfahlwände. 37, 124, 127.
- Pfahlwerke. 190.
- Pfahlwurm (*Teredo navalis*). 31.
- Pfeilerumhüllungen aus Holz. 181.
- aus Eisen. 183.
- Portlandcement. 95, 96, 99.
- Prefsluftbagger (von Jaudin). 88.
- Prefsluftsandpumpe (v. A. Schmidthauer). 89.
- Price'scher Bagger. 87.
- Priestmann'scher Kranbagger. 86, 213.
- Probebelastung zur Untersuchung des Baugrundes. 16.
- der Pfähle. 72.
- Probepfähle, Einrammen der. 28.
- Pulsometer. 90.
- Pulverramme. 57.
- Pumpen. 90.
- Pumpenbagger. 82, 87.
- Puzzolancement. 96, 99.
- Puzzolane. 92.
- Quellendichtung**. 156.
- Querschwellen. 192.
- Radbagger**. 85.
- Ramarbeiten. 66 ff.
- Rambär (Fallblock). 52.
- Rammen. 52.
- Rammmeißel. 79.
- Rammformeln. 70.
- Rampfähle, gusseiserne. 38.
- Rammknecht (Jungfer). 71.
- Rammverzeichnis. 68.
- Rankine'sche Erddruckformel. 14.
- Rammformel. 70.
- Redtenbacher'sche Rammformel. 70.
- Reibungsversuche von Engels. 15.
- Reibungsziffern verschiedener Materialien. 16.
- Reeve's Prefsluft-Exkavator. 88.
- Riedinger'sche Pulverramme. 57, 68.
- Ritter'sche Rammformel. 70.
- Robertson's Druckwasserbagger. 88.
- Röhrenförmige, unten offene, gusseiserne Pfähle. 40.
- Röhregründung. 203, 221.
- mit Druckluft. 268.
- Romancement. 91, 95, 99.
- Rostbelag. 192.
- Rostpfähle. 192.
- Rostschwelle. 192.
- Ruhelage der Glocken (Druckluftgründung). 314.
- Sackbagger**. 82.
- Sackbohrer. 85, 213.
- Sand. 101.
- Sandbohrer. 82, 85.
- Sandblasrohre. 331.
- Sandcylinder (zur Verdichtung des Bodens). 21.
- Sandgebläse. 330.
- Sandkelle. 8.
- Sandpumpe. 82, 87, 214, 330.
- Sandschüttung für Gründungszwecke. 143, 144, 147, 197.
- Santorinerde. 92.
- Schächte in Moorgrund. 121.
- Schachtzimmerung. 121.
- Schaufel, indische. 82, 85.
- Schaufelbagger. 85.
- Scheibenpfähle. 41.
- Scherenramme. 53.
- Schlacke. 94.
- Schlackencement. 96.
- Schlackencementbeton. 105.
- Schleuse mit seitlichen Pfeifen (Druckluftgründung). 325, 326, 338.
- Schling (Kranz) der Brunnen bei der Brunnengründung. 207.
- Schmidthauer'sche Sandpumpe. 214.
- Schneckenrad (Wasserschnecke). 90.
- Schnepper (Katze) bei Rammen. 54.
- Schröpfmaschinen. 89.
- Schrägpfähle. 201.
- Schraubenpfähle. 39.
- Schraubenvorrichtungen zum Ausziehen der Pfähle. 71.
- Schreckensteiner'scher Patentbohrer. 9.
- Schutzwände. 186.
- Schwedler'sche Formel für die Tragfähigkeit des Bodens. 14.
- Schwellrost. 144, 167.
- mit Betonbelag. 169.
- Schwellrostgründung. 167.
- Schwimmbalons. 273.
- Schwimmcaissons od. Glocken. 306.
- Schwimmer, Berechnung derselben für bewegliche Glocken. 308.
- Schwimmkasten. 170.
- Schwimmergerüste. 51, 213, 225, 339.
- Schwimmersicherheit der Glocken. 314.
- Senkbrunnen. 205.
- , gemauerte. 205.
- , Größe und Anordnung. 205.
- , Stärke des Mauerwerkes. 208.
- , Ausführung des Mauerwerkes. 209.
- , Absenken der. 212.
- , Ausfüllen der. 215.
- , Kosten. 216.

- Senkfaschinen. 199.
 Senk- oder Schwimmkasten. 130, 170.
 Senkkasten mit hölzernen Seitenwänden. 173.
 — besonderer Art. 175.
 — aus Eisen. 177.
 — mit gemauerten Seitenwänden. 176.
 Senkkastengründung. 170.
 Sicherung gegen Unterspülung. 186.
 Sohlengewölbe. 147.
 Sohlenverbreiterung durch Abtreppung. 145.
 — durch umgekehrte Gewölbe. 143, 145.
 Sondiereisen. 6.
 Smeaton's Taucherglocke. 214.
 Spitzpfähle. 25.
 Sprengarbeiten. 80.
 Spundbohlen. 33, 123.
 — aus Buchenholz. 35.
 Spundpfähle. 25, 33.
 Spundung. 34.
 Spundwände. 37, 124, 127.
 — aus gewelltem Blech. 41.
 — aus gewalzten Profileisen. 42.
 Standsicherheit der Glocken (Druckluftgründung). 314, 317.
 Stärke der Fangdämme. 125.
 Steinbohrer. 8.
 Steinkistenbau. 178.
 Steinkorb. 78.
 Steinschüttungen. 145, 150, 187, 198.
 Steinzuschlag zum Beton. 102.
 Stielbagger. 82.
 Stülpwände. 37, 123.
 Stützenramme. 53.
 Sumpf der Baugrube. 133.
- T**aucherarbeiten. 81.
 Taucherglocken. 265.
 Taucherschachte. 304.
 Taucherschiff. 81.
- Taybrücke, Gründung der alten. 224.
 —, Gründung der neuen. 227.
 Tecklenburg'sches Bohrgerät. 10.
 Teredo navalis. 31.
 Teufelsklaue (Greifzange). 79.
 Thon. 4.
 Tiefenlage der Glocken. 314.
 Tieframme. 67.
 Tragfähigkeit des Baugrundes. 12.
 — der Pfähle. 70.
 Trafs. 92.
 Trafsbeton. 104.
 Trafsmörtel. 93.
 Trepanierbohrer. 7.
 Trichterbohrer. 213.
 Trichterwagen zur Betongründung. 111.
 Triger's Luftkammer (Luftschleuse). 265.
 Trocken- und Glühverlust des Trafs. 93.
- U**mgekehrte oder Sohlengewölbe. 147.
 Umschließung der Baugrube. 122.
 Untermauern der Brunnen. 210.
 Unterspülung, Sicherung gegen. 186.
 Untersuchung des Baugrundes. 5.
 — der Cemente. 99.
- V**entilbohrer. 8.
 Verbindung von Fundamentblöcken. 297.
 Verdichtung und Verbesserung des Baugrundes. 19, 143, 144.
 Vergleichende Untersuchungen von Puzzolan-, Portland- und Roman-Cement. 99.
 Vering's Betonstampfmaschine. 118.
 Vertikalbagger. 82, 213.
 Versenkung halb abgebundenen Betons. 118.
 Visitiereisen (Sondiereisen). 6.
 Vorzüge d. Druckluftgründung. 337.
- W**agerechte Zimmerung. 121.
 Wasserhebe- und Maschinen und Pumpen. 89.
 Wasserschnecke (Archimedische Schraube). 90.
 Wasserspülung zum Eintreiben der Pfähle. 45.
 Weifsbach'sche Rammformel. 70.
 Widerstand der Pfähle gegen das Ausziehen. 77.
 Wiebeking's Ausführungsweise der Spundwände. 68.
 Wiedergewinnung der Mantelbleche. 285, 287.
 Wiederherstellung von Brückenpfeilern. 238.
 Wild's Bagger. 87.
 Windevorrichtung zum Ausziehen der Pfähle. 76.
 Winkelramme. 53.
 Wippramme. 55.
 Wipptrog (Kippschaufel). 90.
 Wolf (Schlufskeil). 79.
 Wuchtebaum zum Ausziehen der Pfähle. 76.
- Z**angen. 37, 192.
 Zangenbagger. 86.
 Zersägen und Abbohren von Baumstämmen unter Brunnenschlingen. 79.
 Zschokke's Materialschleuse. 328.
 Zugramme (Lauframme). 52.
 Zulässige Belastung des Baugrundes. 13.
 — Zahlenwerte. 19.
 Zunge, amerikanische. 7.
 Zusammengesetzte Gründungen. 233.
 Zuspitzung der Pfähle. 28.
 Zuschärfung der Spundpfähle. 35.
 Zwingen und Zangen. 37.

Berichtigung.

S. 89, Z. 7 v. o. statt: „im kleineren Rohre B“ lies: „einem kleineren Rohre B“.

Inhalt der Zeichnungstafeln.

Atlas

zum

Handbuch über Vorarbeiten, Erd-, Grund-, Straassen-
und Tunnelbau.

Dritte Abteilung.

Dritte vermehrte Auflage.

Inhalt der Zeichnungstafeln.

VI. Kapitel.

Der Grundbau.

	Seite im Text
Tafel I. Hölzerne und eiserne Pfähle. Spund- und Pfahlwände.	
Fig. 1—4. Hölzerne Spitzpfähle	29
„ 5—9. Verlaschung und Aufpfropfung	30. 31
„ 10—26. Spundungen, Spundwände, Spundpfähle und Bohlen	34. 35. 37. 69
„ 27—35. Gufseiserne Spundpfähle	38. 39
„ 36—39. Gufseiserne Schraubenpfähle	40
„ 40. Knotenpunkt für die Verstrebung von Schraubenpfählen	40
„ 41 u. 42. Geschmiedete Schraube	40
„ 43—45. Gufseiserner unten offener Schraubenpfahl	40
„ 46. Schraubenpfahl mit innerem und äußerem Gewinde	41
„ 47. Schraubenpfahlschuh	41
„ 48—51. Gerüst und Schraubvorrichtung zum Einschrauben der Pfähle von der Festungsgrabenbrücke der Königsberg-Labianer Eisenbahn	50 u. 51
„ Fig. 52 u. 53. Scheibenpfahl nach Brunlees	41
„ 54 u. 55. Scheibenpfahl vom Bau der Taybrücke	41
Tafel II. Umschließung der Baugrube, Fangdämme, Schwellrost, Betonversenkung.	
Fig. 1 u. 2. Erddämme mit Bretterwänden	123. 124
„ 3—5. Bohlenanordnung bei geringer Wassertiefe	123
„ 6. Lotrechte Bohlenanordnung	126
„ 7—9. Bohlenanordnung bei größerer Wassertiefe	126
„ 10 u. 11. Spundwände mit Zwingen	127
„ 12 u. 13. Rahmhölzer und Gurtungen für Fangdämme	126
„ 14. Kastenfangdamm	125. 126
„ 15 u. 16. Fangdämme vom Bau des Katharinendocks zu London	127. 128. 129
„ 17 u. 18. Fangdamm vom Bau der Grimsby-Docks	127. 128. 129
„ 19. Fangdamm vom Bau des Parlamentshauses in London	127. 128. 129
„ 20. Fangdamm von den Hellingsbauten in Kiel	154
„ 21. Umschließung des Betonbettes mit Fangdämmen	154
„ 22. Fangdamm vom östlichen Strompfeiler der Koblenzer Rheinbrücke	155
„ 23. Fangdamm der neuen Saalebrücke in Kösen	127
„ 24—26. Fangdamm vom Bau der Brücke zu Neuilly	127
„ 27 u. 28. Gründung auf Schwellrost	168
„ 29—35. Verschiedene Anordnungen des Schwellrostes	168
„ 36. Schwellrost mit Beton vom Verwaltungsgebäude des Österr.-Ungar. Lloyd in Triest	169
„ 37. Schwellrost mit Beton und Eiseneinlage vom Auditorium-Gebäude in Chicago	170
„ 38 u. 39. „Mauerrost“ nach E. Otto	170
„ 44 u. 41. Gerüst und Trichter zur Betonversenkung für eine Ufermauer in Holtenau	109. 110
„ 42. Gerüst mit hölzernem Trichter zur Betonversenkung	109. 110. 196

	Seite im Text
Tafel III. Betonversenkung. Umgekehrte Gewölbe. Sand- und Steinschüttung. Senk- oder Schwimmkasten.	
Fig. 1 u. 2. Betonstampfmaschine vom Hafenbau zu Bremen	118
„ 2 u. 4. Betonversenkgerüst vom Hafenbau zu Bremen	116
„ 5. Gründung der Quaimauer in Sfax auf Steinschüttung	150. 151
„ 6. Gründung des Hauptwellenbrechers im Hafen von Bilbao auf Steinschüttung	151
„ 7. Wellenbrecher auf Bornholm	151. 180
„ 8. Dammherstellung nach Kinipple	157
„ 9. Mole vom Hafen von Bilbao, Gründung auf Betonsäcken	156
„ 10. Verwendung umgekehrter Gewölbe bei der Gründung des Speichers am Kaiser- quai zu Hamburg	147
„ 11. Verwendung umgekehrter Gewölbe bei der Gründung der Säulenreihe im World- Gebäude zu New-York	147
„ 12. Gründung auf Sandschüttung für die Kaserne an der Esplanade zu Wesel	148. 149
„ 13. Gründung auf Sandschüttung beim Regierungsgebäude zu Breslau	148. 149
„ 14. Gründung auf Sandschüttung beim Dienstgebäude zu Tapiau	148. 149
„ 15. Anwendung eiserner Senkkasten auf Steinschüttung beim Hafendamm in Bilbao	151. 177
„ 16—19. Hölzerner Senkkasten für den Pfeilerbau der Neckarbrücke bei Ladenburg	174
„ 20 u. 21. Verschiedene Anordnungen des Bodens hölzerner Senkkasten	173. 174
„ 22—29. Verschiedene Ausführungsweisen hölzerner Senkkasten	173. 174
„ 30. Verbindung zweier benachbarter Senkkasten	171
„ 31 u. 32. Hölzerner Senkkasten vom Pfeilerbau der Donaubrücke bei Donauwörth	174
Tafel IV. Gemauerte Senkkasten. Mantelgründung. Schutz gegen Unterspülung.	
Fig. 1—3. Gemauerte Senkkasten bei der Pfeilergründung einer Brücke der Breslau- Schweidnitz-Freiburger Bahn bei Stettin	174. 177
„ 4 u. 5. Gemauerter Senkkasten für die Quaimauer bei Sheernefs	176
„ 6 u. 7. Eiserne Pfeilerumhüllung vom Bau der Marnebrücke bei Nogent	184
„ 8—14. Eiserne Kasten- und Mantelgründung beim Bau eines Pfeilers der Donau- brücke bei Gutenstein	185. 231
„ 15. Senkkasten ohne Boden für die Pfeiler der Brücke über den Georgs Vehn- Kanal	183
„ 16. Hölzerner Mantel für den Pfeilerbau der Brücke über die Creuze	182
„ 17. Hölzerner Mantel für die Pfeilergründung einer Brücke der Bahn von Lorient nach Brest	182
„ 18 u. 19. Auswaschungen zwischen den Pfeilern der Weichselbrücken zu Thorn und zu Fordon	187
„ 20. Schutzsteinwurf der Strompfeiler von der Weichselbrücke zu Fordon	187
„ 21 u. 22. Umschließungen des Betonbettes und Steinschüttungen zum Schutz gegen Unterspülung	153
„ 23. Beispiel einer Anskolkung nach den Engel'schen Modellversuchen	188
„ 24. Steinschüttungen nach den Engel'schen Modellversuchen	188
Tafel V. Pfahlrostgründung ohne und mit Betonbett.	
Fig. 1 u. 2. Pfahlrostherstellung und Trockenlegung der Baugrube	120. 193
„ 3. Pfahlrost der Alma-Brücke in Paris	196
„ 4 u. 5. Pfahlrost der Brücke bei Neuilly	193. 196
„ 6. Pfahlrost und Fangdamm des Neifse-Viaduktes bei Görlitz	127. 193. 194
„ 7. Pfahlrost der neuen London-Brücke	193. 195
„ 8—12. Verschiedene Arten der Anbringung einer den Pfahlrost umgebenden Spundwand und Rostabdeckungen	193. 194. 195
„ 12—15. Verschiedene Arten der Rostabdeckung	195
„ 16. Rost für Widerlager mit rechtwinkligen Flügeln	192
„ 17. Rost für Widerlager mit schrägen Flügeln	192
„ 18 u. 19. Rost für ein schiefes Widerlager	193
„ 20. Pfahlrost der Futtermauern der Docks zu Hull	192

	Seite im Text
Fig. 21. Anwendung von Schrägpfählen	192. 195. 201
„ 22. Pfahlrost mit einem Betonfangdamm als Teil des endgiltigen Baues	155
„ 23 u. 24. Pfahlrostgründung mit Betonbett für den Strompfeiler der Elbbrücke bei Harburg	37. 112. 153. 155. 160. 193. 195. 196
„ 25. Pfahlrost des Widerlagers der Donaubrücke bei Munderkingen	192. 196. 201
„ 26. Pfahlrost der Quaimauer in Rotterdam	192. 199. 200. 201

Tafel VI. **Hoher Pfahlrost. Brunnengründung.**

Fig. 1—6. Hoher Pfahlrost mit Senkfascinen für die Mole am Vorhafen in Bruns- büttel	196. 199. 200
„ 7 u. 8. Versackte Mauer im Binnenhafen zu Brunsbüttel und ihre Wiederher- stellung	193. 194. 196. 201
„ 9. Hoher Pfahlrost mit Steinausfüllung für die Ufermauer im Hafen von New- York	192. 196. 199. 201
„ 10. Hoher Pfahlrost mit rahmenartigen Führungskasten mit Steinausfüllung für die Ufermauer von Gothenburg	178. 196. 201
„ 11. Hoher Pfahlrost mit Steinschüttung für die Quaimauer im Hafen zu Boston	192. 196. 199. 200
„ 12. Brunnensenkung nach Schmidthauer	214
„ 13—16. Brunnensenkung mittels Druckwasser im Hafen von Calais	208. 214. 215
„ 17—22. Brunnengründung des Schütthaldepfeilers der Kornhausbrücke zu Bern	205. 210. 211

Tafel VII. **Brunnen- und Röhrengründung.**

Fig. 1 u. 2. Brunnengründung der Brückenpfeiler von der Venlo-Hamburger Bahn	205. 207. 208
„ 3 u. 4. Brunnengründung der Brückenpfeiler von der Posen-Kreuzburger Bahn	205. 207. 208
„ 5 u. 6. Brunnengründung der Pfeiler von der Brücke über den Junnaflufs	204. 207. 208
„ 7 u. 8. Brunnengründung der Pfeiler von der Weichselbrücke zu Thorn	205
„ 9. Brunnenversenkung durch Beschwerung	207. 208. 212
„ 10. Versenken von festen Gerüsten aus	207. 212
„ 11 u. 12. Brunnen der Quaimauer zu Glasgow	205. 211
„ 13. Grundriffsanordnung für getrennte Brunnen	206
„ 14. Röhrengründung der Brücke über den Usk (England)	224
„ 15 u. 16. Röhrengründung der Sereth-Brücke in Rumänien	223. 235
„ 17—20. Röhrengründung der Blackfriars-Brücke zu London	229

VII. Kapitel.

Druckluftgründungen.

Tafel VIII. Fig. 1 u. 2. Gründung der Brücke zu Szegedin	269
„ 3 u. 4. „ „ „ „ Saltash	266
„ 5 u. 6. „ „ „ „ Kowno	269
„ 7—10. „ „ „ „ Argenteuil	270. 324
„ 11—13. Gründung der Etschbrücke zu Rovigo	272
„ 14 u. 15. Gründung der Rheinbrücke bei Kehl	267. 271
„ 16. Gründung des Trockendock zu Toulon	272
Tafel IX. Fig. 1 u. 2. Taucherschacht zu Brest	307. 325. 329
„ 3 u. 4. Druckluftgründung des Scheldekaai zu Antwerpen	289
„ 5—7. Gründung des Widerlagers der East-River-Brücke zu New-York (Brooklyn)	278
„ 8—11. Fundament des Leuchtturmes in der Wesermündung	273. 331
„ 12. Taucherglocke von Toselli	306
„ 13—15. Taucherglocke für die Bauten im Hafen von Marseille	319
„ 16 u. 17. Aufhängevorrichtungen der Königsberger Pregelbrücke	295

		Seite im Text
Tafel X.	Fig. 1—3. Pfeilergründung der Garibaldi-Brücke in Rom	272
	„ 4—11. Gründung der Brücke in Marmande über die Garonne	280
	„ 12 u. 13. Luftschleuse mit seitlichen Röhren	325. 326. 330
	„ 14—17. Luftschleuse von Klein, Schmoll u. Gärtner	326
	„ 18. Einsteigeschacht und Luftschleuse des östlichen Landpfeilers der Brücke über den Mississippi bei St. Louis	325
Tafel XI.	Fig. 1—14. Verlängerung des Trockendocks im Hafen von Livorno	275
	„ 1. Lageplan	275
	„ 2. Querschnitt durch den Caisson während seiner Versenkung	275
	„ 3 u. 4. Grundrifs und Längenschnitt des Caissons	275
	„ 5 u. 6. Anordnung zweier Querwände	275
	„ 7—14. Teile des Caissons	275
	„ 15—21. Gründungen im Hafen von Bordeaux	290
	„ 15. Der untere Caisson schwimmend	290
	„ 16. Der untere Caisson aufsitzend und vom oberen überdeckt	290
	„ 17 u. 18. Im unteren Caisson wird Erde ausgehoben, im oberen gemauert	290
	„ 19. Grundrifs des oberen Caissons	290
	„ 20 u. 21. Längen- und Querschnitt des oberen Caissons	290
Tafel XII.	Fig. 1 u. 2. Geneigte Ebene und Wagen für Caissonversenkung	276
	„ 3—6. Gemauerter Caisson für die Gründungen im Hafen von Livorno	280
	„ 7—11. Gemauerter Caisson des rechtsseitigen Widerlagers von der Reufsbrücke bei Luzern	280. 292
	„ 12 u. 13. Gründung der Schleusen von St. Aubin a. d. Seine	297
	„ 14—16. Gründung der Verlängerung des Trockendocks im Hafen von Livorno ver- mittels gemauerter Caissons	300
Tafel XIII.	Fig. 1—6. Beweglicher Caisson oder Glocke im Hafen von Genua	302
	„ 1. Gesamtquerschnitt	302
	„ 2. Grundrifs	302
	„ 3 u. 4. Querschnitt und Grundrifs der Arbeitskammer	302
	„ 5. Ansicht des Caissons und der Aufhängung	302
	„ 6. Hängegerüst	302
	„ 7—10. Sprengglocke für die Tiberregulierung in Rom	303. 325
	„ 7 u. 8. Ansicht und Grundrifs	303
	„ 9 u. 10. Querschnitt und Grundrifs der Arbeitskammer	303
	„ 11—13. Größere Sprengglocke in Rom	304
	„ 14—17. Taucherschacht der Rheinstrom-Direktion	304. 305
Tafel XIV.	Fig. 1—3. Schwimmcaisson in La Rochelle	310
	„ 1. Längenschnitt durch den zu erbauenden Hafendamm	310
	„ 2 u. 3. Querschnitte des Schwimmcaissons	310
	„ 4—6. Schwimmcaisson in Genua	312
	„ 4. Daraufrsicht und Horizontalschnitt	313
	„ 5. Längenansicht und Längenschnitt	313
	„ 6 ^a —6 ^d . Verschiedene Stellungen des Schwimmcaissons	313. 319
	„ 7—13. Materialschleuse von Zschokke	328

Fig. 1-4. Hölzerne Spitzpfähle.

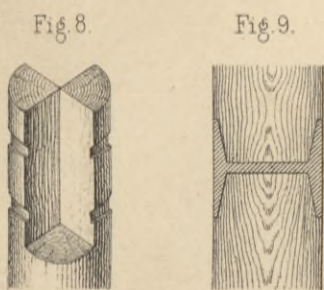
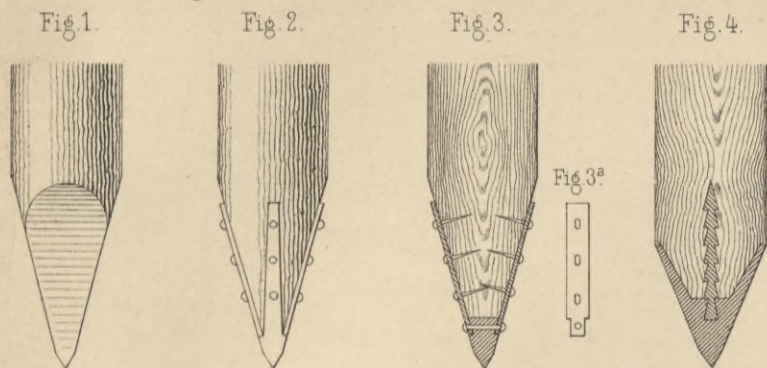


Fig. 10-14 u. 16-26. Spundungen und Spundpfähle u. Bohlen.

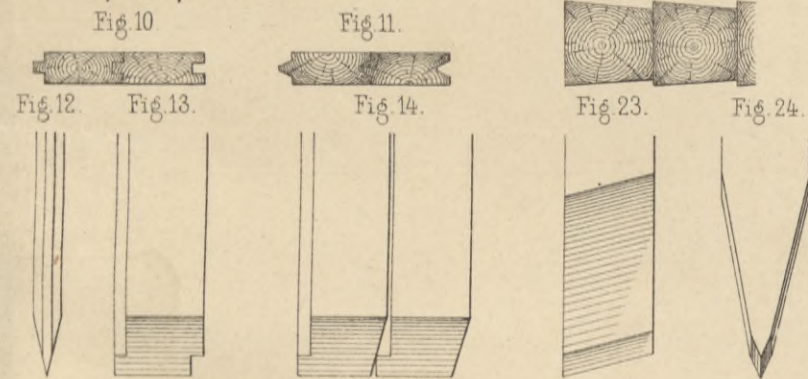


Fig. 15. Spundwand.

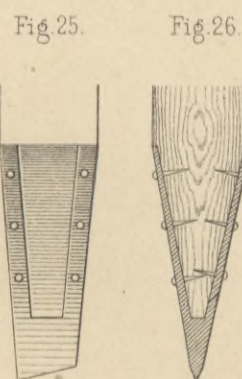
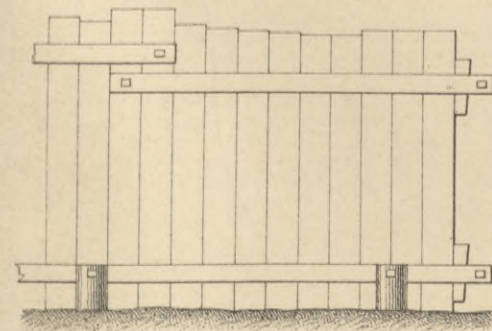


Fig. 5-9. Verlaschung und Aufpfropfung.

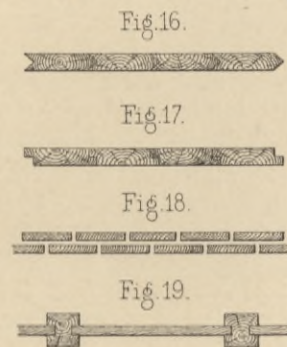
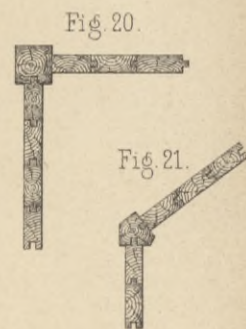
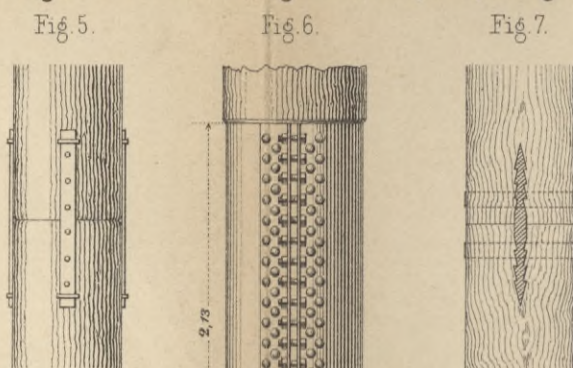


Fig. 27-35. Gusseiserne Spundpfähle.

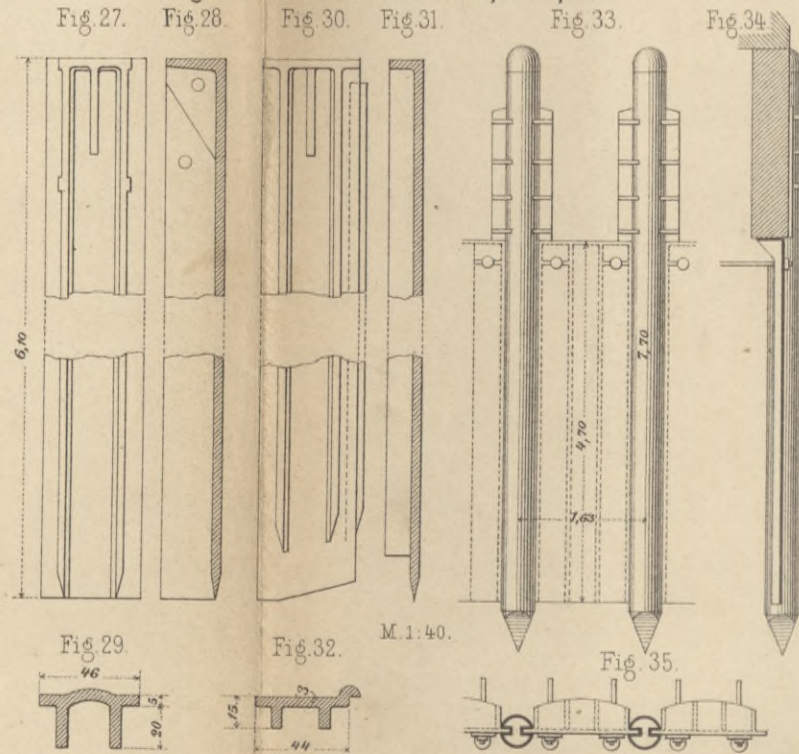


Fig. 36-39. Gusseiserne Schrauben.

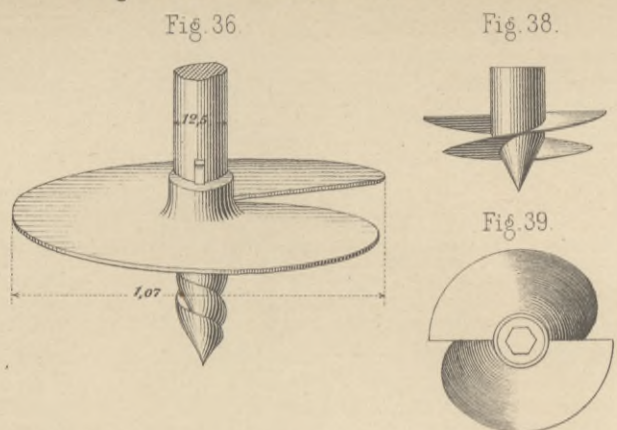


Fig. 47. Schraubepfahl-Schuh.

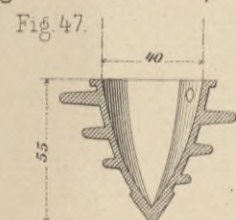


Fig. 41 u. 42. Geschmiedete Schraube.

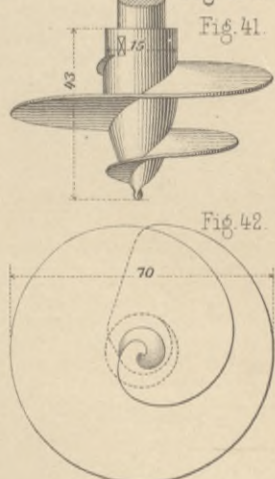


Fig. 43-45. Gusseiserner unten offener Schraubepfahl.

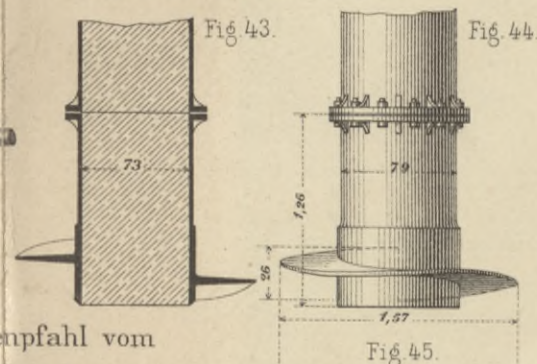


Fig. 54 u. 55. Scheibenpfahl vom Bau der Taybrücke.

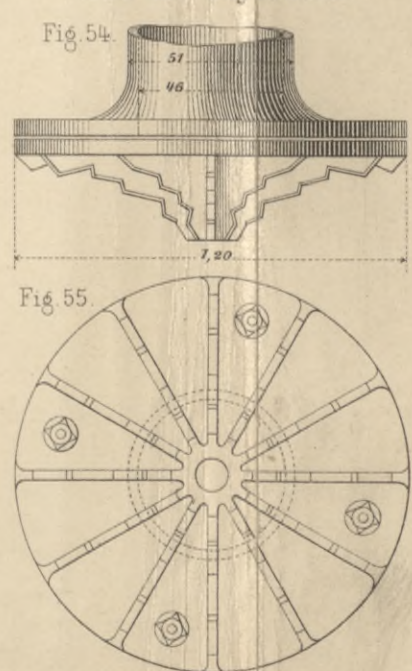


Fig. 52 u. 53. Scheibenpfahl nach Brunlees.

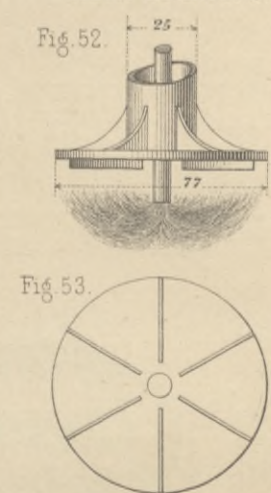


Fig. 46. Schraubepfahl mit innerem u. äußerem Gewinde.

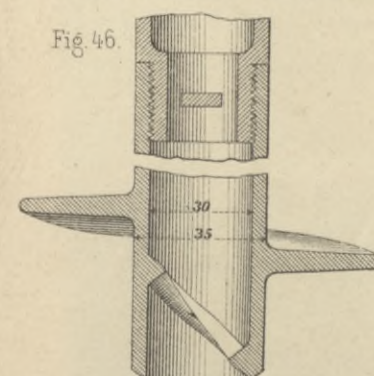


Fig. 48-51. Gerüst u. Schraubvorrichtung zum Einschrauben der Pfähle von der Festungsgrabenbrücke der Königsberg-Labauer Eisenbahn.

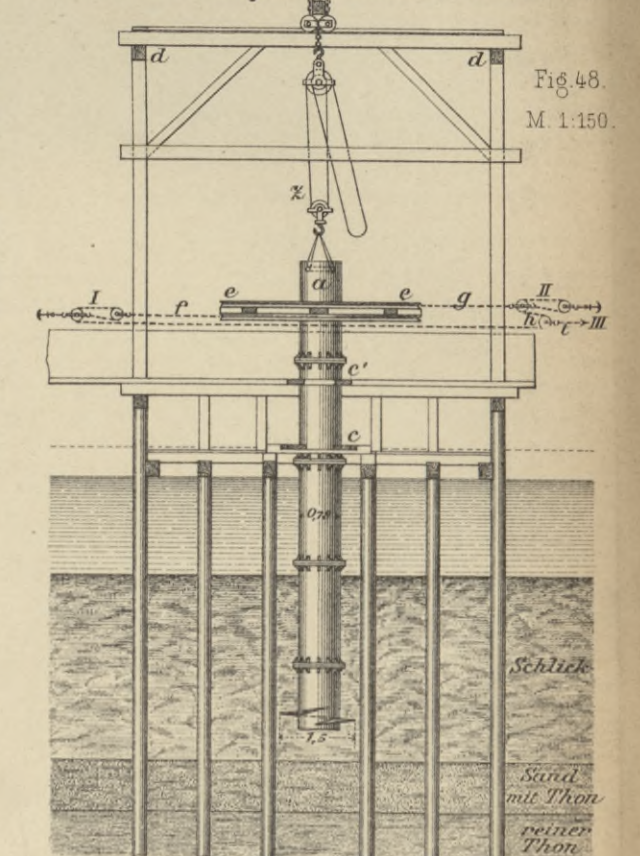


Fig. 49 Grundriss.

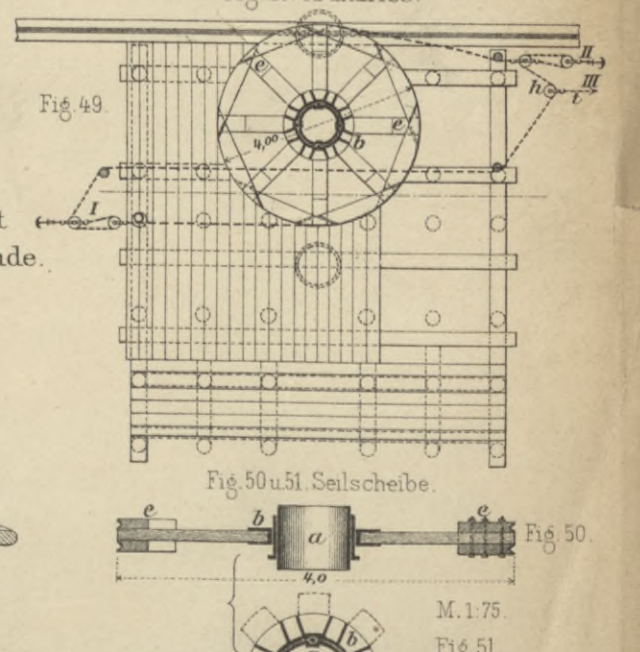


Fig. 1 u. 2. Erddämme mit Bretterwänden.

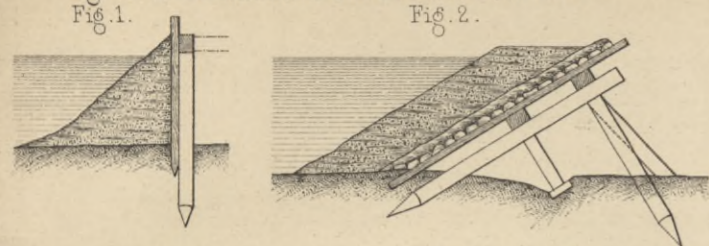


Fig. 3-5. Bohlenanordnung bei geringer Tiefe.

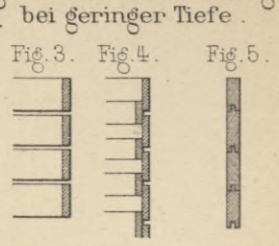


Fig. 6. Lothrechte Bohlenanordnung.

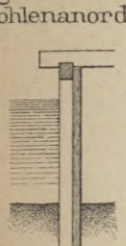


Fig. 7-9. Bohlenanordnung bei grösserer Tiefe.

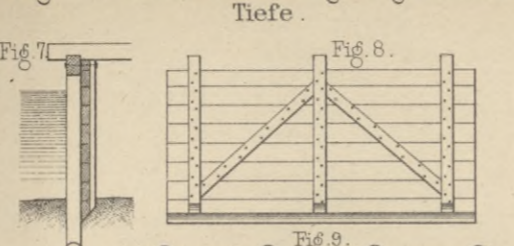


Fig. 10 u. 11. Spundwände mit Zwingen.

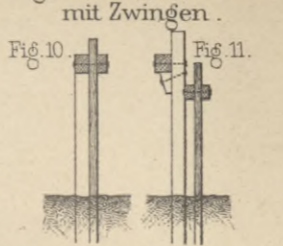


Fig. 12 u. 13. Rahmhölzer und Gurtungen für Fangdämme.

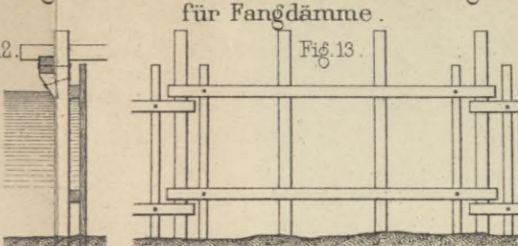


Fig. 40 u. 41. Gerüst und Trichter zur Betonversenkung für eine Ufermauer in Hohenau.

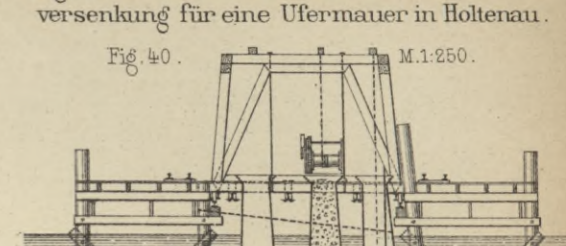


Fig. 14. Kastenfangdamm.

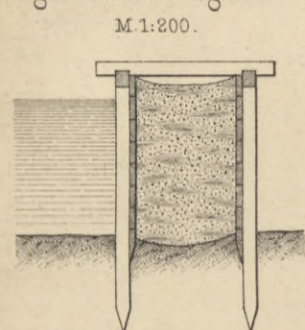


Fig. 15-22. Fangdämme für sehr hohen Wasserdruck.

Fig. 15 u. 16. Fangdämme vom Bau des Katharinendocks zu London.

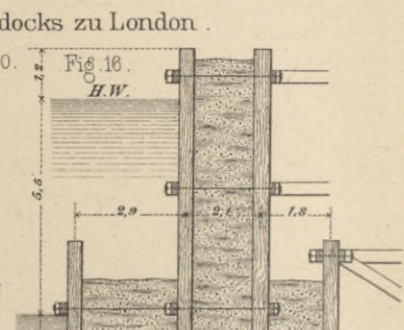
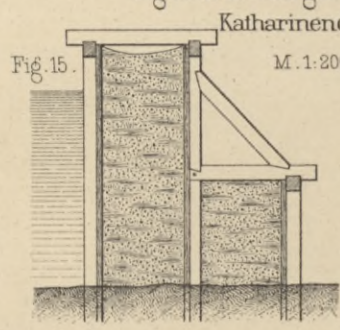


Fig. 17 u. 18. Fangdamm v. Bau der Grimsby-Docks.

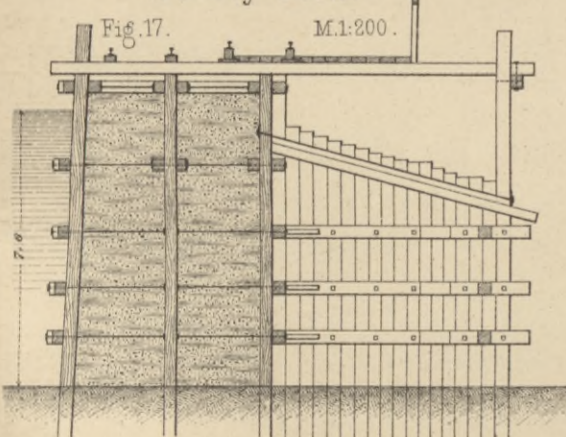


Fig. 18. Grundriss.

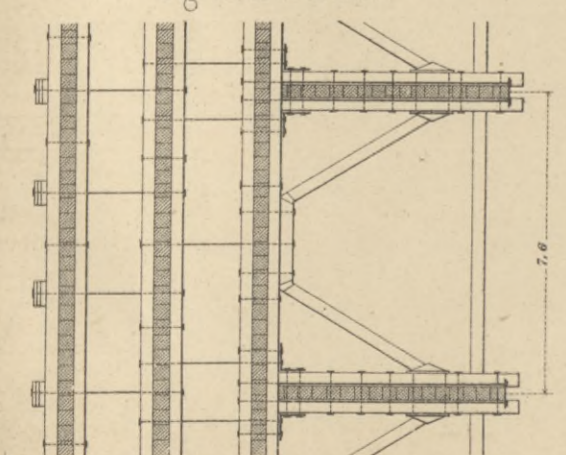


Fig. 19. Fangdamm v. Parlamentshaus in London.

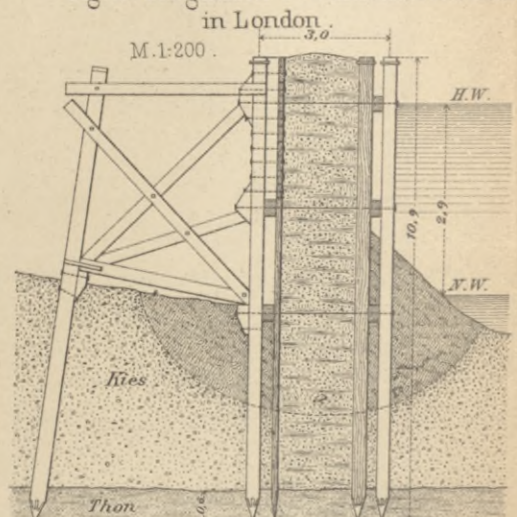


Fig. 23. Fangdamm der neuen Saalebrücke in Kösen.

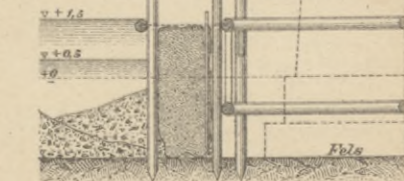


Fig. 20-22. Umschliessung des Betonbettes mit Fangdämmen.

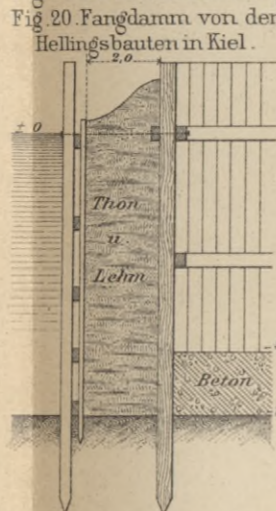


Fig. 24-26. Fangdamm vom Bau der Brücke zu Neuilly.

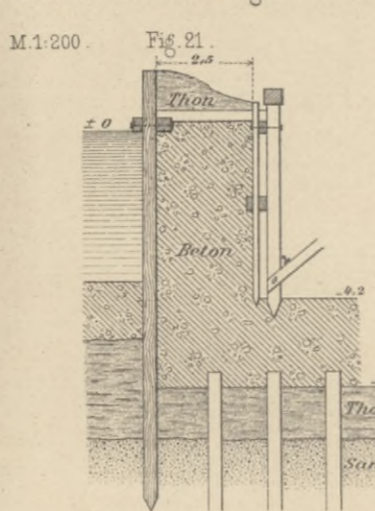


Fig. 27 u. 28. Gründung mit Schwellrost.

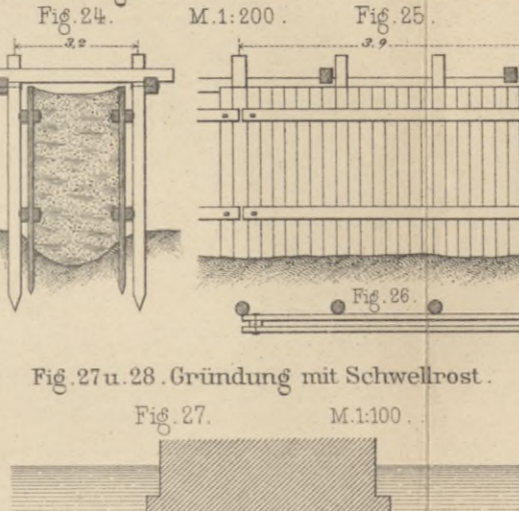


Fig. 29-35. Verschiedene Anordnungen des Schwellrostes.

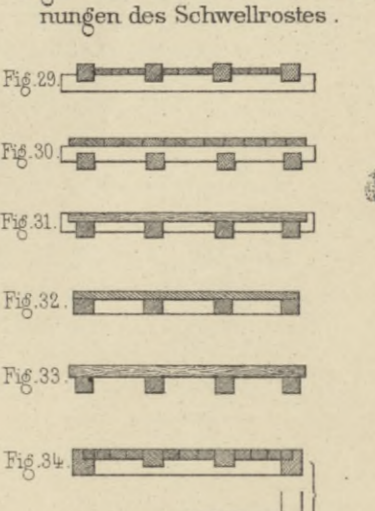


Fig. 22. Fangdamm vom oestl. Strompfeiler der Koblenzer Rheinbrücke.

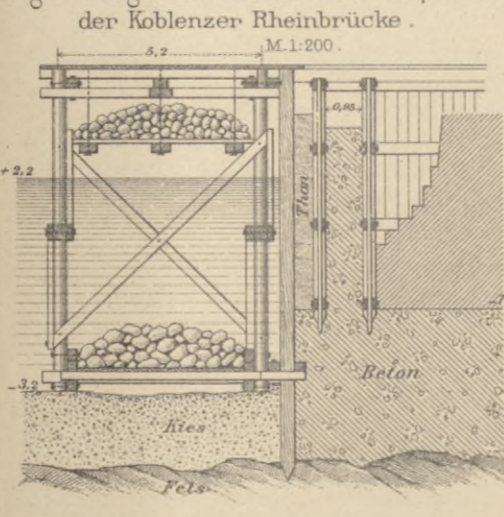


Fig. 36. Schwellrost mit Beton. Verwaltungsgebäude des Oesterr.-Ungar.-Lloyd in Triest.

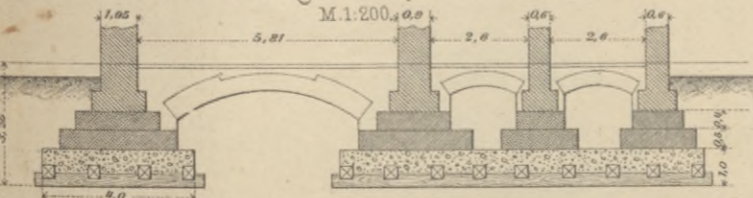


Fig. 37. Schwellrost mit Beton und Eiseneinlage Auditorium-Gebäude in Chicago.

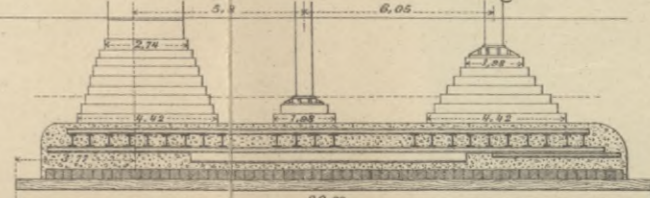


Fig. 38 u. 39. Mauerrost nach E. Otto. Wohnhaus in Leer.

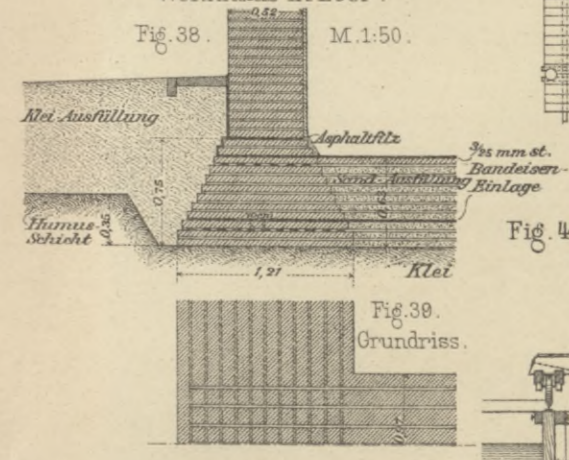
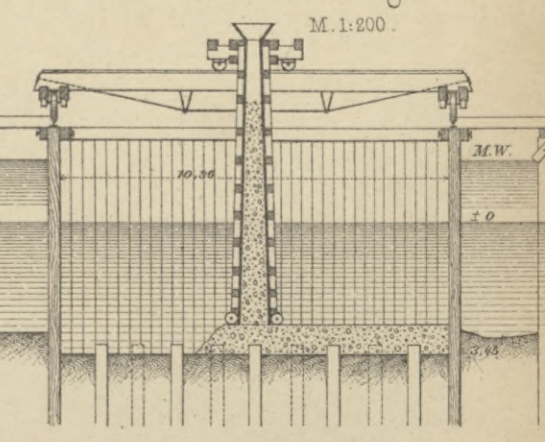


Fig. 42. Gerüst mit hölzernem Trichter zur Betonversenkung.



Gemauerte Senkkasten, Mantelgründung, Schutz gegen Unterspülung.

Fig. 1-5. Brunnenartig gemauerte Senkkasten
Fig. 1-3. Pfeilergründung einer Brücke der Breslau-Schweidnitz-Freiburger-Bahn bei Stettin.

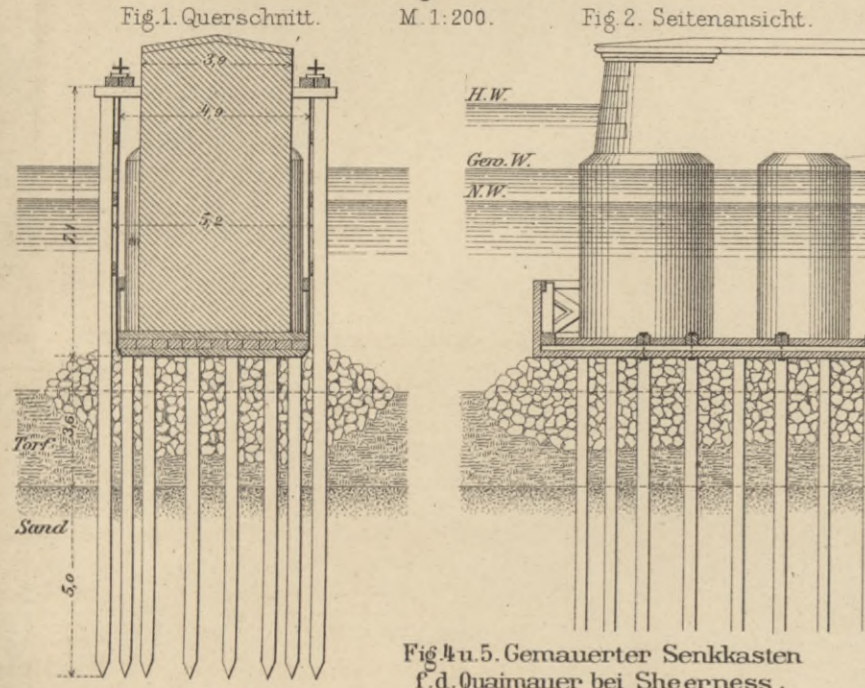
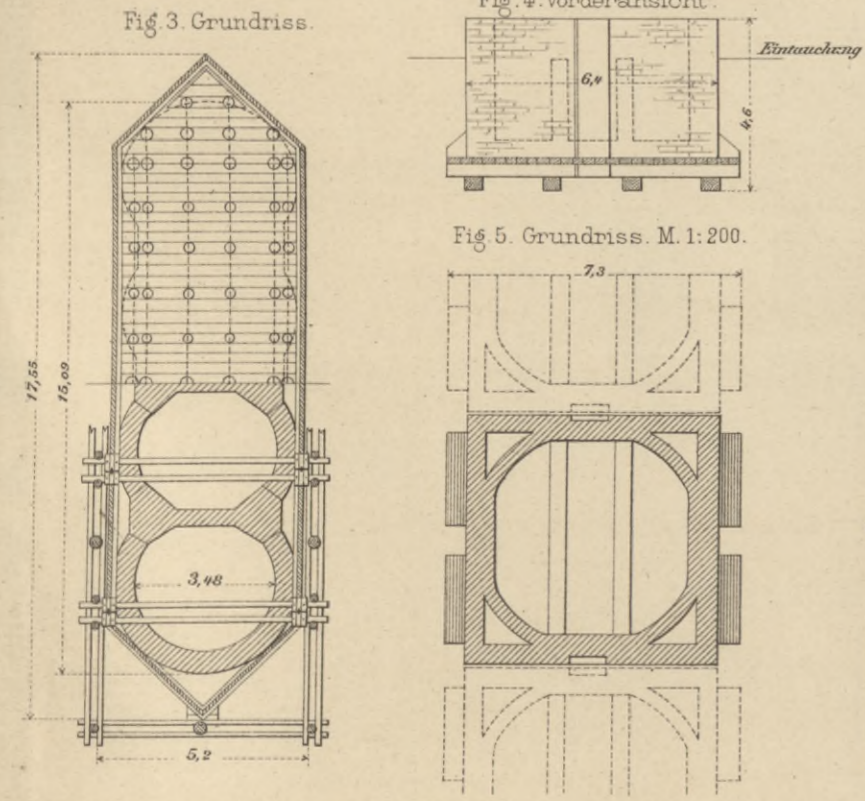


Fig. 4 u. 5. Gemauerter Senkkasten f.d. Quaimauer bei Sheerness.



M. 1:200

Fig. 6-17. Mantelgründung.

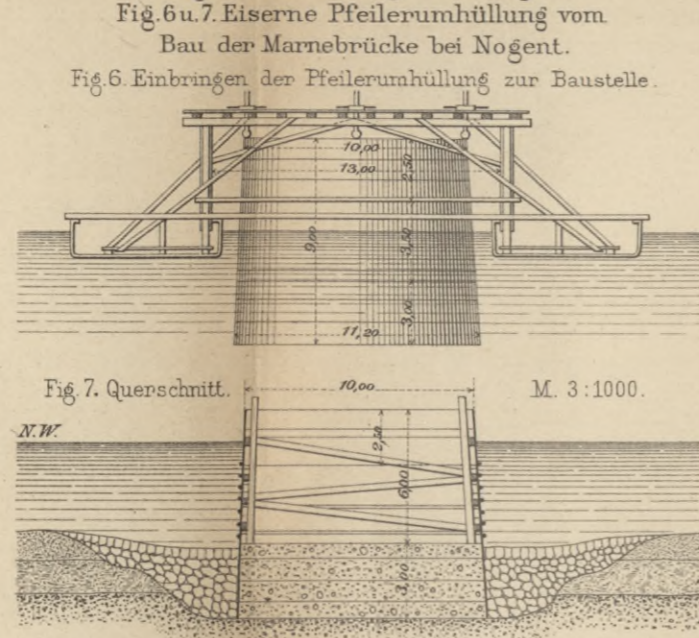


Fig. 8-14. Pfeilergründung der Donaubrücke bei Gutenstein.

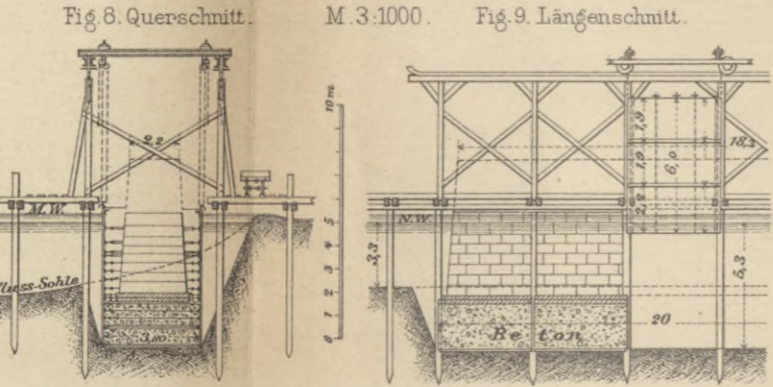
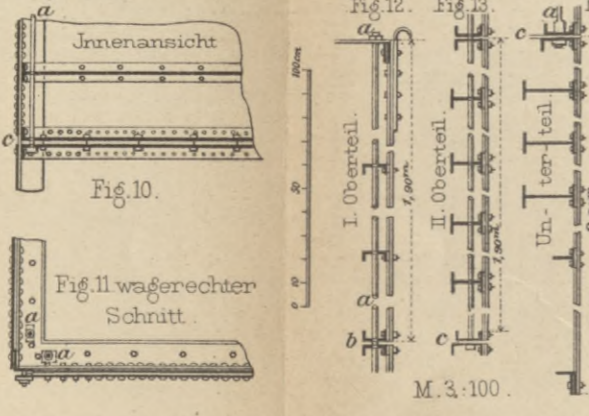


Fig. 10-14. Einzelheiten der Kasten und Mantel.



M. 1:250

Fig. 18. Auswaschungen zwischen den Pfeilern der Weichselbrücke zu Thorn.

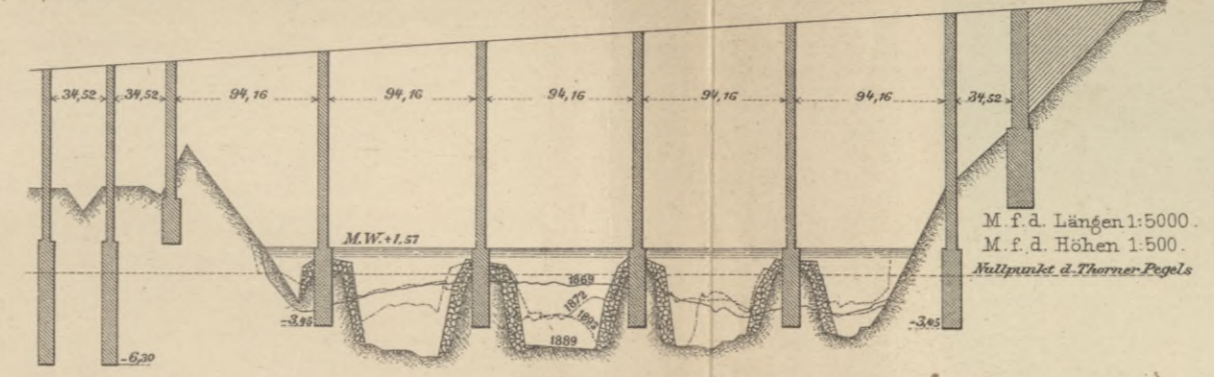


Fig. 19. Auswaschungen zwischen den Pfeilern der Weichselbrücke zu Fordon.

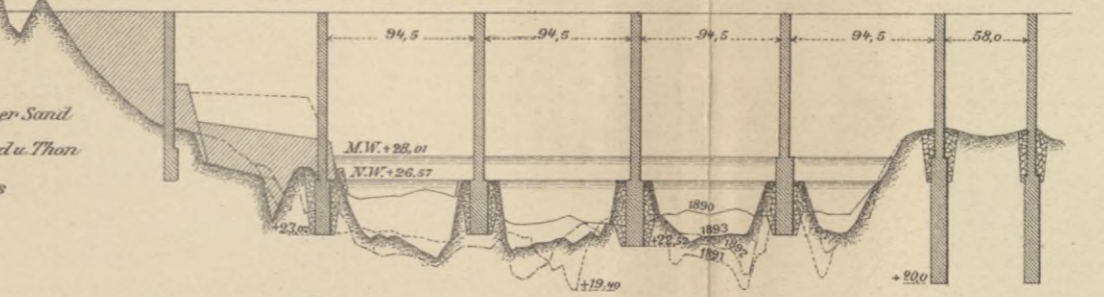


Fig. 21 u. 22. Umschließungen des Betonbettes und Steinschüttungen zum Schutz gegen Unterspülung

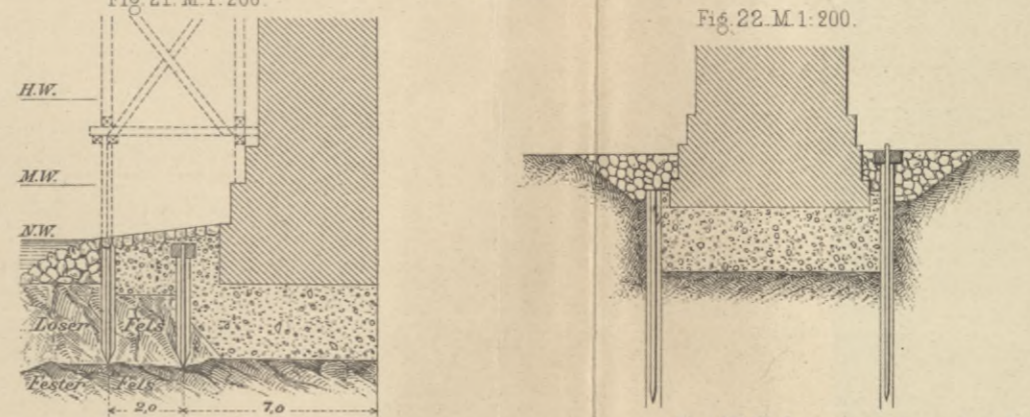


Fig. 17. Hölzerner Mantel f.d. Pfeilergründung einer Brücke der Bahn v. Lorient n. Brest. M. 1:250.

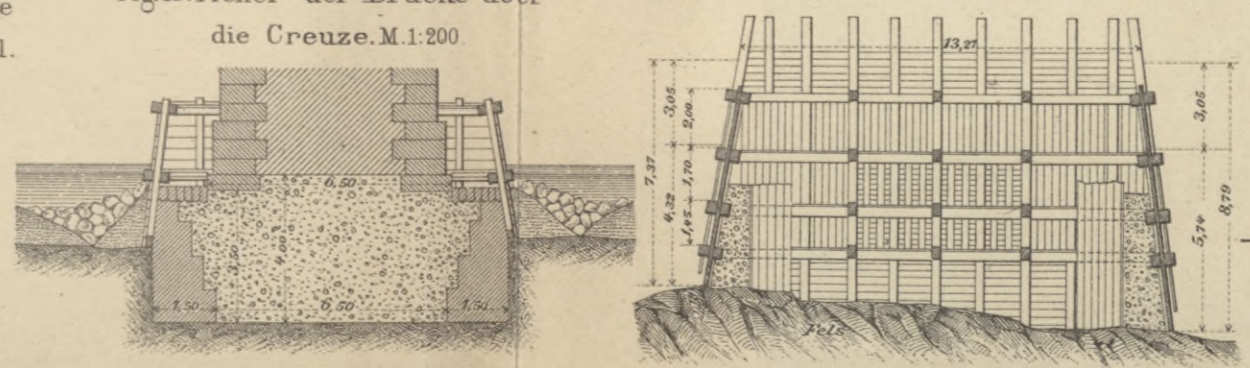


Fig. 20. Schutz-Steinwurf der Strompfeiler von der Weichselbrücke zu Fordon.

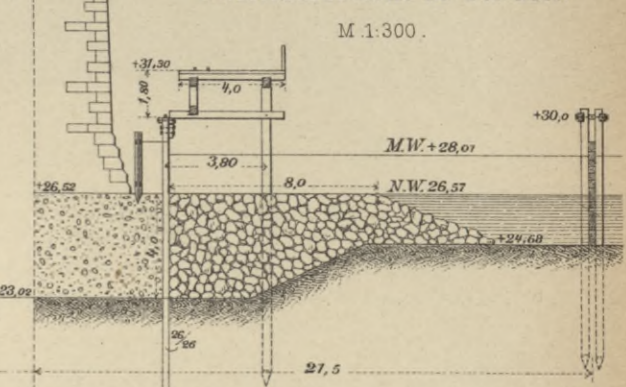


Fig. 23. Beispiel einer Auskolkung nach den Engels'schen Modellversuchen.

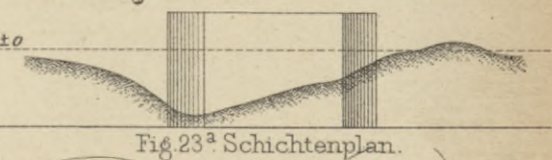


Fig. 24. Steinschüttungen nach den Engels'schen Modellversuchen.

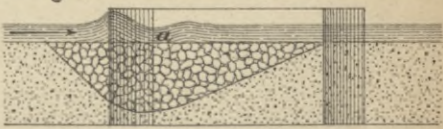


Fig. 24^a Grundriss.

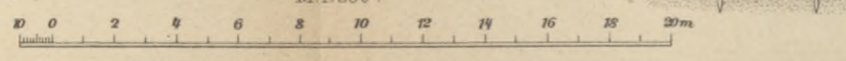
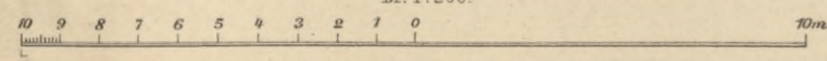
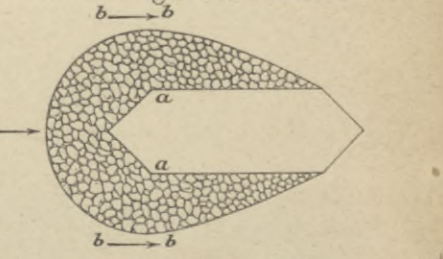


Fig. 1 u. 2. Pfahlrost - Herstellung, Trockenlegung der Baugrube.

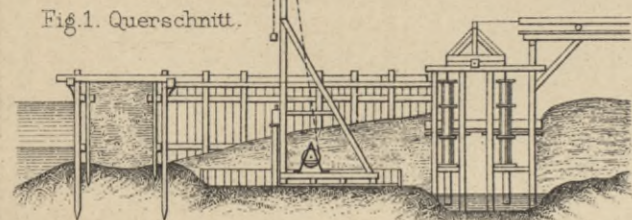


Fig. 2. Lageplan. M. 1:300. A plan view diagram of the pile wall construction, showing the layout of the piles and the excavation area.

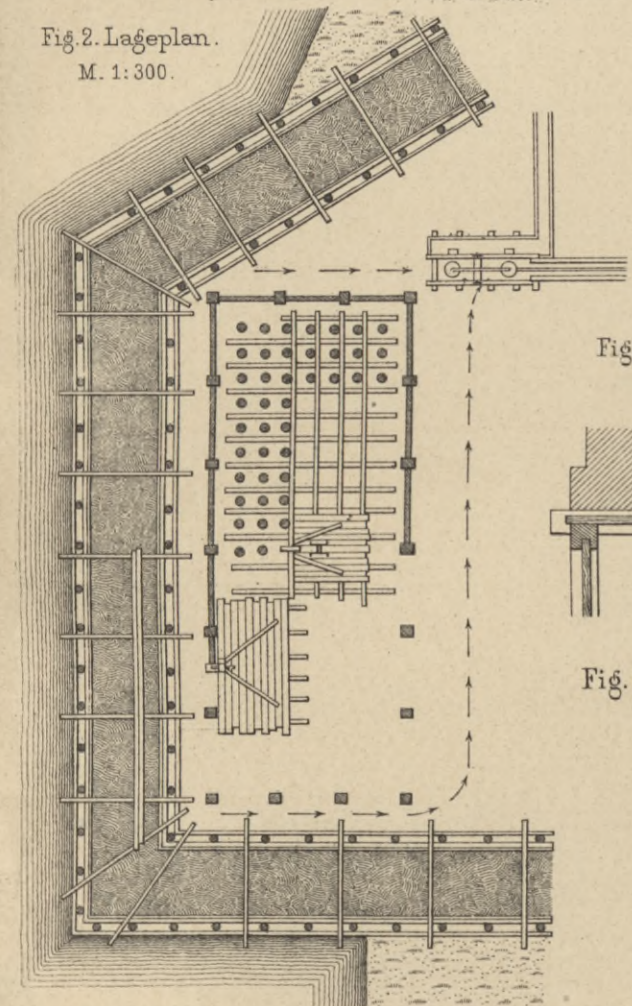


Fig. 16. Rost für Widerlager mit rechtwinkl. Flügeln. M. 1:250. A plan view diagram of a pile wall structure for an abutment with rectangular wings.

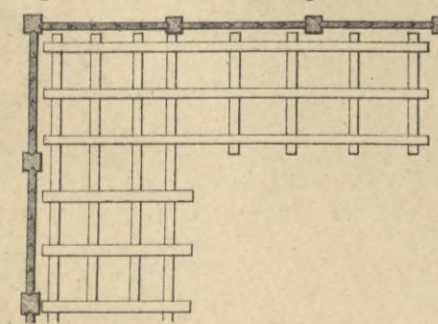


Fig. 3. Alma - Brücke in Paris. M. 1:200. A cross-sectional diagram of the Alma Bridge in Paris, showing its pile foundation and stone structure.

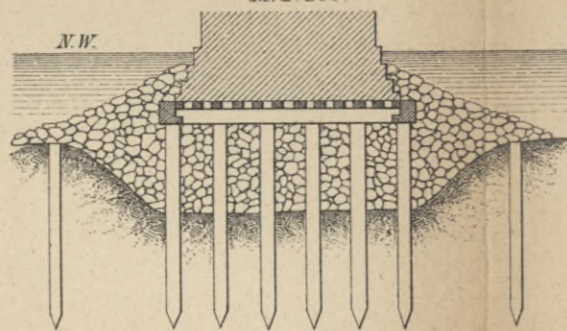


Fig. 8. A cross-sectional diagram showing a different method of attaching a sheet pile wall.

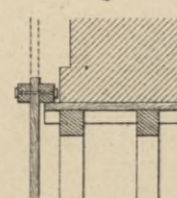


Fig. 9. A cross-sectional diagram showing another method of attaching a sheet pile wall.

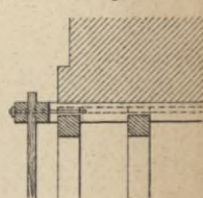


Fig. 8-12. Verschiedene Arten der Anbringung der Spundwand. M. 1:100. A group of diagrams (Fig. 8-12) illustrating various methods of attaching sheet pile walls.

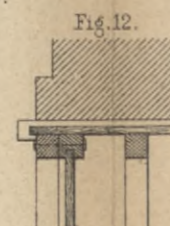
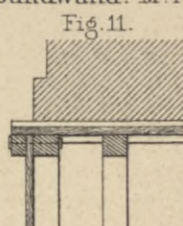
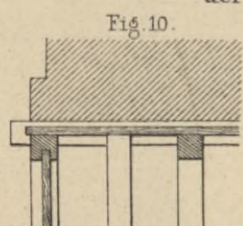


Fig. 8-15. Verschiedene Arten der Rostabdeckung. A group of diagrams (Fig. 8-15) illustrating various types of pile wall coverings.

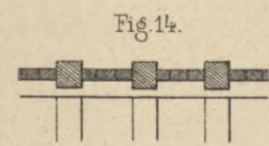
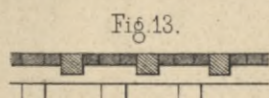
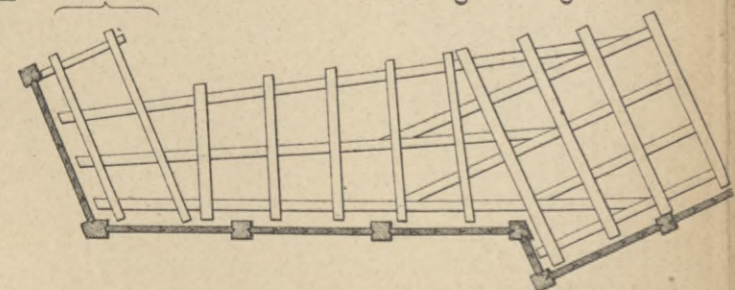


Fig. 17. Rost für Widerlager mit schrägen Flügeln. A plan view diagram of a pile wall structure for an abutment with inclined wings.



Pfahlrost - Gründung ohne und mit Betonbett.

Fig. 4 u. 5. Brücke bei Neuilly. A cross-sectional diagram of a bridge foundation at Neuilly.

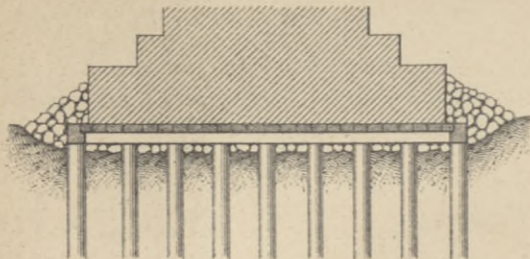


Fig. 5. Grundriss. M. 1:150. A plan view diagram of the bridge foundation at Neuilly.

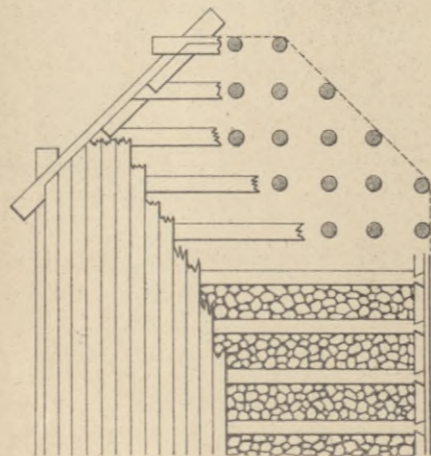


Fig. 18 u. 19. Rost für ein schiefes Widerlager. Fig. 18. Querschnitt. A cross-sectional diagram of a pile wall for an inclined abutment.

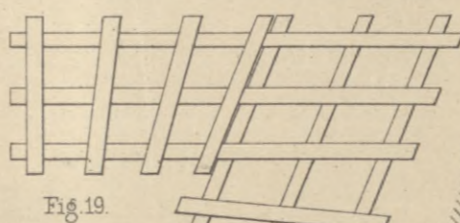
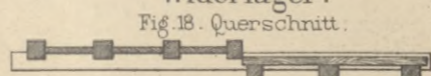


Fig. 19. A plan view diagram of a pile wall for an inclined abutment.

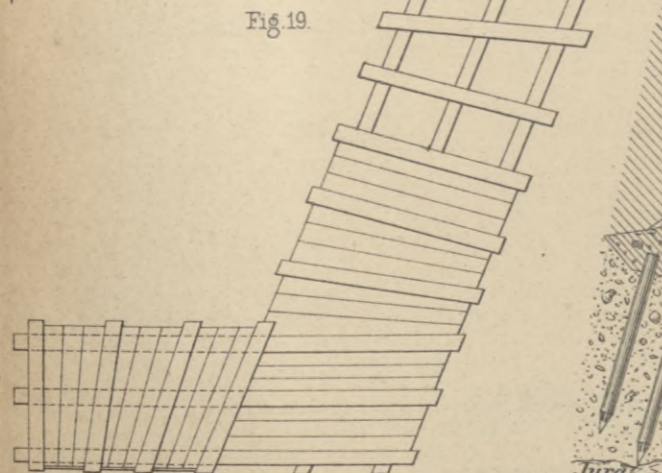


Fig. 6. Neisse - Viadukt b. Görlitz. M. 1:150. A cross-sectional diagram of the Neisse Viaduct near Görlitz.

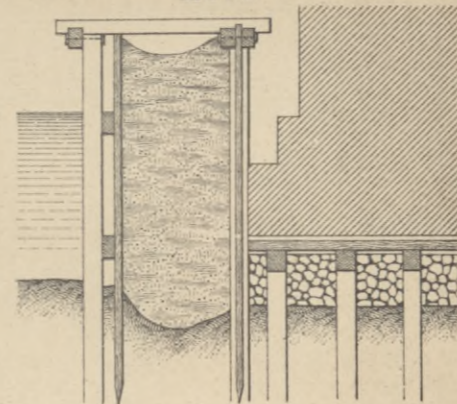


Fig. 20. Futtermauer der Docks zu Hull. M. 1:250. A cross-sectional diagram of a concrete retaining wall for docks in Hull.

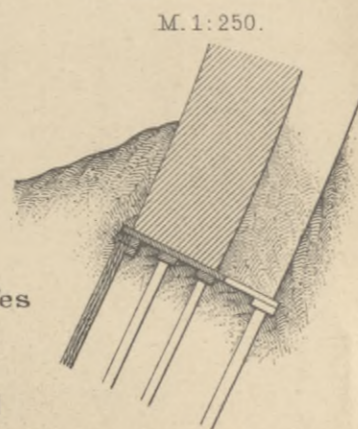


Fig. 25. Widerlager der Donaubrücke bei Munderkingen. M. 1:200. A cross-sectional diagram of an abutment for the Danube Bridge at Munderkingen.

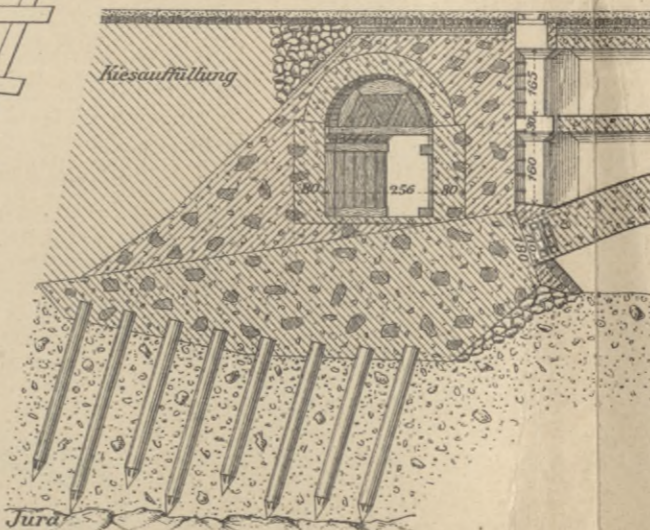


Fig. 7. Neue Londonbrücke. M. 1:100. A cross-sectional diagram of the New London Bridge.

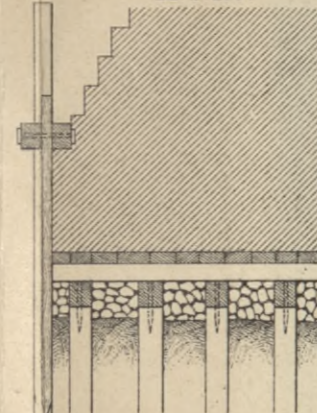


Fig. 22. Betonfangdamm als Teil des endgültigen Baues. M. 1:200. A cross-sectional diagram of a concrete retaining wall as part of the final construction.

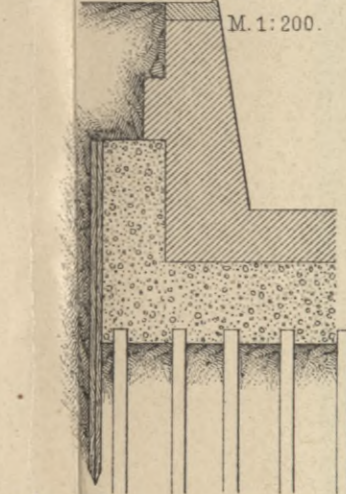


Fig. 23 u. 24. Strompfeiler der Elbbrücke bei Harburg. M. 1:200. A cross-sectional diagram of a bridge pier for the Elbe Bridge at Harburg.

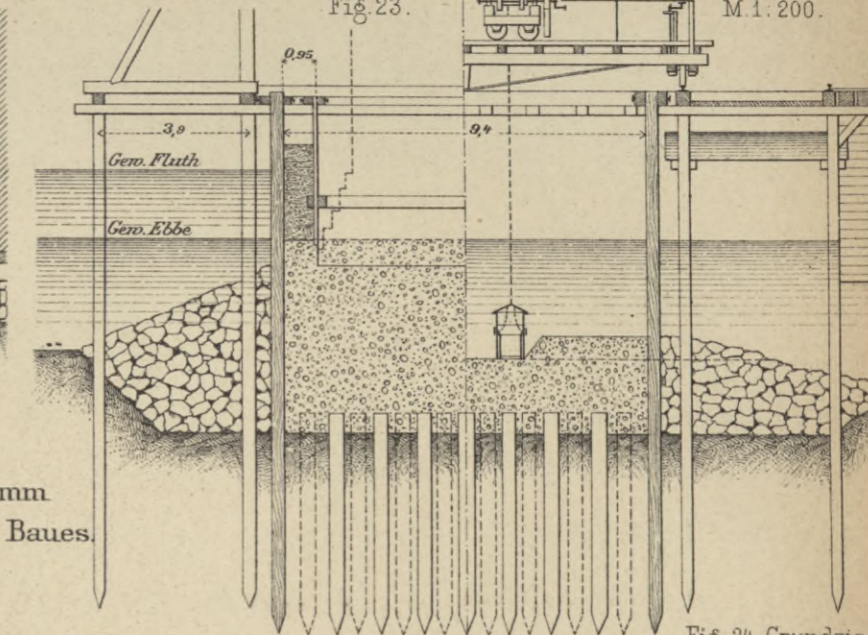


Fig. 21. Anwendung von Schrägpfehlen. M. 1:200. A cross-sectional diagram showing the application of inclined piles.

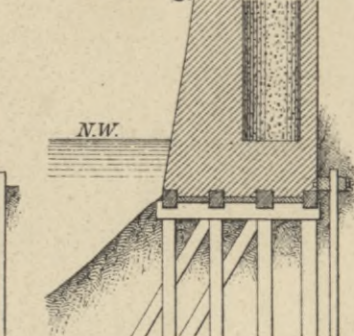


Fig. 26. Quaimauer in Rotterdam. M. 1:200. A cross-sectional diagram of a quay wall in Rotterdam.

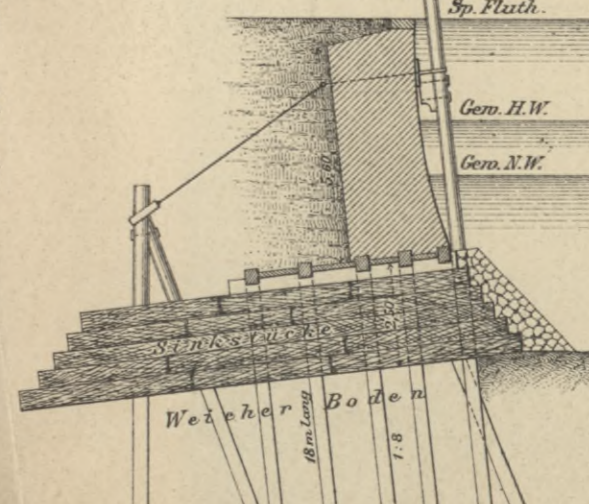
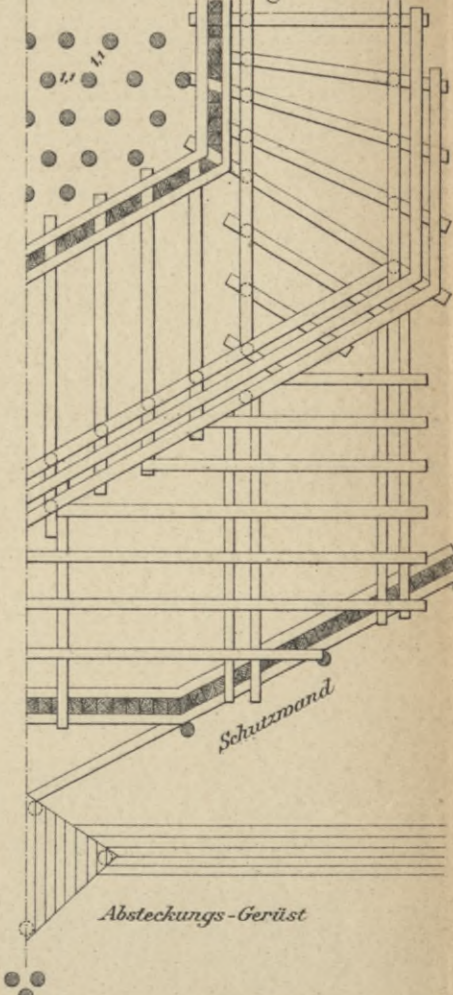


Fig. 24. Grundriss. A plan view diagram of the bridge pier for the Elbe Bridge at Harburg.



Hoher Pfahlrost - Brunnengründung.

Fig. 1-6. Mole am Vorhafen in Brunsbüttel.

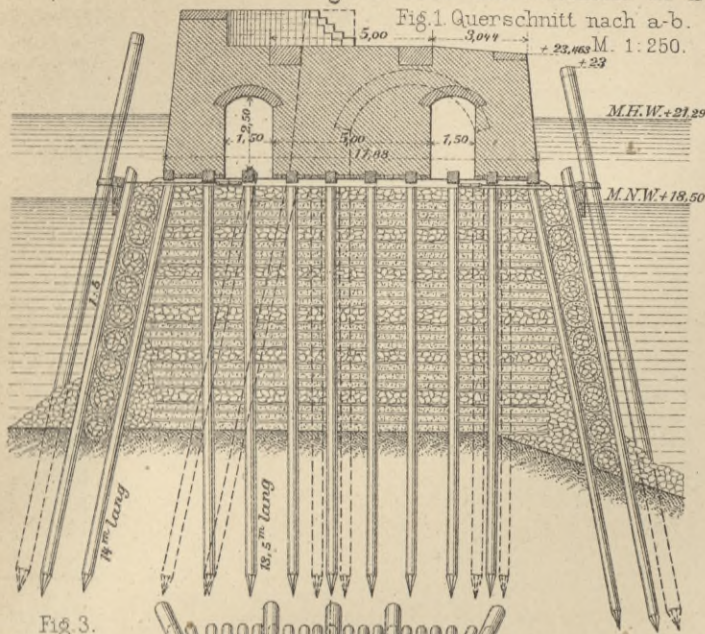


Fig. 4. Rammgerüst.

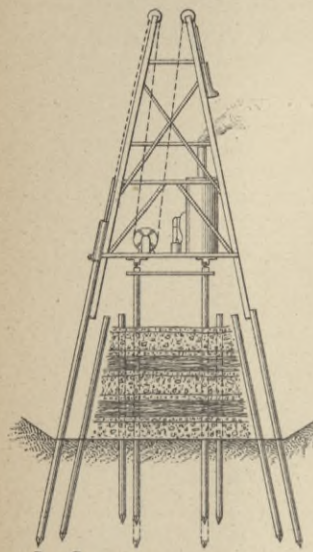


Fig. 9. Ufermauer im Hafen von New-York.

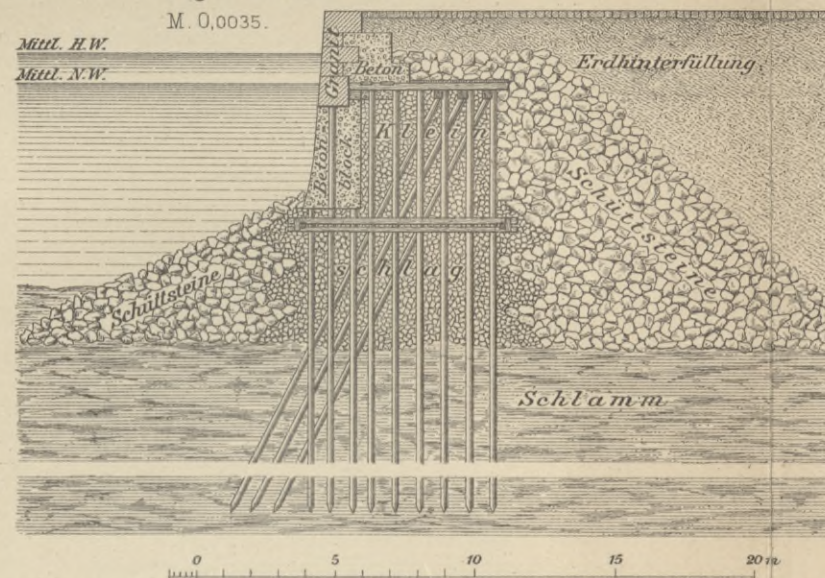


Fig. 12. Brunnensenkung nach Schmidthauer.

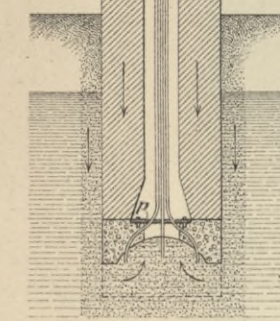


Fig. 13-16. Brunnensenkung mittels Druckwasser im Hafen von Calais.

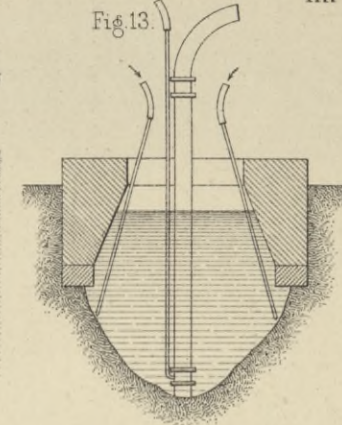


Fig. 8. Ufermauer im Binnenhafen zu Brunsbüttel nach der Wiederherstellung.

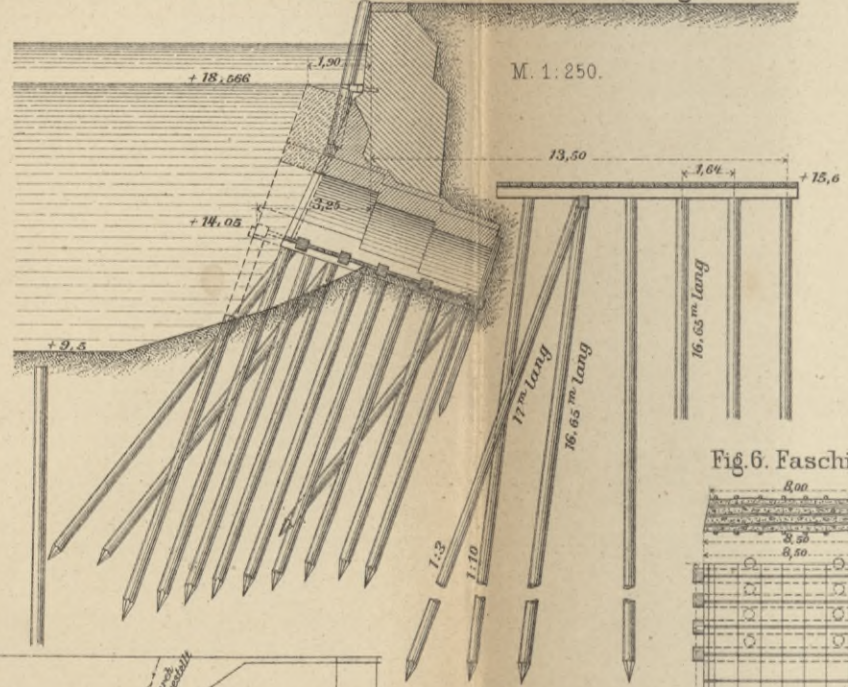


Fig. 10. Ufermauer im Vorhafen von Gothenburg.

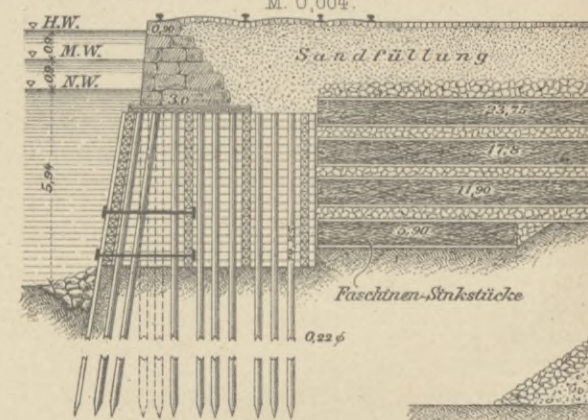


Fig. 11. Quaimauer im Hafen zu Boston.

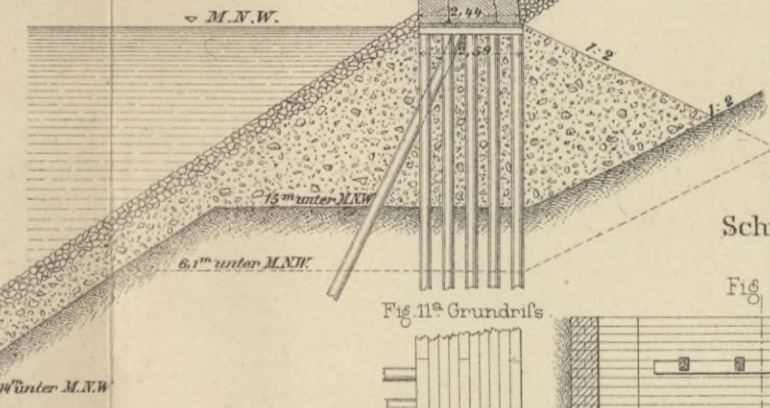
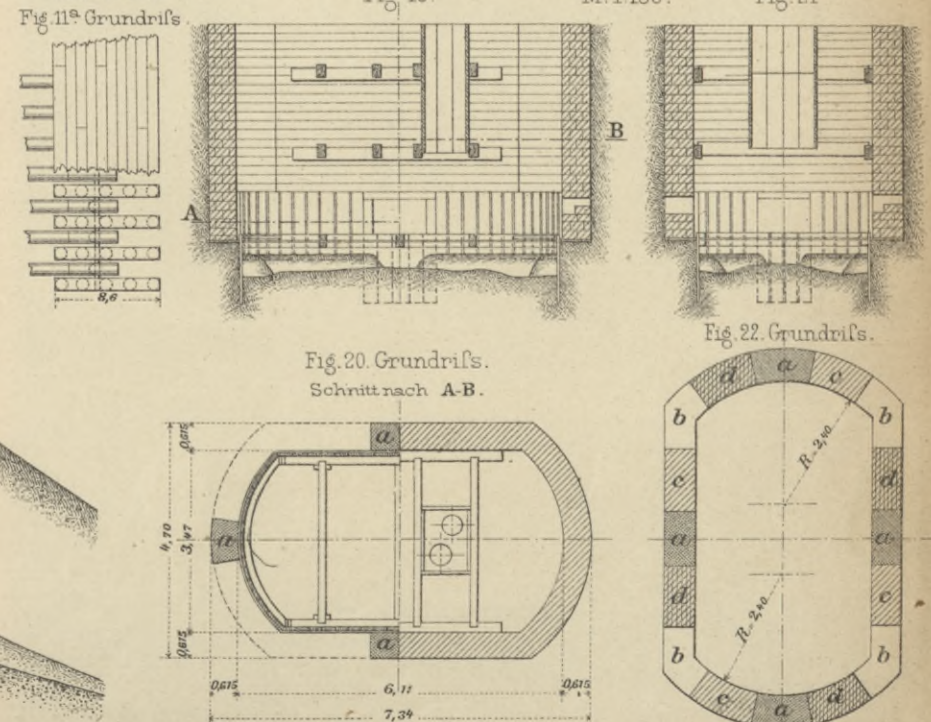


Fig. 17-22. Brunnengründung des Schütthaldepfeilers der Kornhausbrücke in Bern.



Brunnen- und Röhren-Gründung.

Fig. 1 u. 2. Brückenpfeiler der Venlo - Hamburger Bahn.

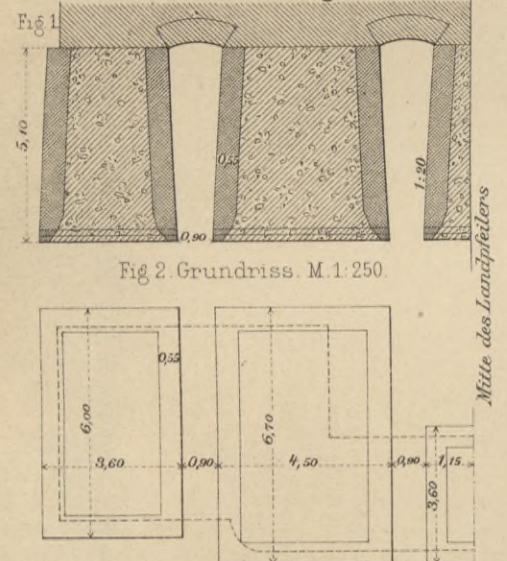


Fig. 3 u. 4. Brückenpfeiler der Posen-Kreuzburger Bahn.

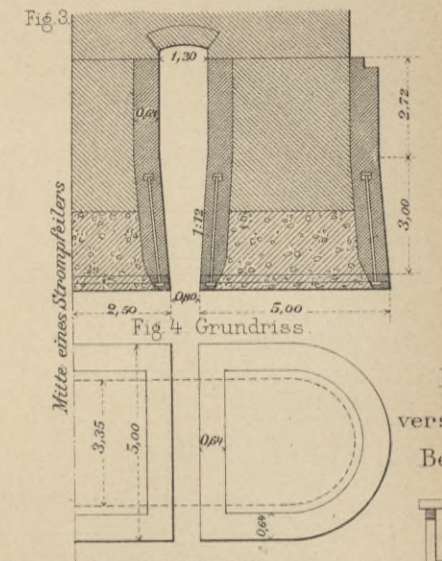


Fig. 11 u. 12. Quaimauer zu Glasgow. M. 0,006.

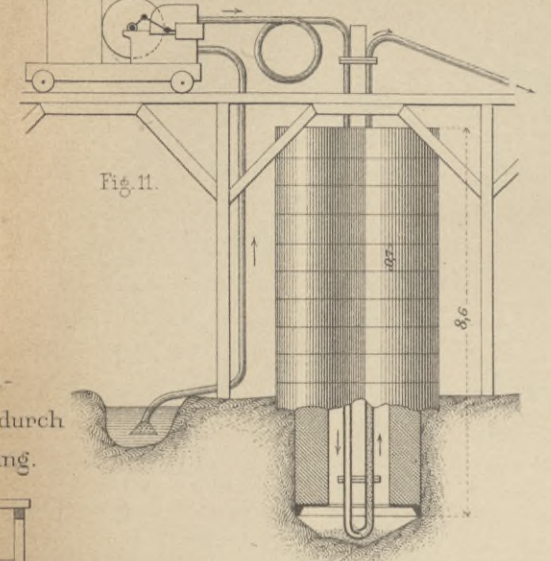


Fig. 14. Brücke über den Usk. (England) M. 1:120.

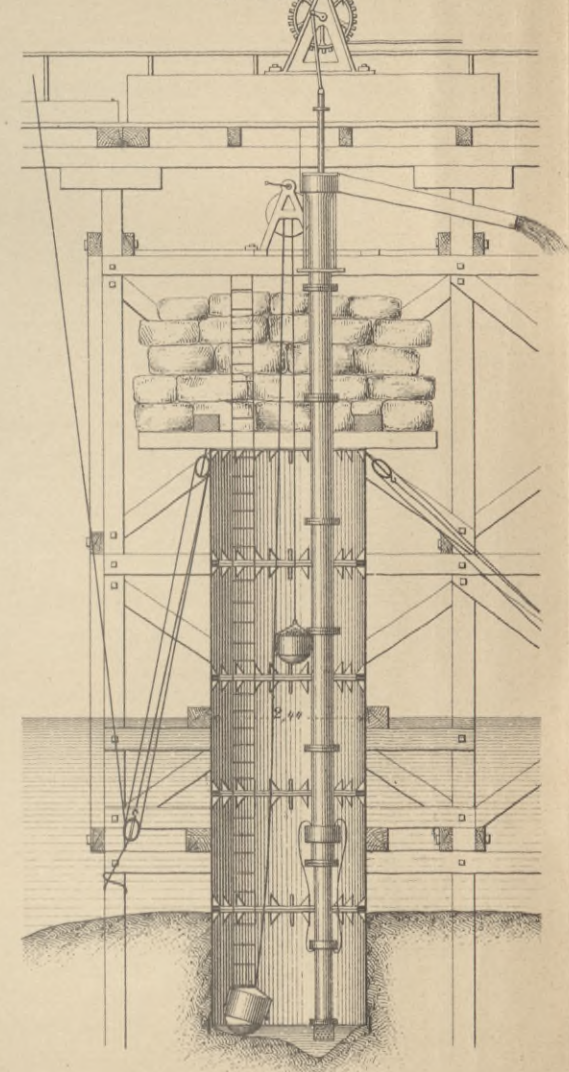


Fig. 15 u. 16. Sereth-Brücke in Rumänien. M. 6:1000.

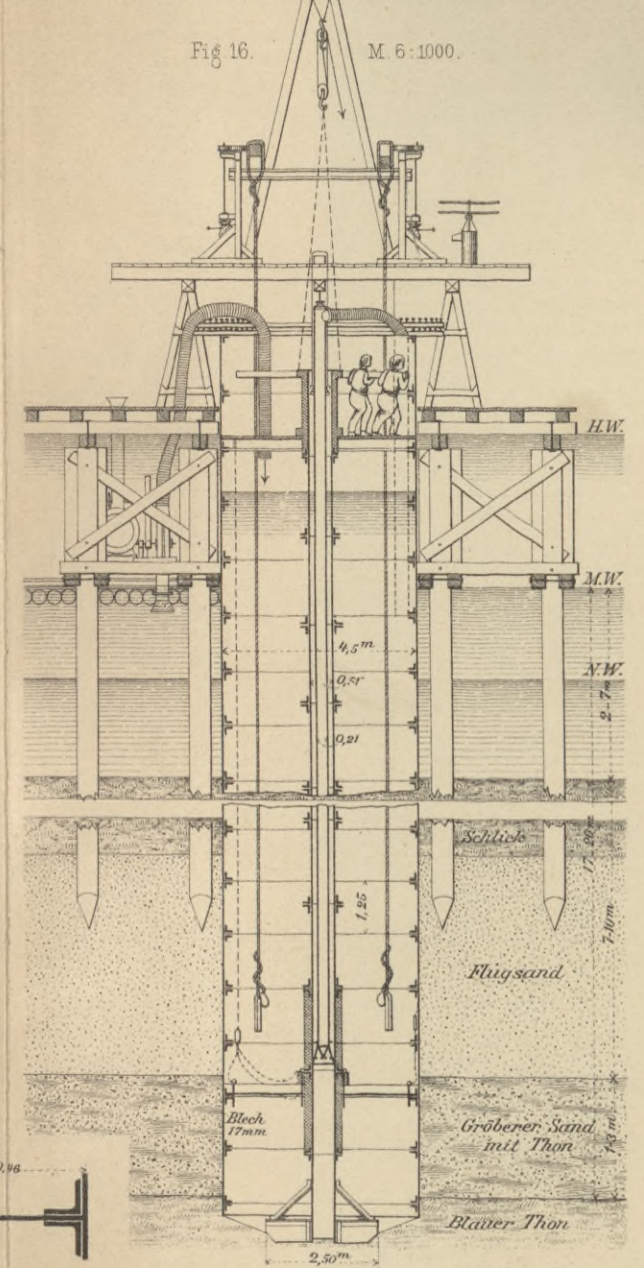


Fig. 17-20. Gründung der Blackfriarsbrücke zu London. M. 0,0075.

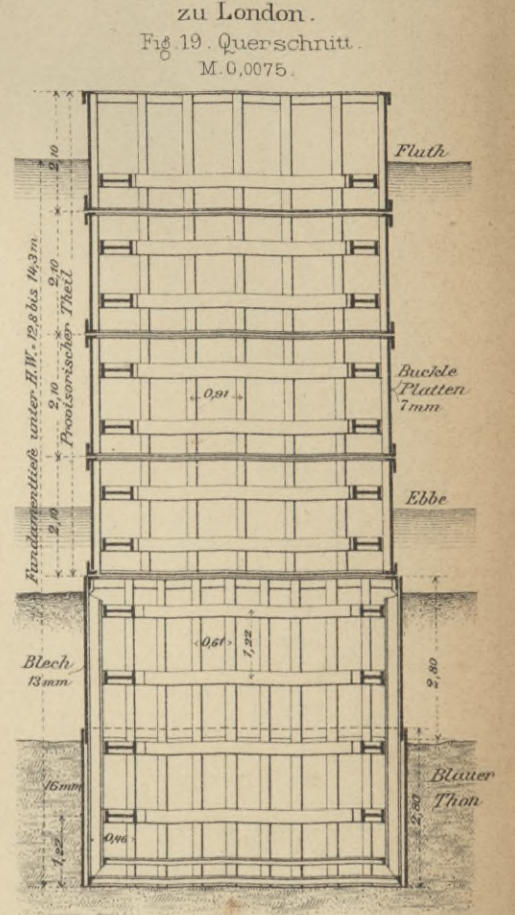


Fig. 5 u. 6. Pfeiler der Brücke über den Jumnafluss. M. 1:250.

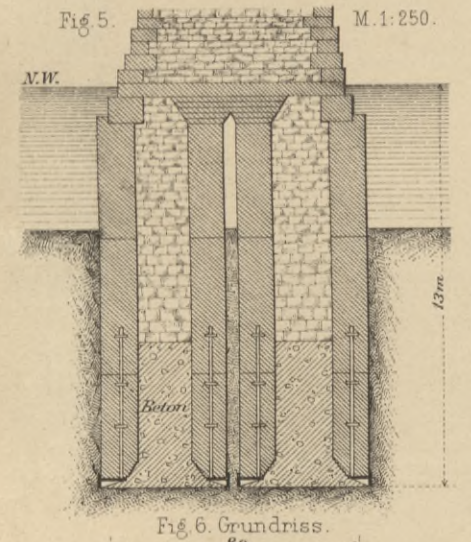


Fig. 7 u. 8. Pfeiler der Weichselbrücke bei Thorn. M. 1:200.

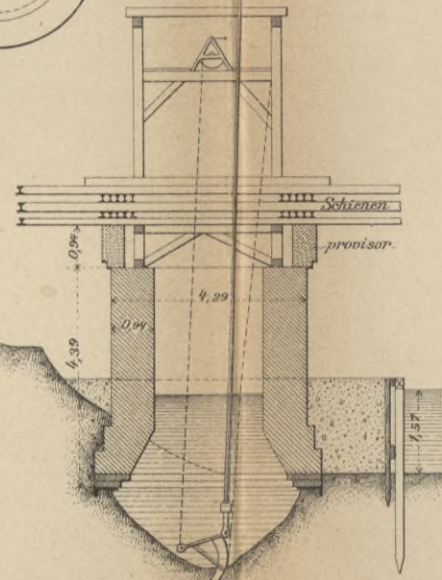
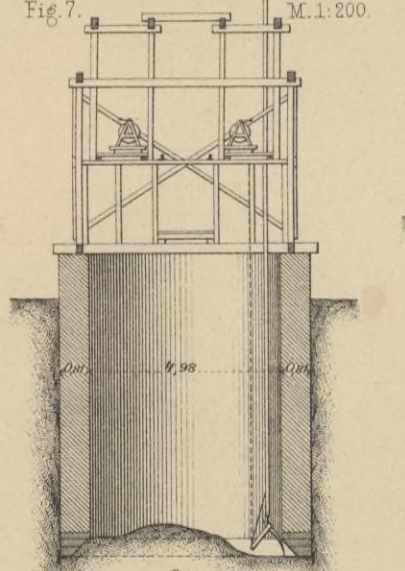


Fig. 9. Brunnenversenkung durch Beschwerung.

Fig. 12. Grundriss.

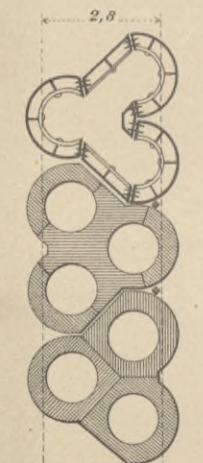


Fig. 10. Versenken von festen Gerüsten aus.

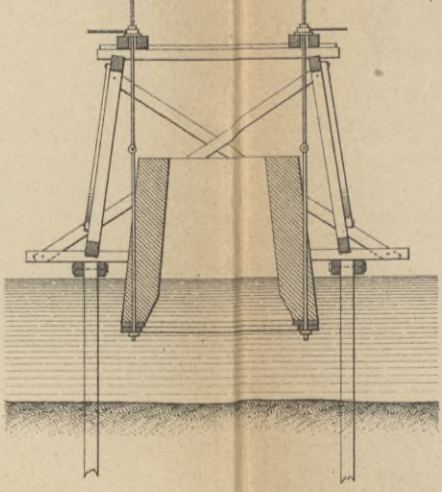


Fig. 13. Grundrissanordnung für getrennte Brunnen.

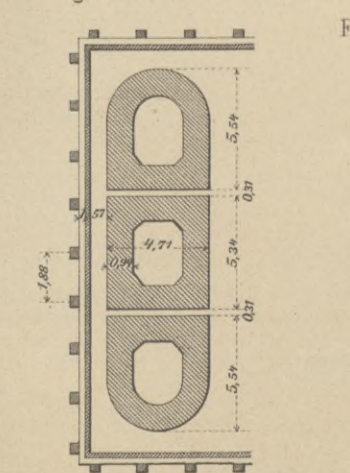
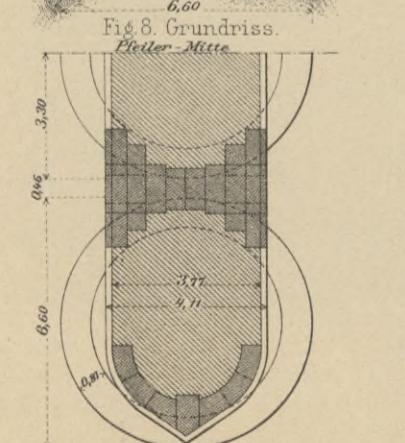
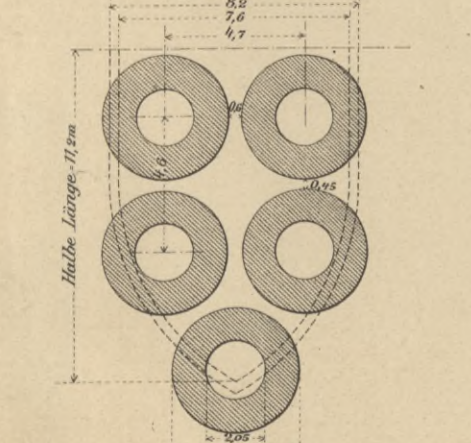
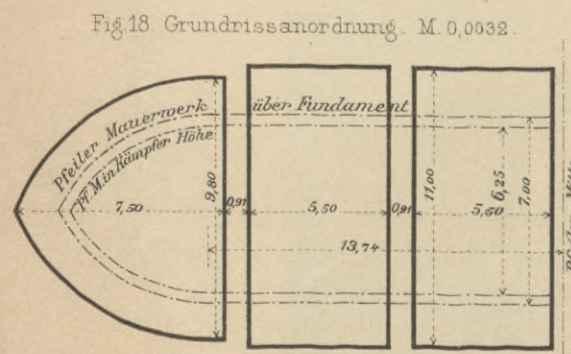
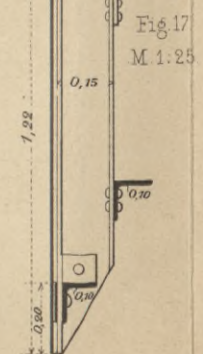
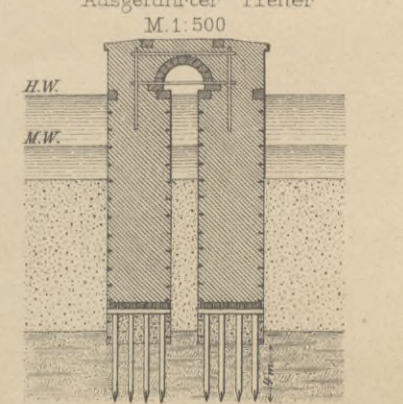


Fig. 15. Serethbrücke. (Rumänien) Ausgeführter Pfeiler M. 1:500.



Druckluft - Gründungen.

Fig. 1 u. 2. Szegedin. (1857).

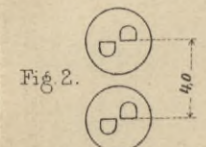
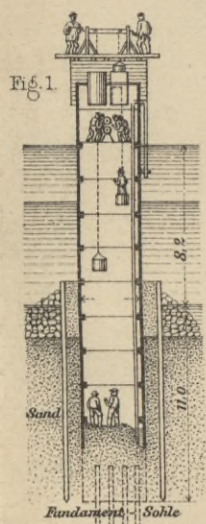


Fig. 3 u. 4. Saltash. (1853-1856).

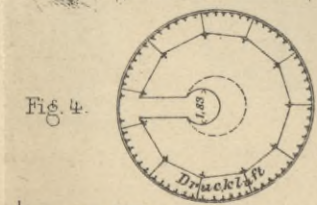
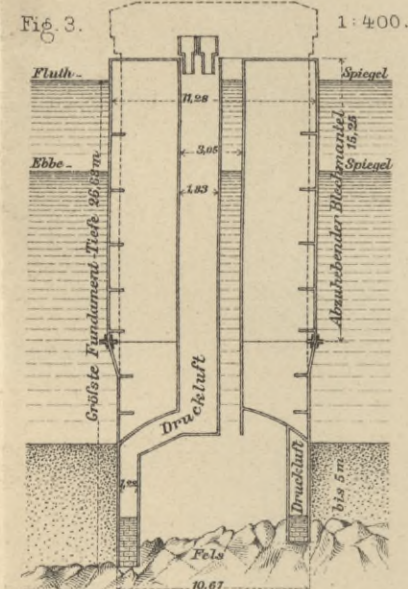


Fig. 5 u. 6. Kowno. (1859).

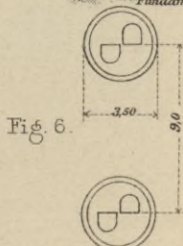
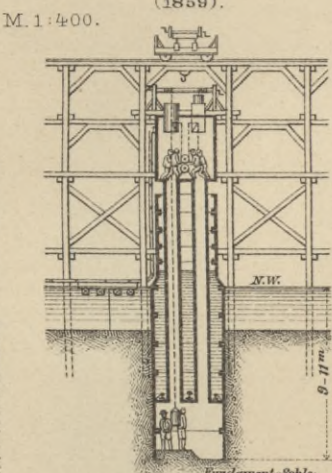


Fig. 7-10. Argenteuil. (1862-1863).

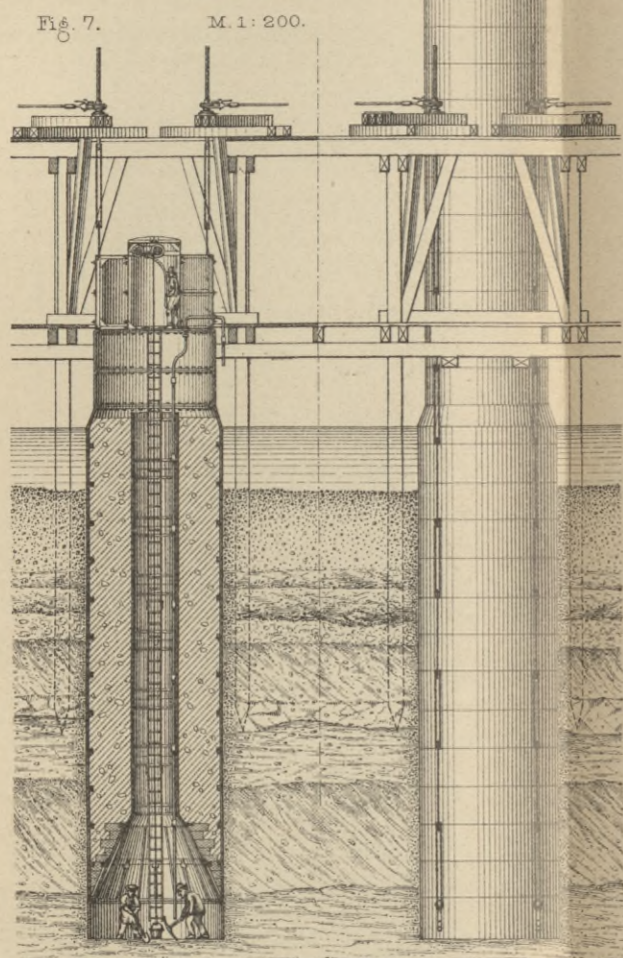


Fig. 8.

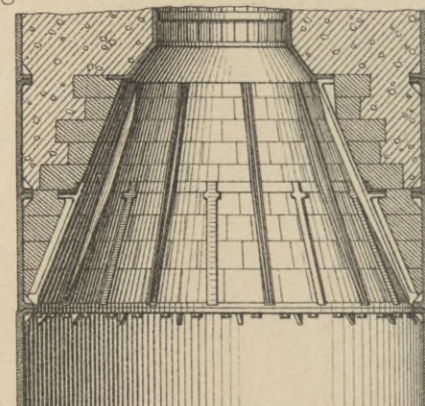


Fig. 9.

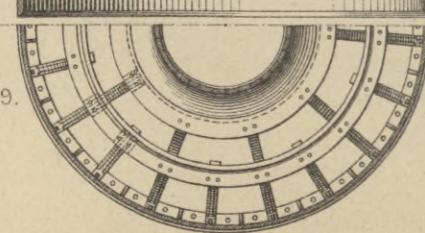


Fig. 8 u. 9. Crino-line. M. 1:50.

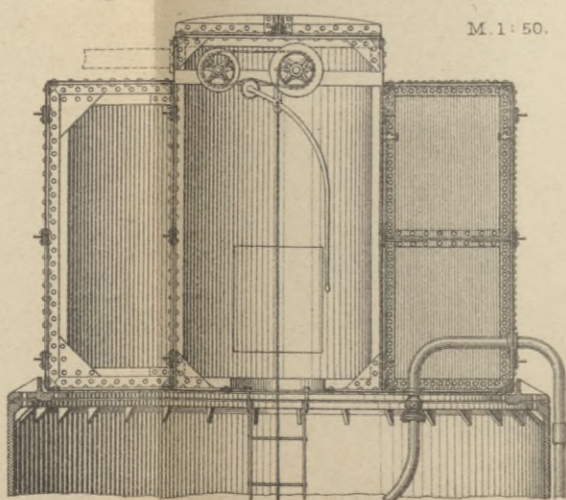


Fig. 10. Querschnitt der Luftscheule.

M. 1:50.

Fig. 11-13. Etschbrücke zu Rovigo. (1864/65).

Fig. 11. Querschnitt.

M. 1:200.

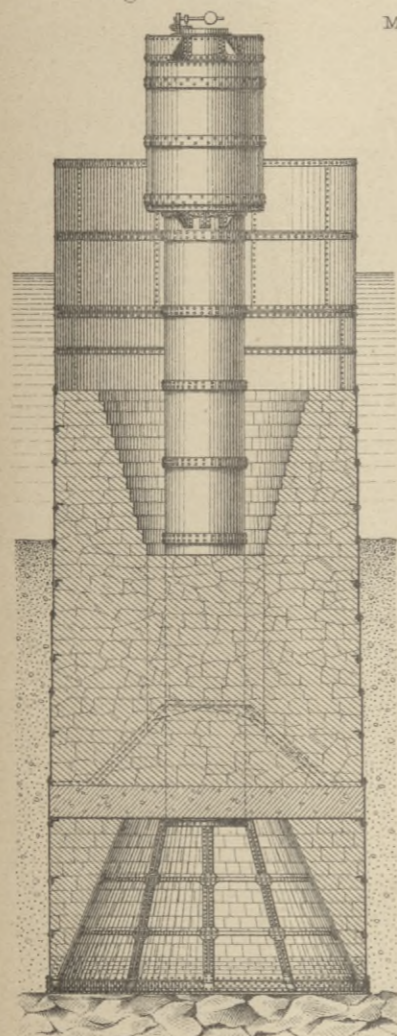


Fig. 12. Längenschnitt.

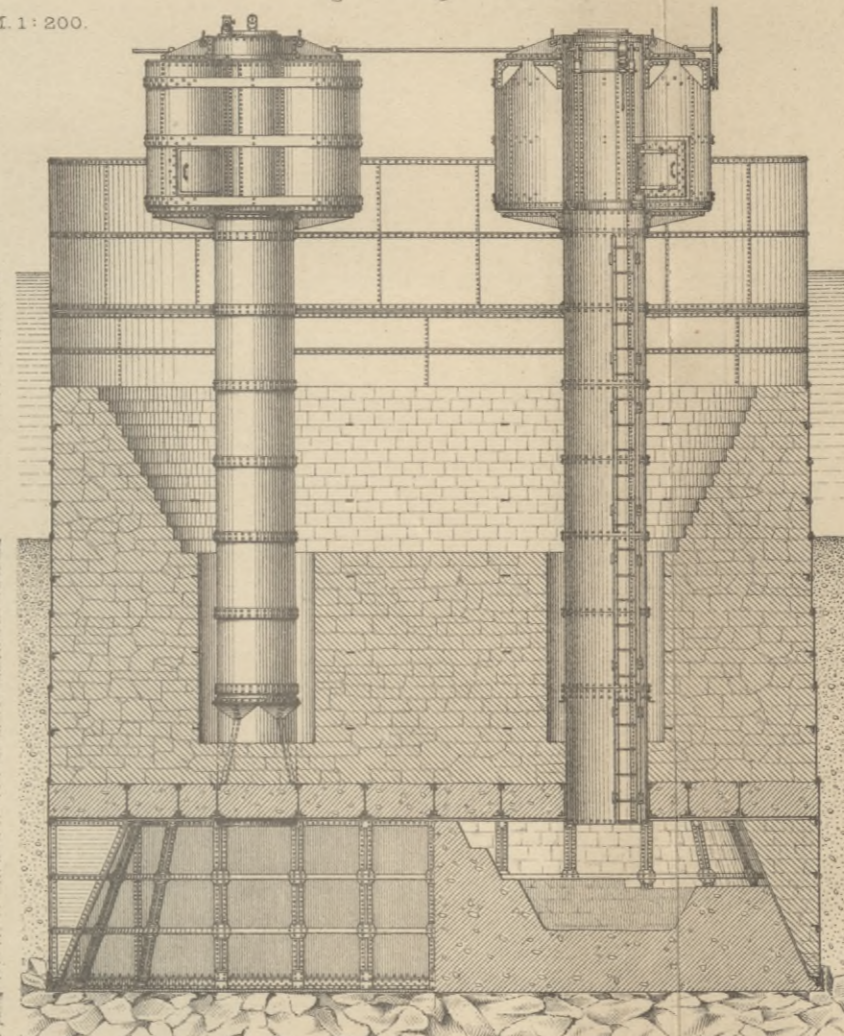


Fig. 13. Grundriss. M. 1:200.

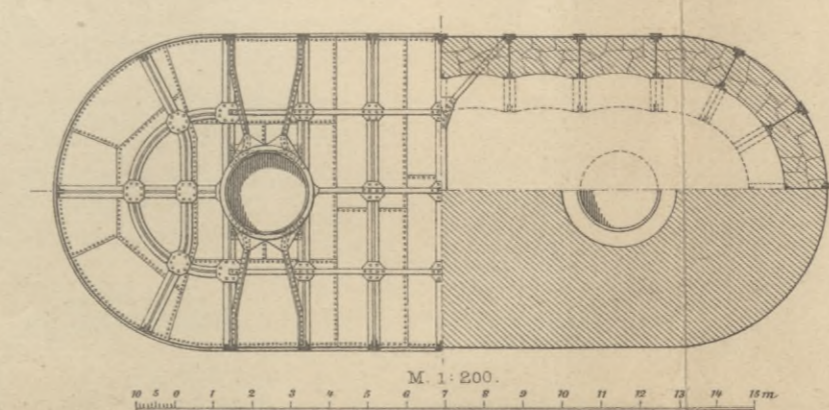


Fig. 14 u. 15. Rheinbrücke bei Kehl. (1859).

Fig. 14. Längenschnitt.

M. 1:200.

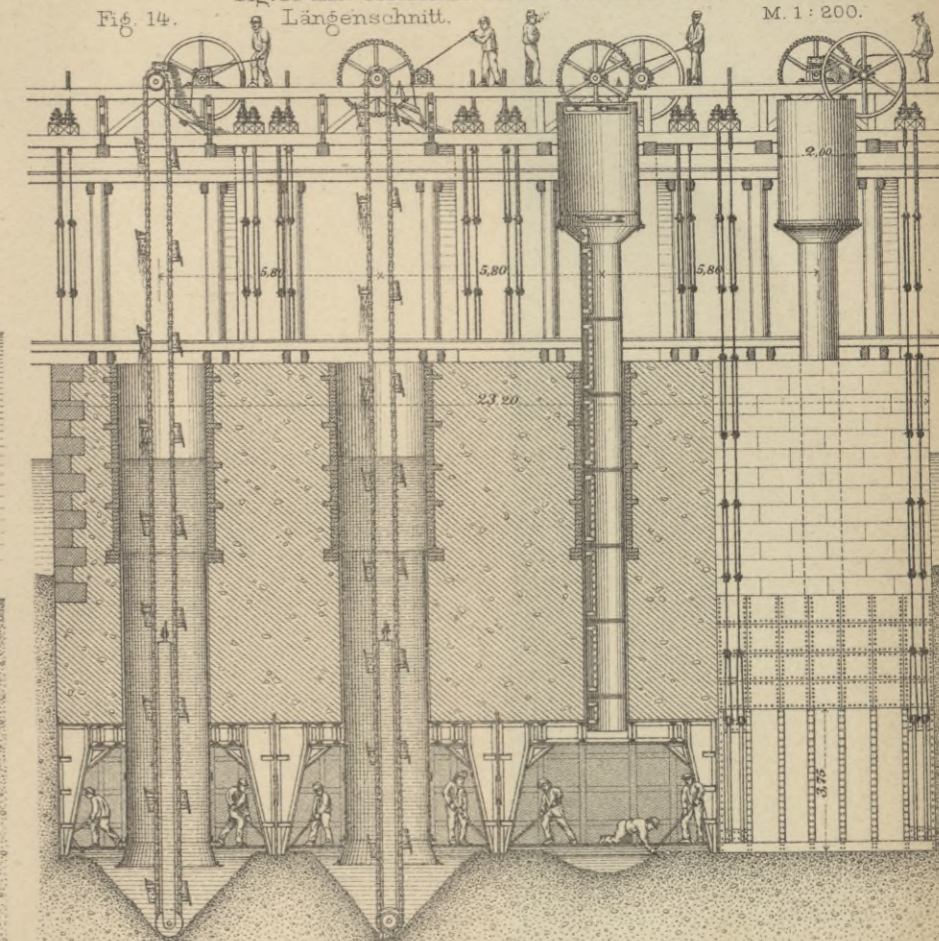


Fig. 15. Grundriss.

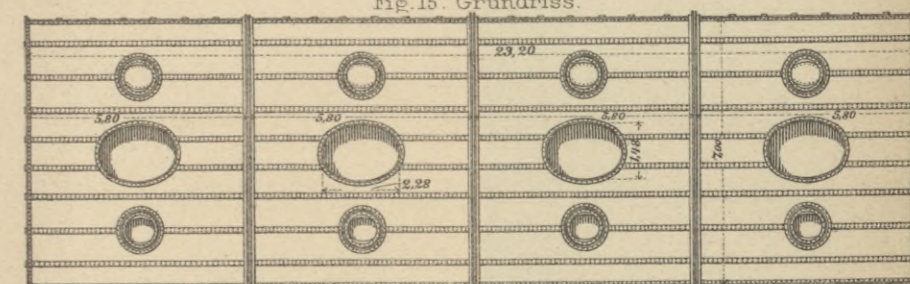


Fig. 16. Trockendock zu Toulon. (1878/80). Querschnitt. M. 1:400.



Druckluftgründungen. Taucherschächte.

Fig. 1 u. 2. Taucherschacht zu Brest.

Fig. 3 u. 4. Druckluftgründung des Schelde-Kais zu Antwerpen.

Fig. 5-7. New-York (Brooklyn 1870.)

Fig. 8-11. Fundament des Leuchthturms in der Wesermündung.

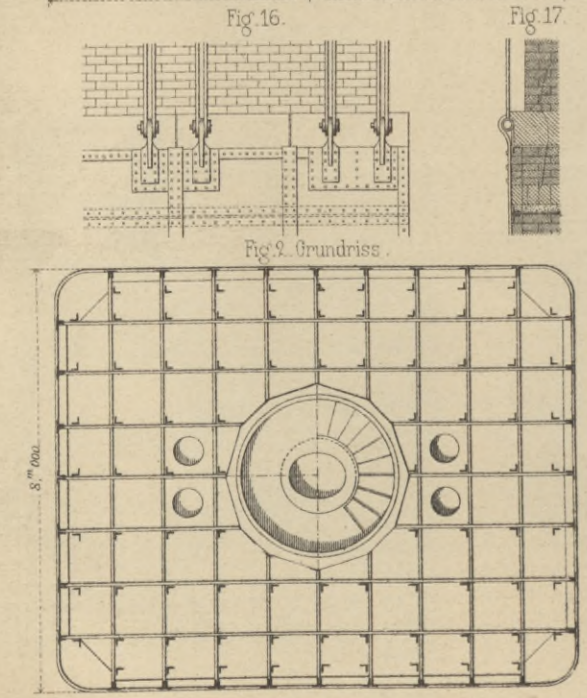
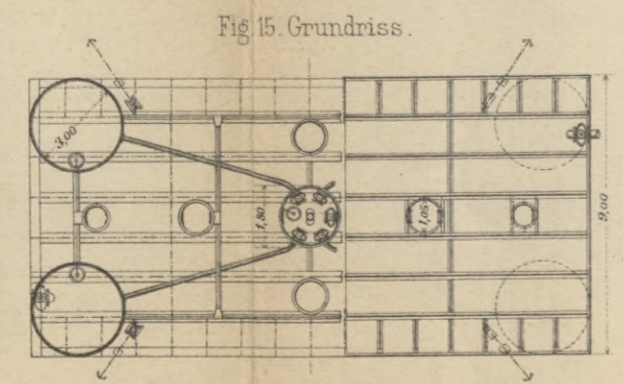
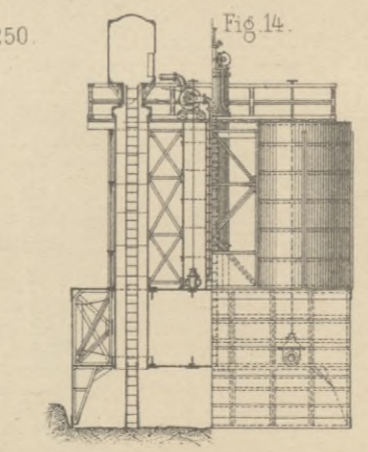
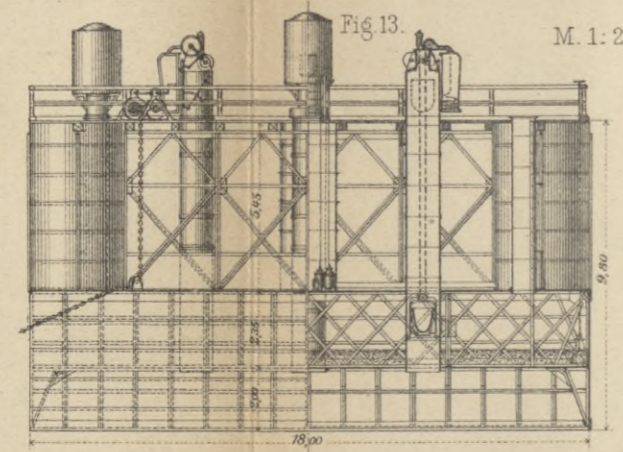
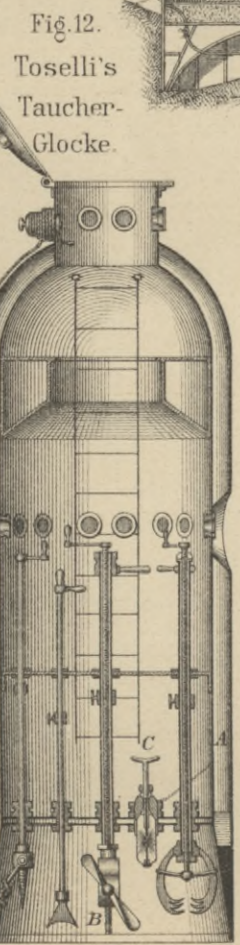
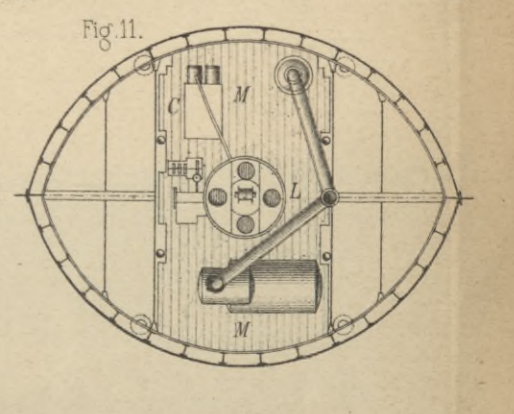
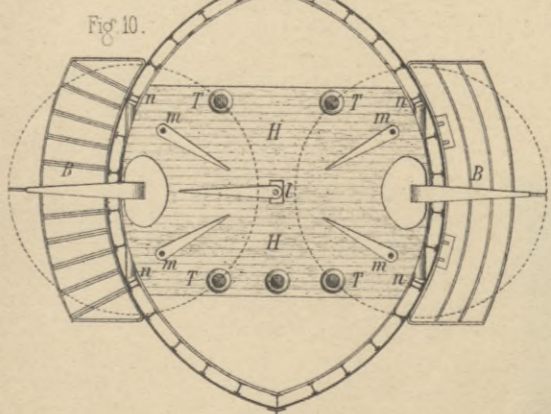
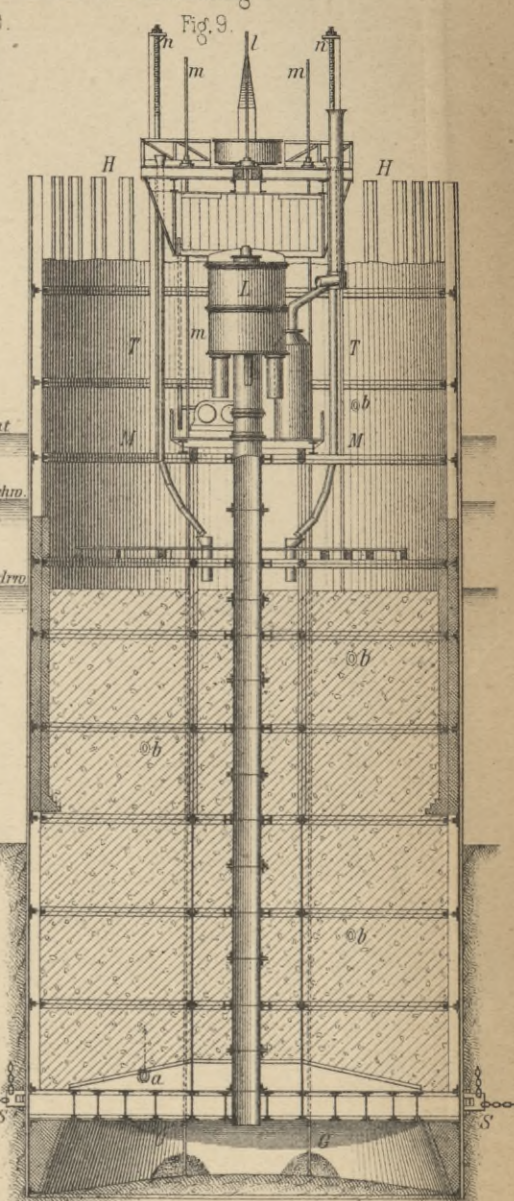
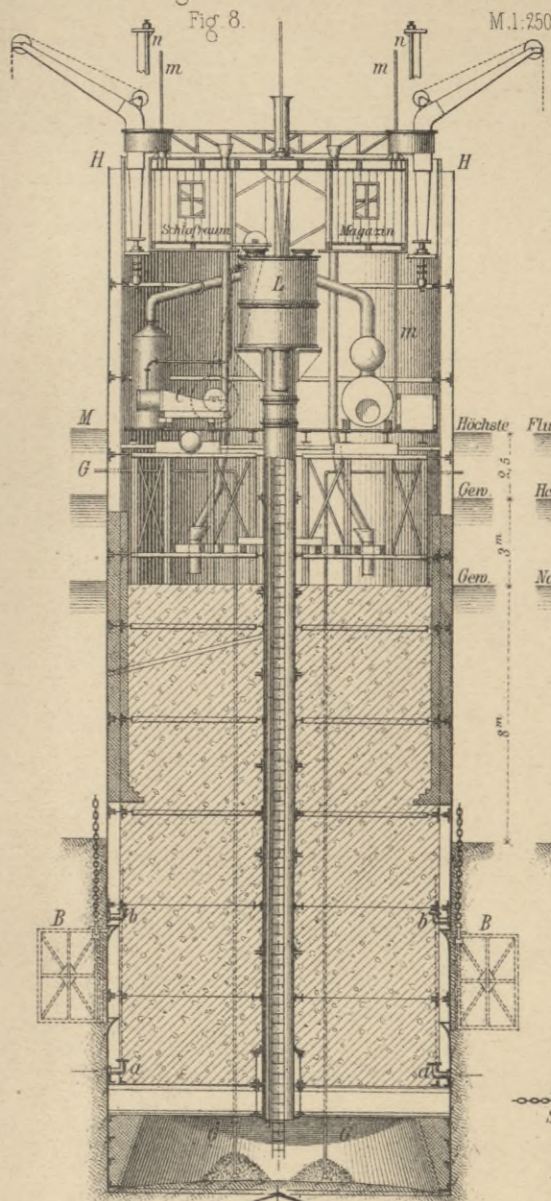
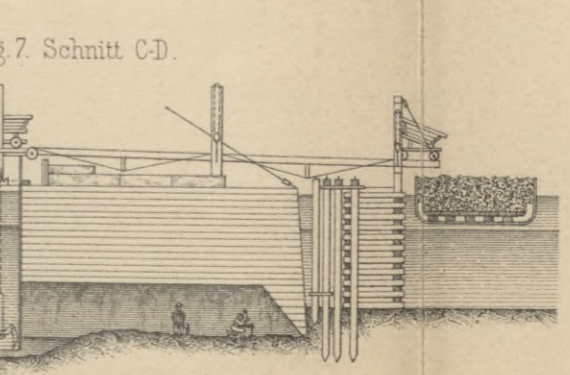
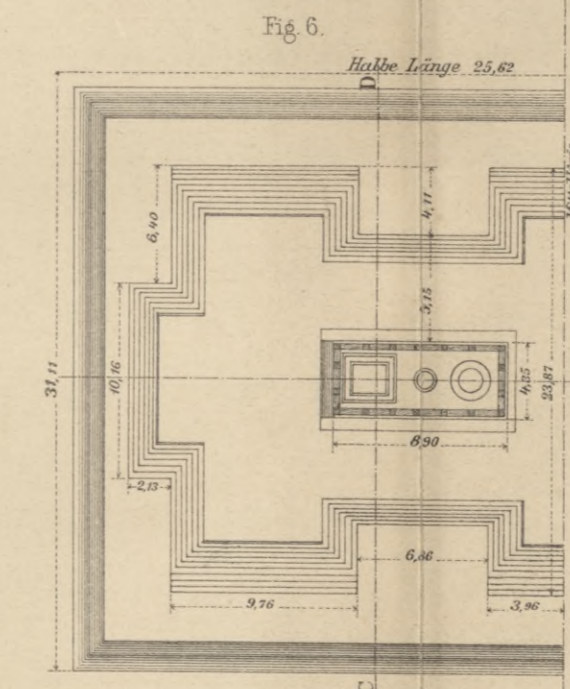
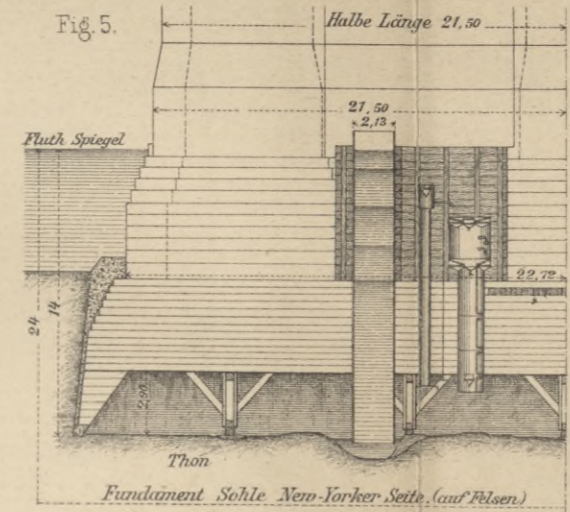
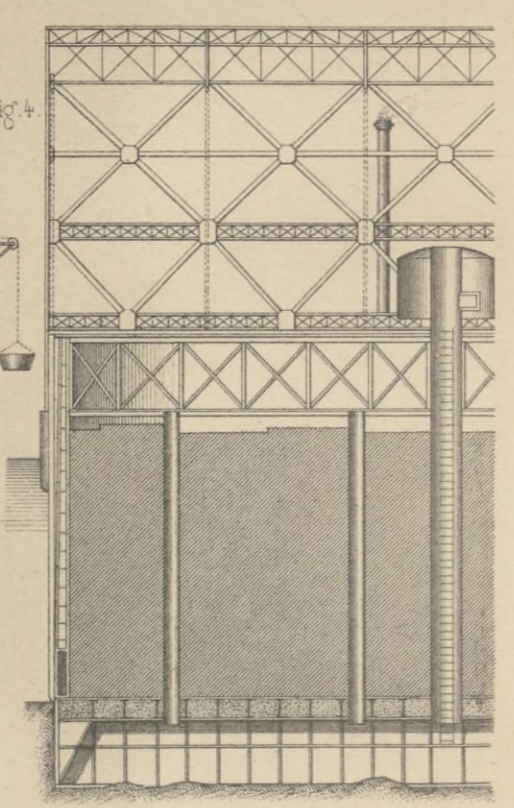
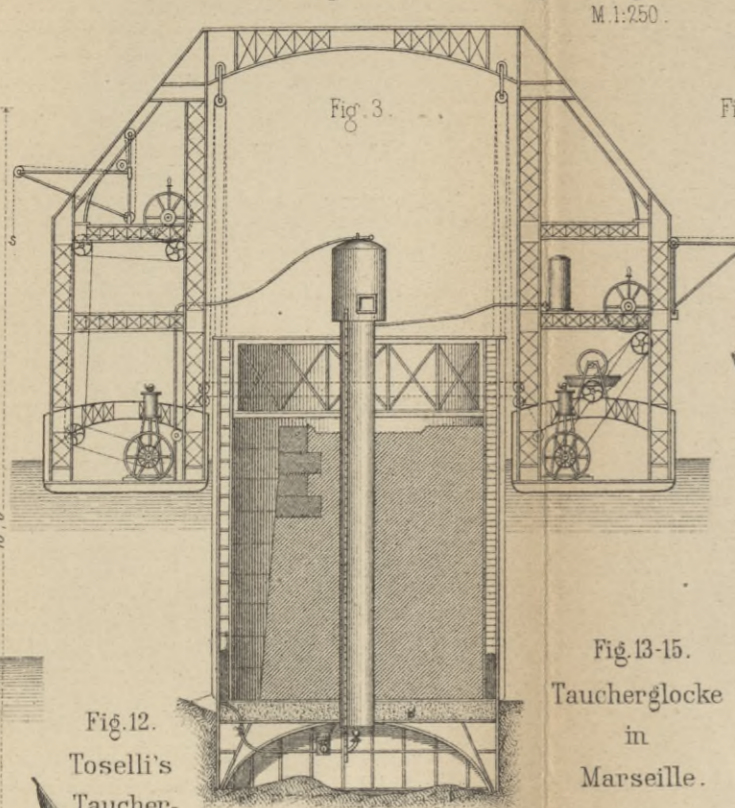
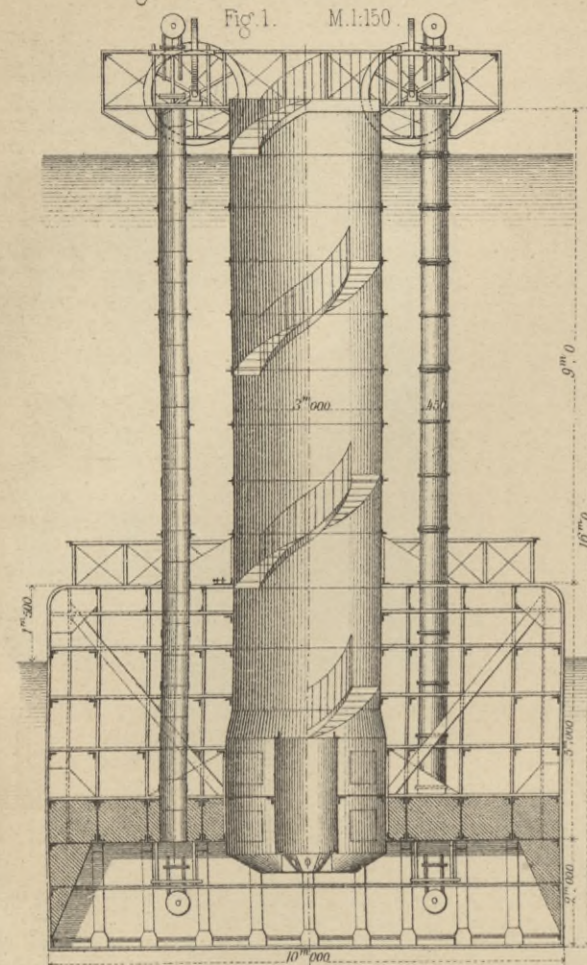


Fig. 13-15. Taucherglocke in Marseille.

Fig. 1. M. 1:2000.

Lageplan.

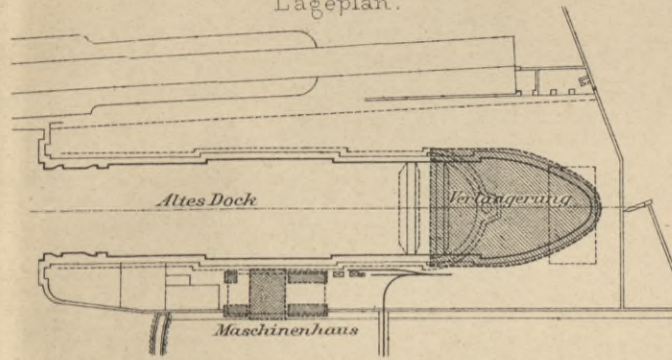
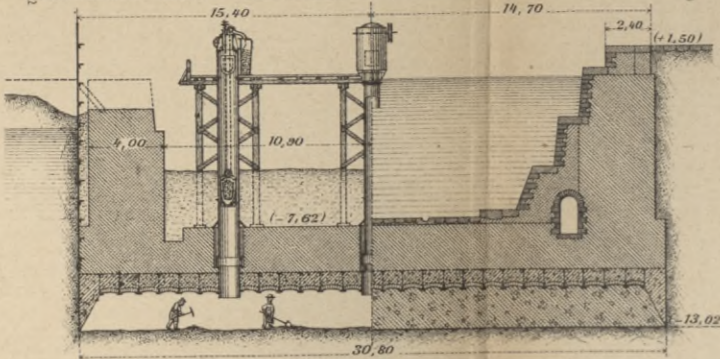


Fig. 11-14. M. 1:100.

Fig. 2. M. 1:400.

Querschnitt durch den Caisson während seiner Versenkung.



Druckluft - Gründungen.

Fig. 3 u. 4. M. 1:400.

Halber Grundrifs des Caissons.

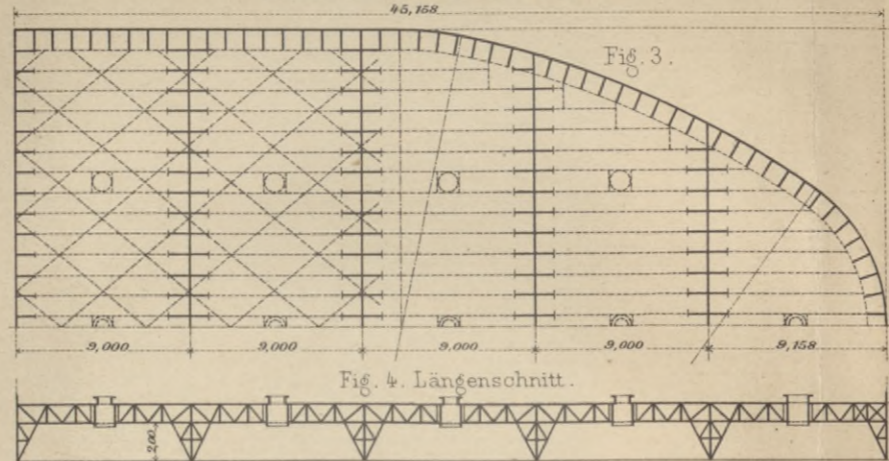


Fig. 5 u. 6. M. 1:400.

Anordnung zweier Querwände.

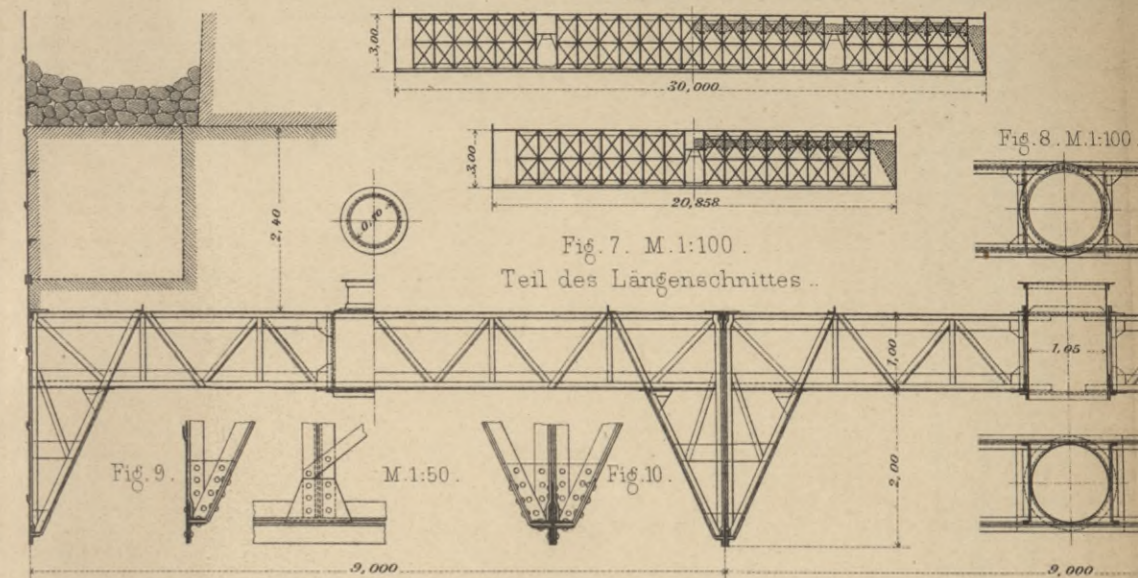


Fig. 1-14. Hafen von Livorno. Verlängerung des Trockendocks.

Fig. 15-21. Hafen von Bordeaux.

Maßstab für Fig. 15-19 : 1:200.
Fig. 20 u. 21 : 1:100.

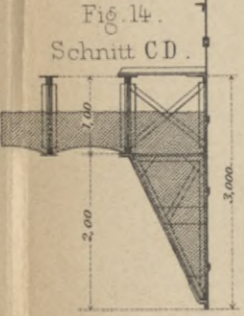
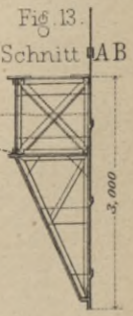
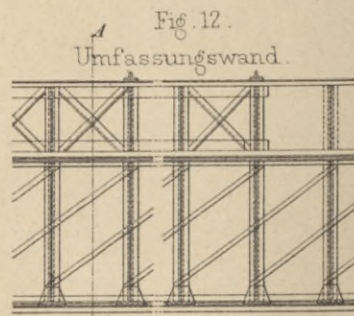
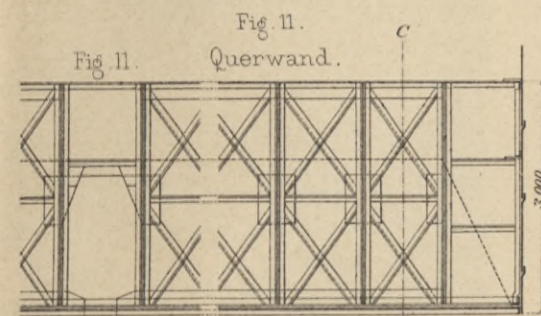


Fig. 15. Der untere Caisson schwimmt. Der untere Caisson sitzt auf und ist vom oberen überdeckt.

Fig. 15. Der untere Caisson schwimmt.

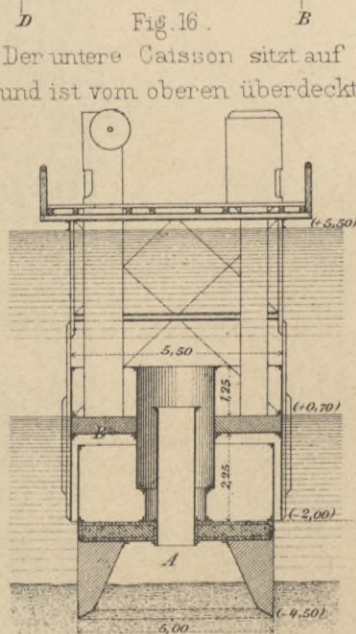
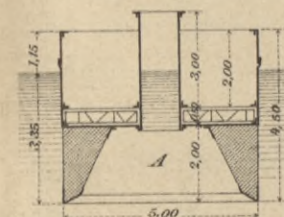


Fig. 17. Im unteren Caisson wird Erde ausgehoben, im oberen gemauert.

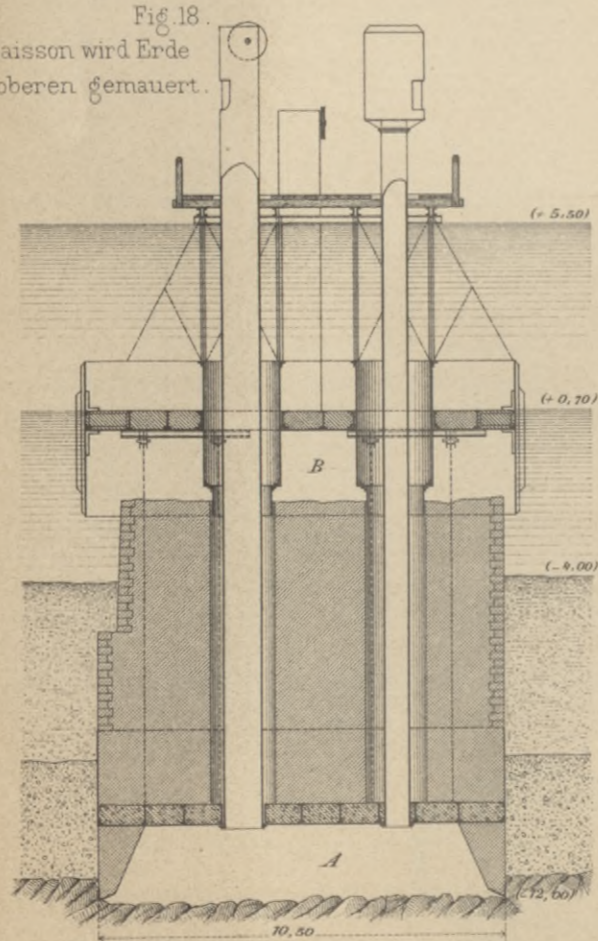
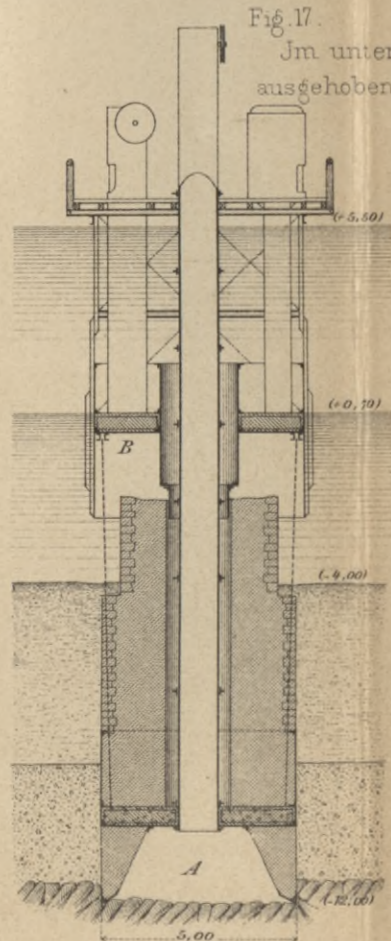
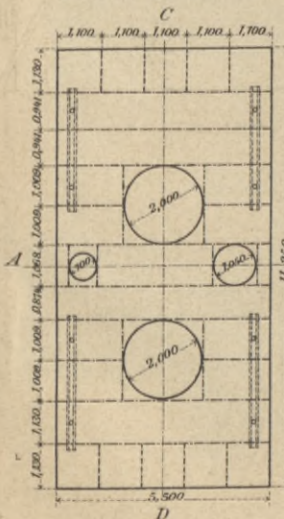


Fig. 19 Grundrifs des oberen Caissons.



A: Arbeitskammer zum Erdaushub
B: Arbeitskammer zur Mauerung.

Fig. 20. Schnitt C D (Fig. 19).

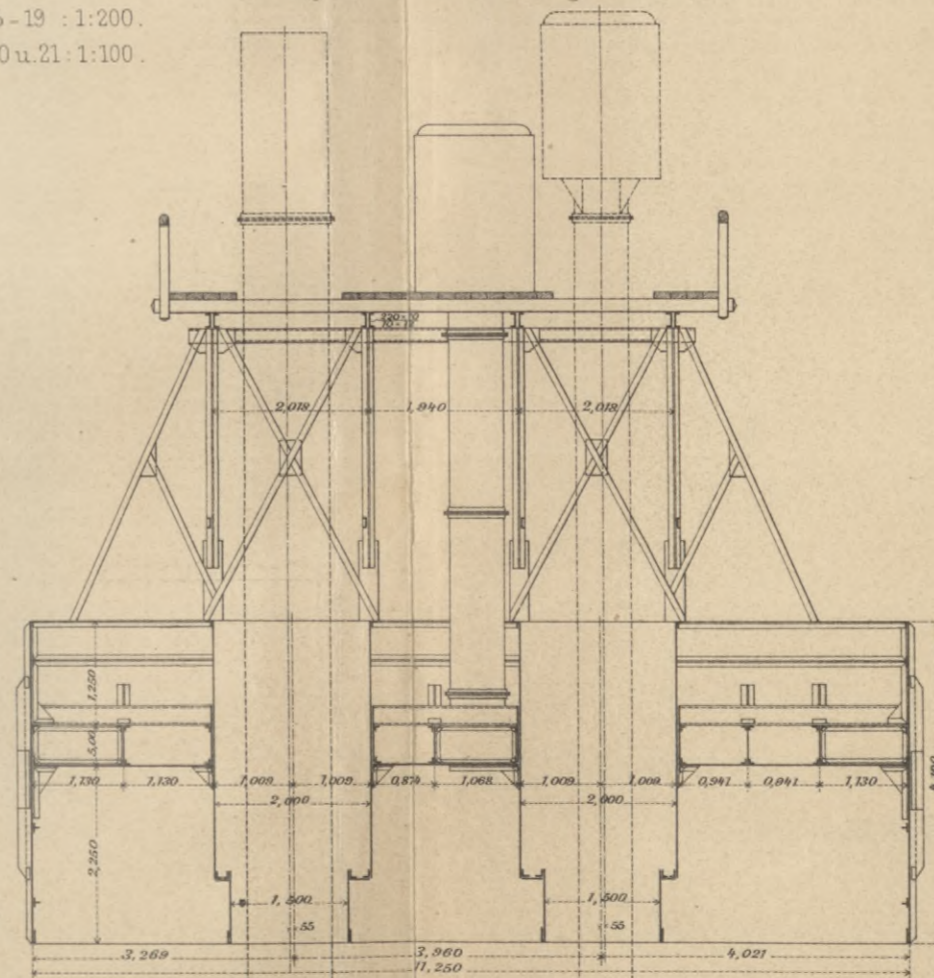
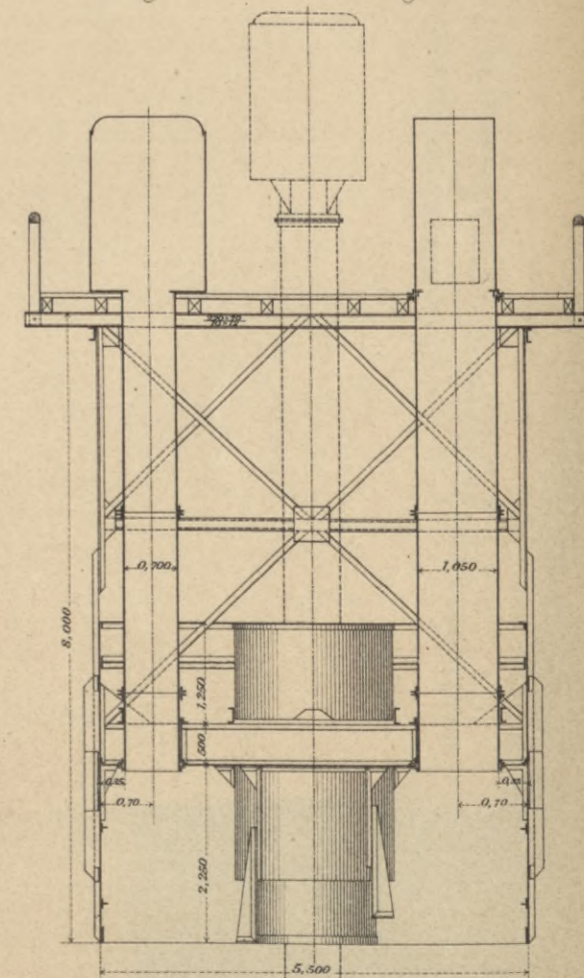


Fig. 21. Schnitt AB (Fig. 19).



Druckluft - Gründungen.

Fig. 1-6. Beweglicher Caisson oder Glocke im Hafen von Genua.

Fig. 1. Querschnitt M. 1:300.

Fig. 6. Hangerüst M. 1:100.

Fig. 11-13. Grössere Glocke in Rom.

Fig. 13. Schnitt durch die Arbeitskammer M. 1:60.

Fig. 7. Ansicht M. 1:200.

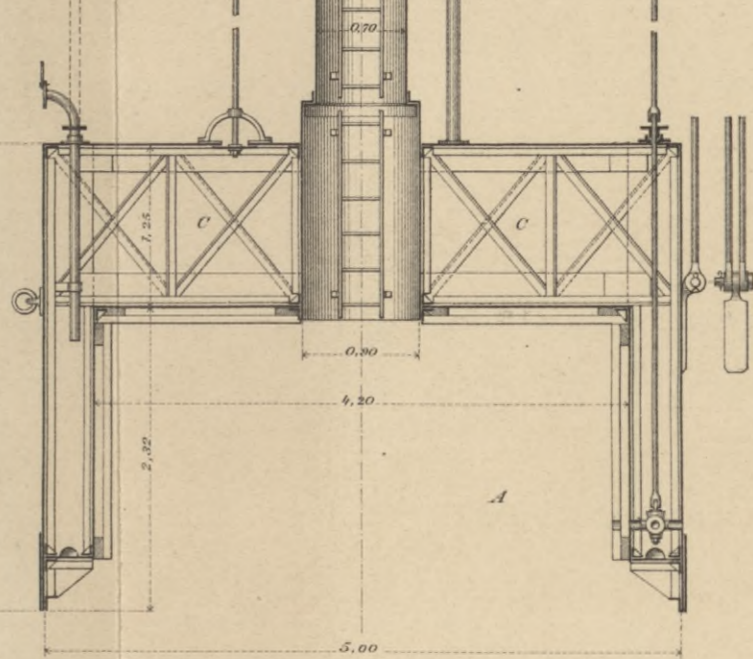
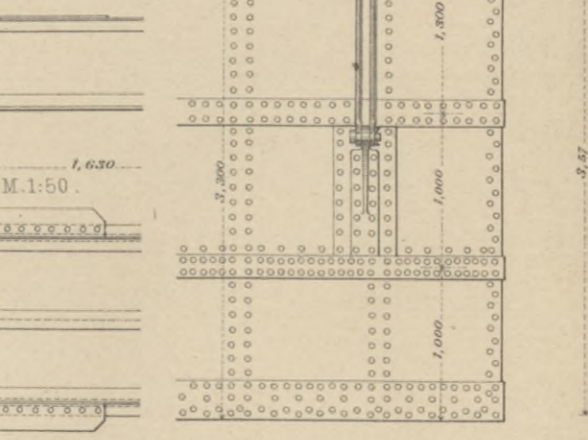
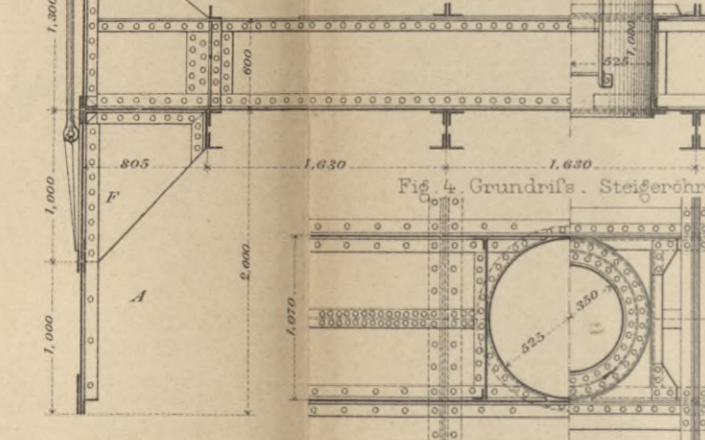
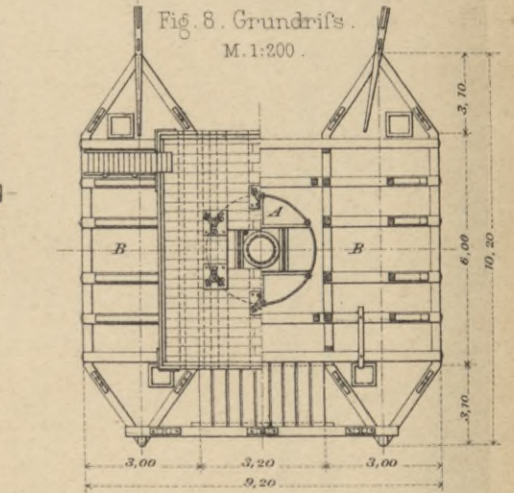
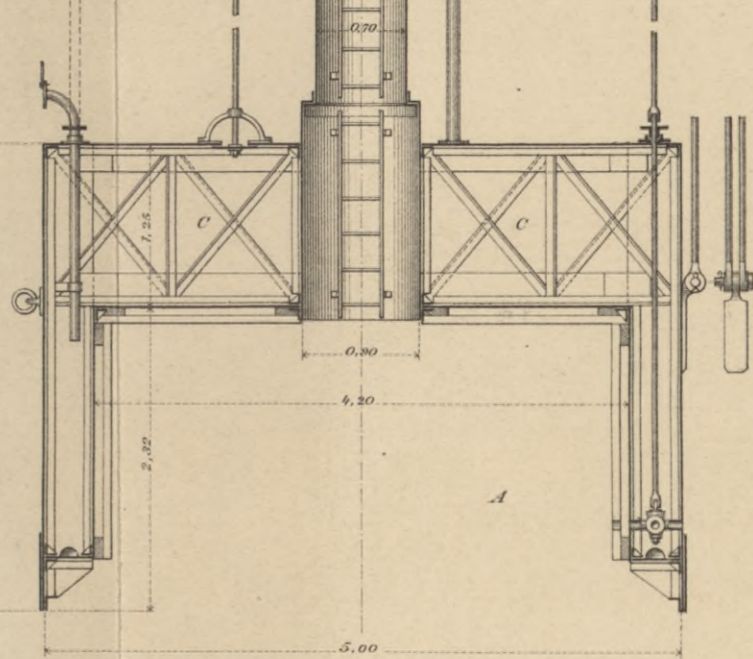
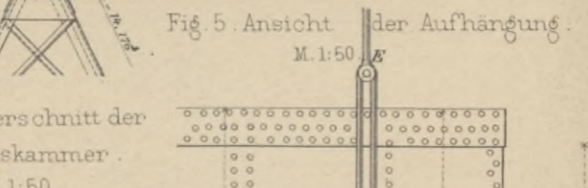
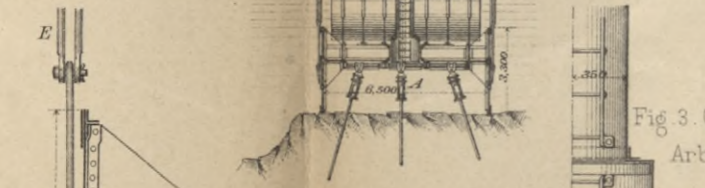
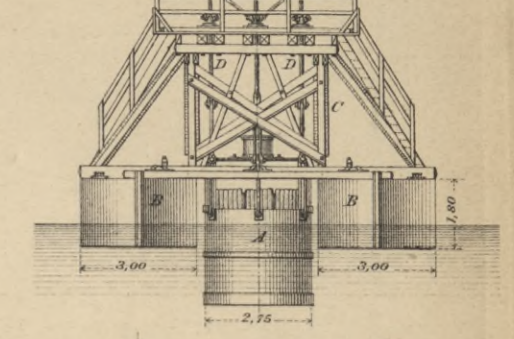
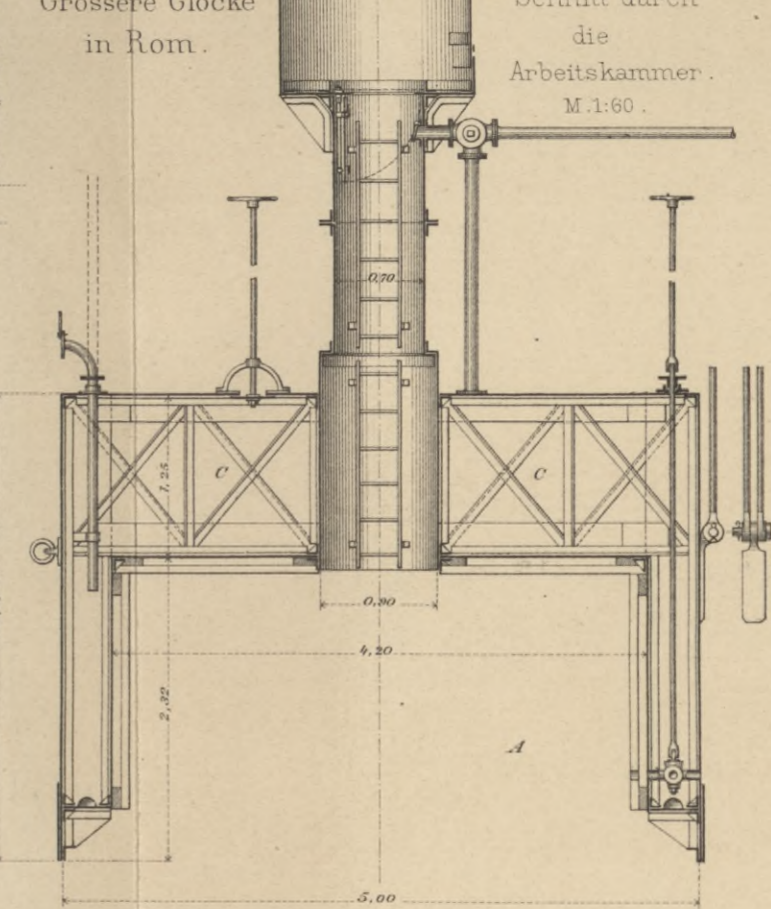
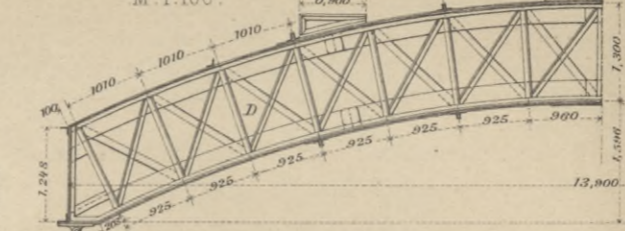
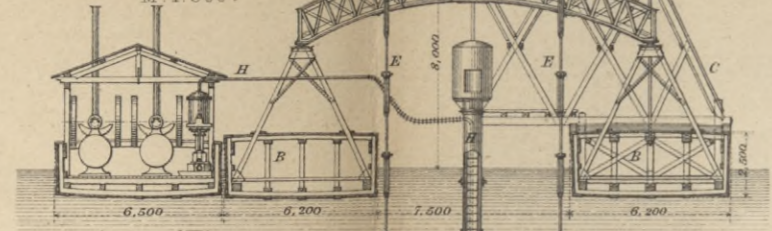
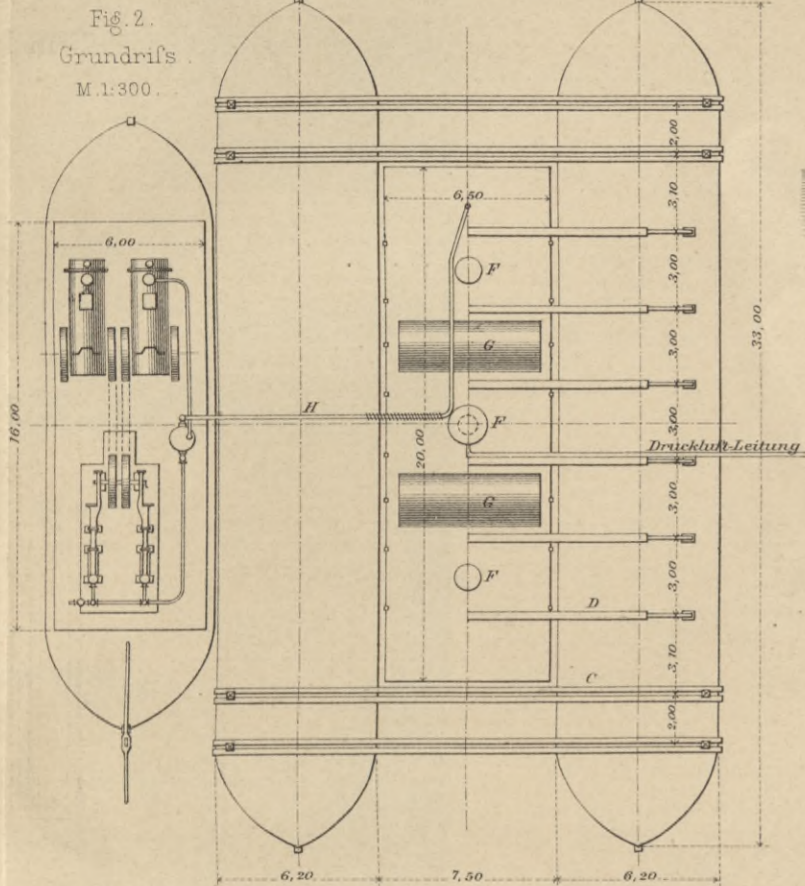


Fig. 9. Querschnitt M. 1:50

Fig. 14. Grundriss des Schiffes M. 1:200.

Fig. 15. Horizontalschnitt des Schiffes.

Fig. 11. Längenschnitt M. 1:200.

Fig. 7-10. Sprengglocke in Rom (Tiber-Regulierung).

Fig. 10. Grundriss Arbeitskammer M. 1:50.

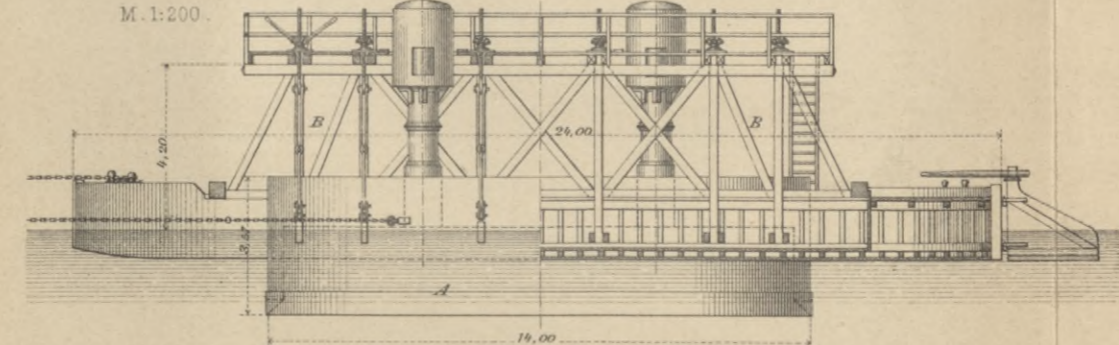
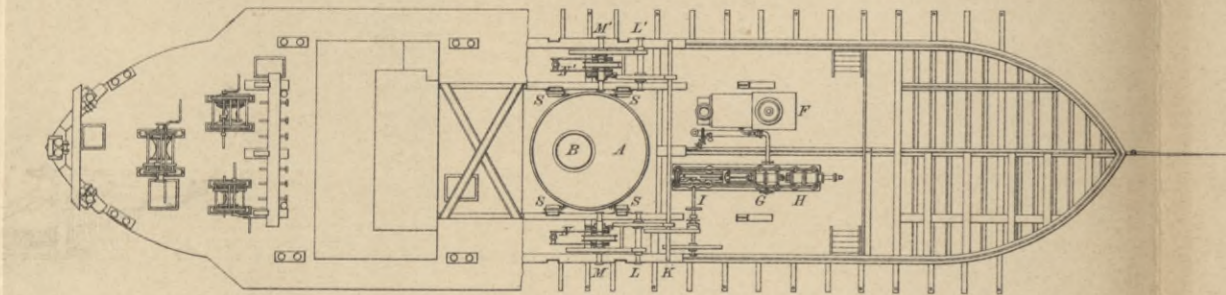


Fig. 10. Grundriss Arbeitskammer M. 1:50.

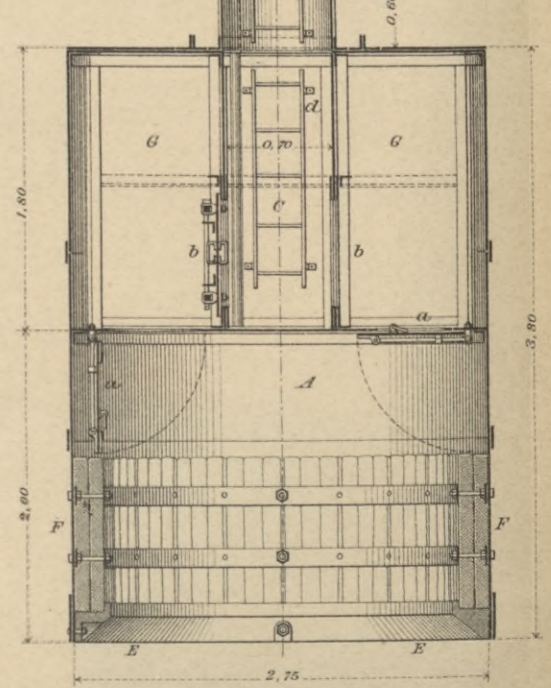


Fig. 16. Längenschnitt durch das Schiff M. 1:200.

Fig. 14-17. Taucherschacht der Rheinstrom-Direktion.

Fig. 17. Querschnitt.

Fig. 12. Vordere Ansicht und Querschnitt M. 1:200.

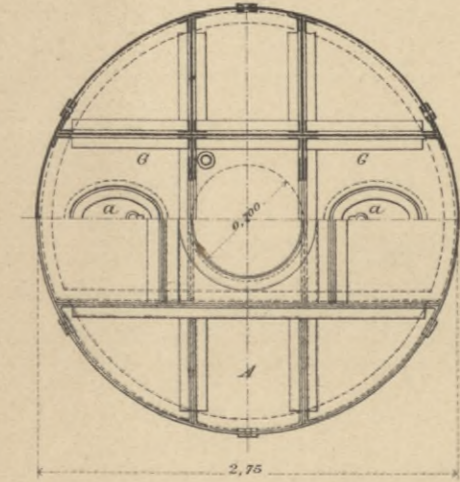
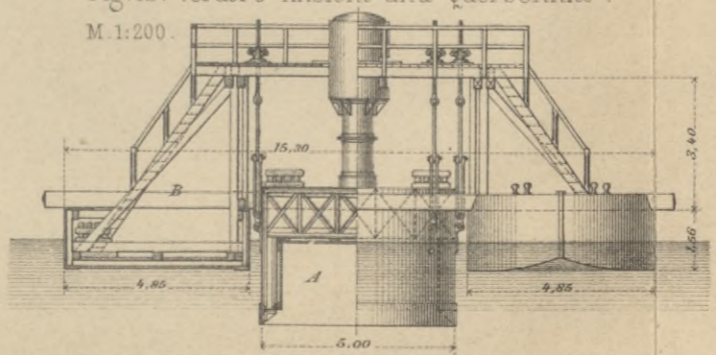
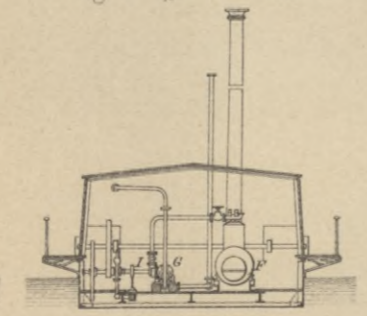
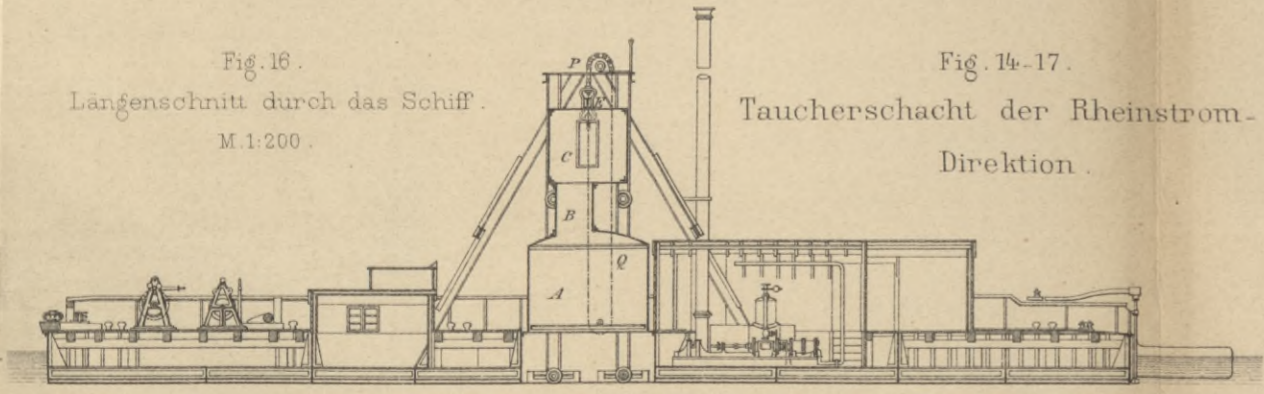


Fig. 2. Querschnitt.

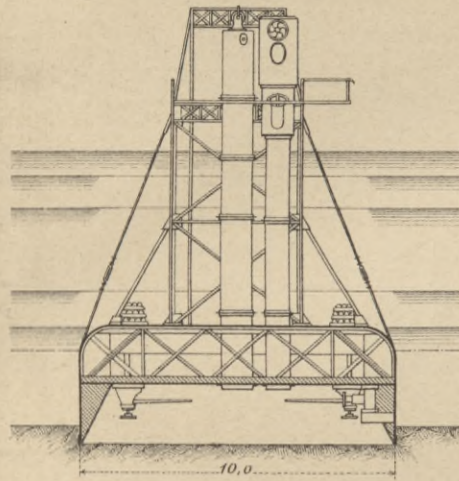


Fig. 1, 2 u. 3. Schwimm - Caisson in La Rochelle. M. 1:250.

Fig. 1. Längenschnitt durch den zu erbauenden Hafendamm

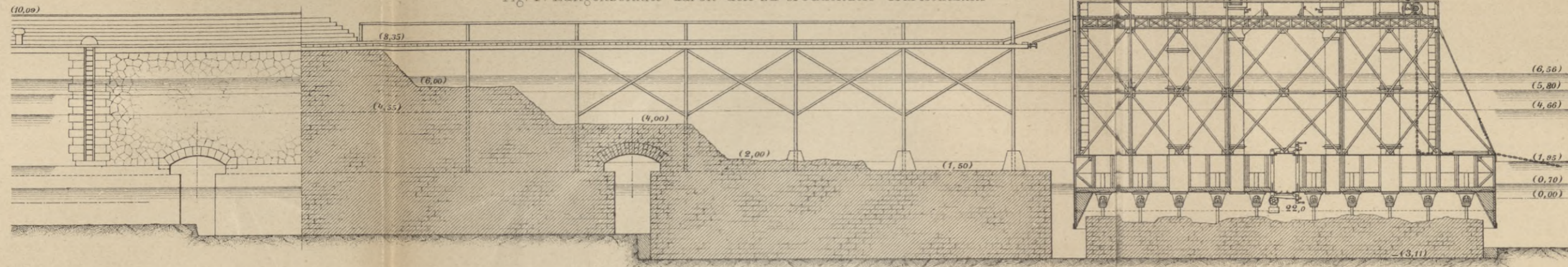


Fig. 13. Kettenlauf. M. 1:10.

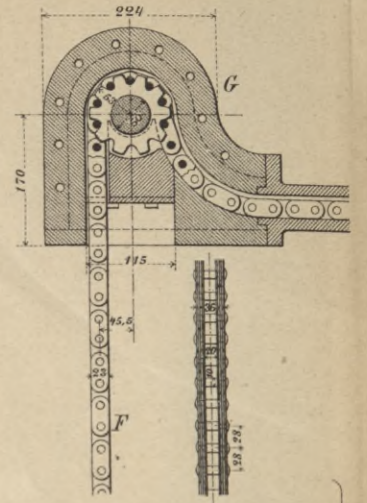


Fig. 4-6. Schwimm - Caisson in Genua.

Fig. 6^{a-d} Verschiedene Lagen des Caissons M. 1:500.

Fig. 3. Querschnitt.

Fig. 7. Schnitt a-b.

Fig. 7-13. Materialschleuse.

Fig. 8. Ansicht.

Fig. 9. Schnitt c-d.

Fig. 6^a

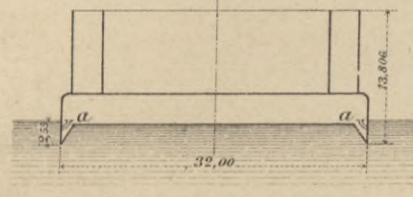


Fig. 6^b

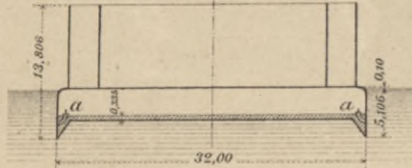


Fig. 6^c

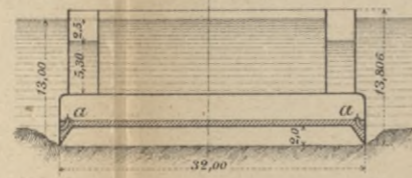


Fig. 6^d

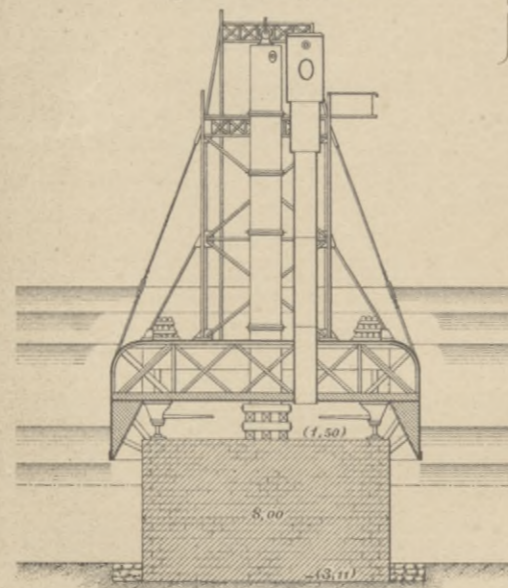
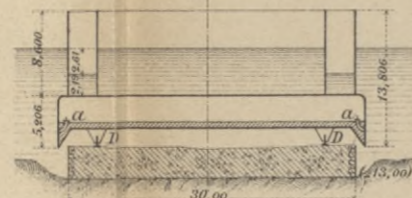


Fig. 4. Draufsicht und Horizontalschnitt M. 0,003.

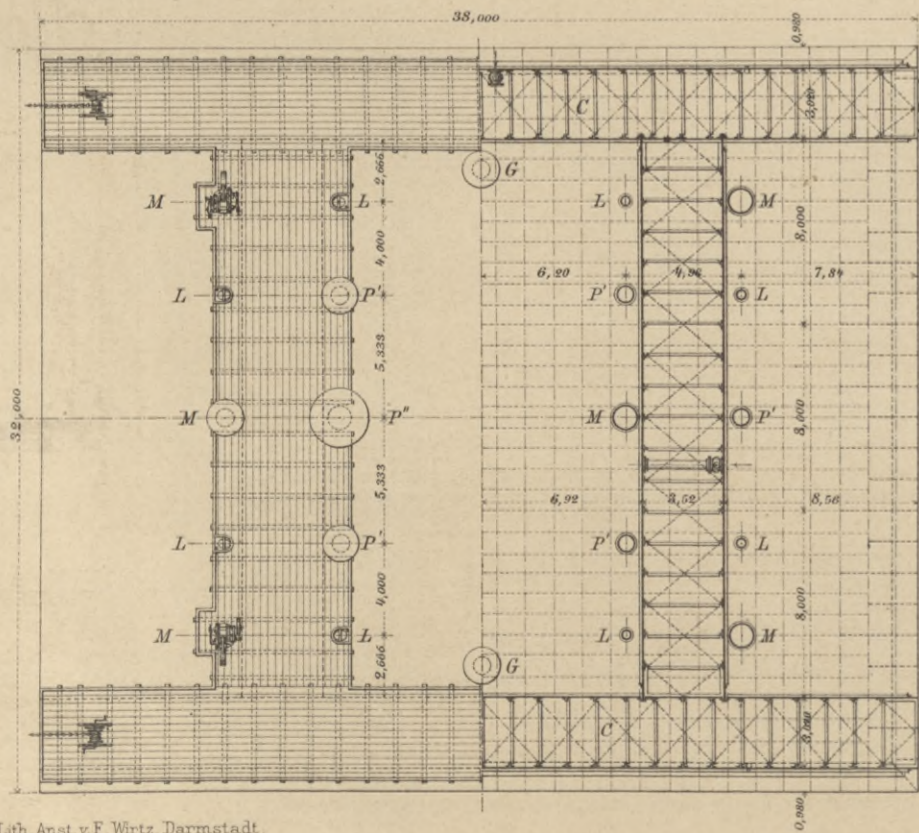


Fig. 5. Längenschnitt und Längenschnitt M. 0,003.

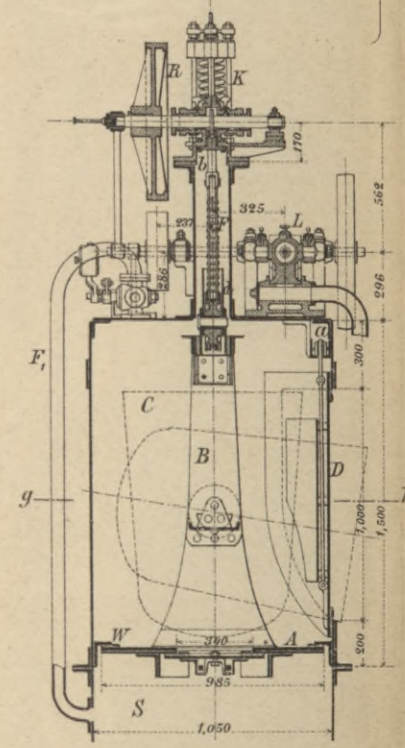
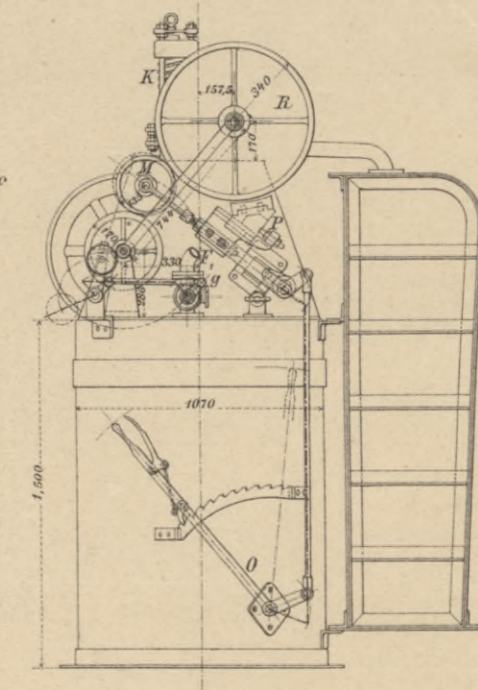
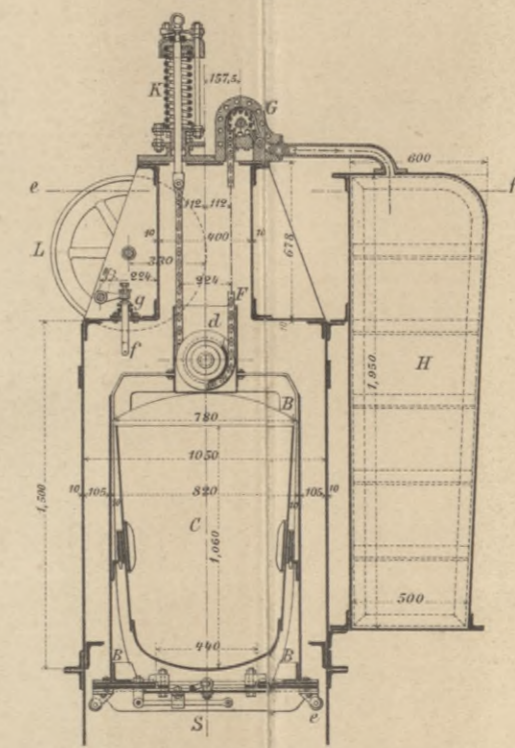
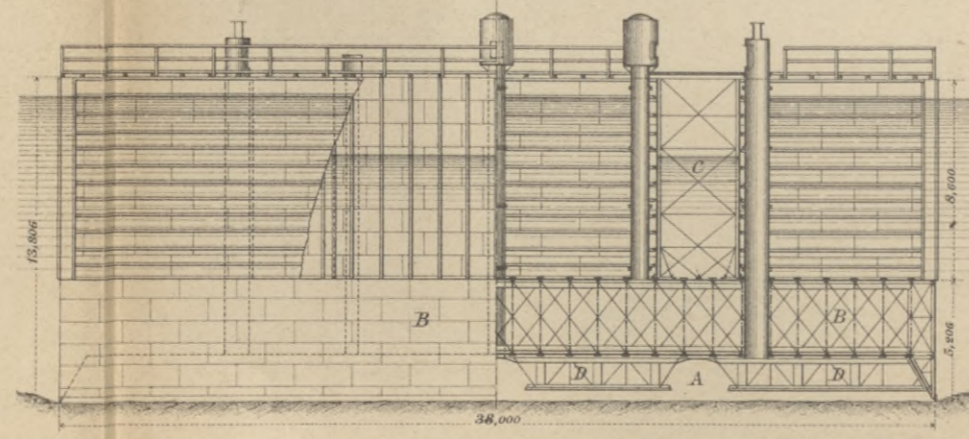
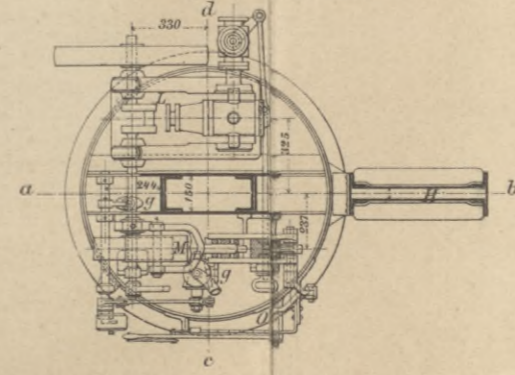


Fig. 10. Schnitt e-f.



Mafsstab zu Fig. 7-12-0,003.

Fig. 11

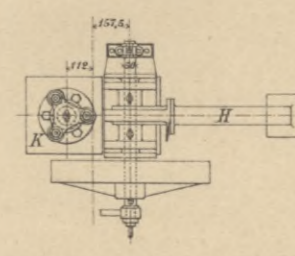
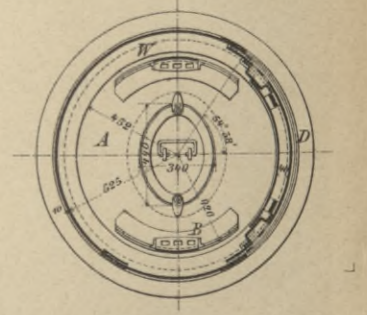


Fig. 12. Schnitt g-h.



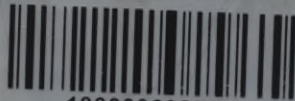
30,5

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306538

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298720