

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

~~BIBLIOTEKA GŁÓWNA~~

L. inw. ....

2619

der Baukunde.

Abtheilung III:

Baukunde des Ingenieurs.

Heft 1:

# Der Grundbau.

Bearbeitet

von

L. Brennecke

k. preuss. Regierungs-Baumeister.

Mit 683 Illustrationen im Text.

BERLIN.

Kommissions-Verlag von Ernst Toeche.

1887.

~~Bibliothek  
der Kgl. Eisenb. Direk.  
Breslau.  
Sign. T.443~~

BIBLIOTHEK  
der  
Kgl. Eisenb.-Dir. Breslau  
T. A. h. 3.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297358



W. 1/5



# Handbuch der Baukunde.

Herausgegeben von

Systematische und vollständige Zusammenstellung

der

Resultate der Bauwissenschaften mit den zugehörigen  
Hilfswissenschaften.

Veranstaltet

den Herausgebern der Deutschen Bauzeitung und des

Deutschen Bauvereins.



Breslau, im Druck des Verlags von Ernst Töschke.

1. Heft

1871. G. 1871.

BERLIN

Verlagsanstalt von Ernst Töschke.

# Handbuch der Baukunde.

---

Eine  
systematische und vollständige Zusammenstellung  
der  
**Resultate der Bauwissenschaften mit den zugehörigen  
Hilfswissenschaften.**

Veranstaltet  
von  
den Herausgebern der Deutschen Bauzeitung und des  
Deutschen Baukalenders.

Abtheilung III.:  
Baukunde des Ingenieurs

1. Heft.  
**Der Grundbau.**

---

BERLIN,  
Kommissions-Verlag von Ernst Toeche.

# Der Grundbau.

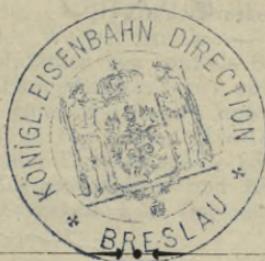
Bearbeitet

von

L. Brennecke

k. preuss. Regierungs-Baumeister.

Mit 683 Illustrationen im Text.



BERLIN,

Kommissions-Verlag von Ernst Toeche.

1887.

Der Grundbau.



11-34854

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

~~11-34854~~

BERLIN

Kommissions-Verlag von Ernst Tornow

1883

# Inhalts-Verzeichniss.

Seiten.

## A. Der Grundbau im allgemeinen.

Seite 1—115.

### I. Hilfsmaschinen und Geräte zum Grundbau.

Seite 1—73.

- a. Wahl der Hilfsmaschinen; Kosten verschiedener Betriebskräfte. 1—2
- b. Maschinen zum Eintreiben von Pfählen . . . . . 2—21
  - α. Rammen: Viermänner-Ramme. — Fallwerk. — Zugrammen. — Kunstrammen. — Wippramme. — Dampf-Kunstrammen. — Dampfrahmen. — Pulverramme.
  - β. Eintreiben von Pfählen mittels Druckwasser.
  - γ. Rammknecht oder Jungfer; Pfahlringe; Pfahlschuhe; Aufpfropfen von Pfählen.
  - δ. Allgemeines über Rammarbeiten. — ε. Wahl der Ramme.
- c. Maschinen für einige Arbeitsleistungen unter Wasser . . . . . 21—35
  - α. Grundsägen: Gerade Säge. — Pendelsäge. — Kreissegment-Säge. — Kreissäge.
  - β. Vorrichtungen zum Ausziehen von Pfählen: Wuchtebaum. — Wagenwinde. — Hydraul. Presse. — Schraubensätze. — Benutzung des Wasserauftriebs. — Dampfkraft.
  - γ. Beseitigung von Grundpfählen usw. mittels Sprengung.
  - δ. Zerstören von Beton-Fangedämmen usw. unter Wasser.
  - ε. Verfahren zum Anschneiden von Zapfen unter Wasser.
  - ζ. Geräte usw. zum Beseitigen von Hindernissen unter Wasser: Steinzange oder Teufelsklaue. — Greifer-Apparat. — Ramm-Meißel. — Zentrum-Bohrer und Röhren-Bohrer. — Vorrichtungen zum Aufheben von Gegenständen aus dem Wasser. — Taucher-Apparate.
- d. Bagger-Apparate . . . . . 35—45
  - α. Sackbagger und Sackbohrer.
  - β. Schraubenbagger.
  - γ. Indische Schaufel.
  - δ. Eimerbagger.
  - ε. Exkavatoren und Greifer-Apparate.
  - ζ. Pumpenbagger.
  - η. Hydraulischer Exkavator.
  - θ. Leslie's Heberfundirung.
  - ι. Reeves pneumat. Exkavator.
  - κ. Pulsometer-Bagger von Neuhaus.
  - λ. Vergleich der beschriebenen Bagger-Apparate.

e. Vorrichtungen zum Wasserheben . . . . .	45--52
<i>α.</i> Wasserschnecke.	
<i>β.</i> Holländische Wasserschraube.	
<i>γ.</i> Ventilpumpen: Kastenpumpe. — Fowler'sche Pumpe. — Wirtschaftspumpe. — Doppelstiefel-Handpumpe. — Schacht- pumpe mit Kunstkreuz.	
<i>δ.</i> Geerts Schlammpumpe.	
<i>ε.</i> Dampfpumpen.	
<i>ζ.</i> Kolbenpumpen ohne Ventile: Latrinenpumpe. — Weyhe's Pumpe.	
<i>η.</i> Zentrifugal-Pumpen: Mit liegender Achse. — Mit stehender Achse (Kreisel).	
<i>θ.</i> Pulsometer.	
<i>ι.</i> Kettenpumpe oder Scheibenkunst.	
<i>κ.</i> Wasserstrahl-Pumpe.	
f. Maschinen und Vorrichtungen zur Herstellung von Mörtel, Beton und Mauerwerk . . . . .	52—73
<i>α.</i> Zerkleinerungs-Maschinen für Rohmaterial: Kollergang. — Quetsch- oder Brechwerk.	
<i>β.</i> Mischmaschinen für Mörtel: Trogwerke. — Kollergänge. — Mörtelmischer nach Art der Thonschneider.	
<i>γ.</i> Mischmaschinen für Beton:	
<i>δ.</i> Versenk-Einrichtungen: Betontrichter. — Betonkasten. — Säcke. — Besondere Schüttungsweisen.	
<i>ε.</i> Kästen und Wagen zum Betontransport.	
<i>γ.</i> Geräte zum Heben und Bewegen schwerer Werk- stücke: Steinklauen oder Wölfe. — Einrichtungen z. Trans- port schwerer Werkstücke. — Allgemeines über Hebewerkzeuge.	

## II. Baugrund und Tiefe der Fundamente.

Seite 73—85.

a. Eigenschaften der verschiedenen Bodenarten . . . . .	73—76
<i>α.</i> Felsboden. — <i>β.</i> Kiesboden. — <i>γ.</i> Sandschichten. — <i>δ.</i> Thon- und Lehmschichten. — <i>ε.</i> Wechselnde Bodenschichtung. — <i>ζ.</i> Besondere Eigenschaften von Lehm-, Thon- und Sandboden. — <i>η.</i> Mutterboden, Schlamm und aufgeschütteter Boden.	
b. Grösse der Tragfähigkeit des Bodens . . . . .	76—81
c. Boden-Untersuchungen . . . . .	81—85
<i>α.</i> Aufgraben (Schürfen). — <i>β.</i> Sondireisen und Bohrer. — <i>γ.</i> Schlagen von Probepfählen. — <i>δ.</i> Probelastungen des Bodens.	

## III. Einschliessung, Abdämmung, Trockenlegung der Baugrube.

Seite 86—99.

a. Bohl-, Spund- und Pfahlwände . . . . .	
b. Umschliessungen aus gusseisernen Platten . . . . .	90
c. Desgleichen aus Wellblech . . . . .	90
d. Fangedämme . . . . .	91—95
e. Geschlossene Umhüllungen aus Eisen oder Holz . . . . .	95—98
f. Allgemeines über Anordnung der Wasser-Bewältigung . . . . .	98—99

## IV. Wahl der Gründungsart mit Rücksicht auf Kosten- sowie Zeit-Erforderniss usw.

99—115

**B. Die wichtigsten Gründungsarten.**

Seite 116—348.

**I. Befestigung schlechten Baugrundes.**

Seite 116—121.

a. Verdichtung des Bodens . . . . .	116
b. Verbreiterung der Fundamente . . . . .	116—121
a. Betonbett. — $\beta$ . Liegender Rost. — $\gamma$ . Umgekehrte Gewölbe. — $\delta$ . Sandschüttung.	

<b>II. Gründungen auf Beton unter Wasser.</b> . . . . .	121—131
---	---------

**III. Pfahlrost und eiserne Pfähle.**

Seite 131—154.

a. Allgemeines . . . . .	131—132
b. Der hohe Pfahlrost . . . . .	132—134
c. Der niedrige Pfahlrost . . . . .	134—137
d. Stellung der Rostpfähle mit Bezug auf Kippgefahr der Bauwerke	137—143
e. Tragfähigkeit von Rostpfählen . . . . .	143—146
f. Schraubpfähle; eiserne Pfähle . . . . .	146—154
a. Hölzerne Pfähle mit Schraubenschuh. — $\beta$ . Eiserne Schraubpfähle (auch Scheibenpfähle, Spitzpfähle und Hohlpfähle ohne Schraube).	

**IV. Senkkasten mit unterm Boden und Schwimmpfeiler.**

Seite 154—159.

a. Allgemeines . . . . .	154—155
b. Boden und Seitenwände hölzerner Senkkasten . . . . .	155—157
c. Seitenwände aus Mauerwerk . . . . .	157—159

**V. Brunnengründung.**

Seite 159—193.

a. Allgemeines . . . . .	159—160
b. Gemauerte Senkbrunnen . . . . .	160—178
a. Brunnenkränze. — $\beta$ . Grundrissform der Brunnen. — $\gamma$ . Ausführung d. Mauerwerks. — $\delta$ . Statische Berechnung d. Brunnenwände.	
c. Eiserne Senkbrunnen . . . . .	178—186
a. Konstruktion im allgemeinen. — $\beta$ . Wandstärken u. Gewichte.	
d. Hölzerne Senkbrunnen . . . . .	186—188
e. Senken der Brunnen . . . . .	188—193

**VI. Luftdruck-Gründung.**

Seite 193—306.

a. Allgemeines . . . . .	193—194
b. Senkkasten . . . . .	194—225
a. Aus Eisen. — $\beta$ . Aus Mauerwerk. — $\gamma$ . Aus Holz.	
c. Vergleich zwischen verschiedenen Arten von Senkkasten . . . . .	225—226
d. Luftschleusen und Förder-Einrichtungen . . . . .	226—255
a. Allgem. Anordnung. — $\beta$ . Stat. Berechnung der Luftschleusen.	
e. Schachtrohre und Schachte . . . . .	255—261
a. Allgemeines. — $\beta$ . Statische Berechnung der Schachtrohre.	
f. Luftpumpen (Luftpresen) und Luftleitung, Kraft- und Luft-Bedarf	261—281
a. Kraft- und Luftbedarf. — $\beta$ . Konstruktion der Luftpresen. — $\gamma$ . Allgemeine Anordnung des Betriebs. — $\delta$ . Rohrleitungen.	
g. Versenkungs-Arbeiten . . . . .	281—295
a. Versenkung auf dem Grund. — $\beta$ . Versenkung in den Boden.	
h. Beleuchtung und Einrichtungen zum Verkehr mit den Arbeitern im Senkkasten . . . . .	295—298
i. Ausfüllung der Senkkasten . . . . .	298—300
k. Sicherungs-Mittel für den Betrieb von Luftdruck-Gründungen . . . . .	300—306

**VII. Gefrier-Gründung.**

Seite 307—320.

- |  |         |
|--|---------|
| a. Ueber Kälte-Erzeugung . . . . .           | 307—309 |
| b. Ausführung der Gefrier-Gründung . . . . . | 310—319 |
| c. Kosten der Gefrier-Gründung . . . . .     | 319—320 |

**VIII. Luftdruck- und Brunnen-Gründung mit andern Gründungsarten vereinigt.**

Seite 321—333.

- |  |         |
|--|---------|
| a. Benutzung verdichteter Luft zur Einleitung einer Gründung in offenem eisernen Fangedamm . . . . . | 322—327 |
| b. Vereinigung der Luftdruck-Gründung mit der Brunnen-Gründung . . . . .                             | 328—330 |
| c. Fortsetzung der Luftdruck-Gründung mittels der Gefrier-Gründung . . . . .                         | 330—332 |
| d. Vereinigung von Luftdruck- und Pfahlrost-Gründung . . . . .                                       | 332     |
| e. Vereinigung der offenen Brunnen-Gründung mit Pfahlrost-Gründung . . . . .                         | 332—333 |

**IX. Einige andere weniger allgemein verwendbare bzw. verbreitete Gründungsarten.**

Seite 333—337.

- |   |         |
|---|---------|
| a. Der Steinkistenbau . . . . .                           | 333—334 |
| b. Einfache Steinschüttung . . . . .                      | 334     |
| c. Vereinigung von Pfahlrost und Steinschüttung . . . . . | 335     |
| d. „ „ Steinschüttung mit Luftdruck-Gründung . . . . .    | 336     |
| e. Gründung mit künstlichen Blöcken . . . . .             | 336     |
| f. „ „ mittels Schacht-Abteufung . . . . .                | 337     |
| g. Versteinerungs-Gründung . . . . .                      | 337     |

**X. Schutz der Fundam. gegen Unterspülung und Nässe; Vorkehrungen zum gleichmässigen Setzen usw.**

Seite 337—348.

- |  |         |
|--|---------|
| a. Schutzmittel gegen Unterspülungen . . . . .                 | 337—340 |
| b. Schutz gegen Aufweichen des Baugrundes . . . . .            | 340     |
| c. „ „ Feuchtigkeit . . . . .                                  | 340—342 |
| d. Einheitlichkeit der Gründungsweise eines Bauwerks . . . . . | 342—343 |
| e. Gleichmässigkeit des Setzens . . . . .                      | 343—344 |
| f. Gründungen auf wandelbarem Boden (Grubenterrain) . . . . .  | 344—348 |

# I. DER GRUNDBAU.

Bearbeitet von **L. Brennecke**, Ingenieur, beschäftigt in der Kaiserl. Admiralität  
in Berlin.

## Litteratur.

Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften; Bd. I. 2. Aufl. Leipzig 1885. Engelmann. — L. Klasen.  
Handbuch der Fundirungs-Methoden; Leipzig 1879. Baumgärtner. — Hagen. Handbuch der  
Wasserbaukunst; 1. Th., Berlin. — Deutsches Bauhandbuch; Bd. III, Berlin.

## A. Der Grundbau im allgemeinen.

### I. Hilfsmaschinen und Geräte zum Grundbau.

#### a. Wahl der Hilfsmaschinen. Kosten verschiedener Betriebskräfte.

Wenn man für die Wahl der Hilfsmaschinen freie Hand hat, empfiehlt es sich, auf möglichst dauerhafte und einfache Konstruktionsweise neben einfacher Art und Weise der Arbeitsleistung zu achten. Dies ist um so nothwendiger, je weiter entfernt die Baustelle von Orten liegt, in denen Gelegenheit geboten ist, grössere Reparaturen vornehmen zu lassen. — Werden die Bauten in Regie ausgeführt, so ist stets zu bedenken, dass selten eine geschulte Truppe zur Verfügung sein wird, dass man solche vielmehr erst selbst einüben muss, und dass hierzu um so mehr Zeit erfordert wird, je schwieriger die Bedienung der Hilfsmaschinen ist. Mit den einfachsten Einrichtungen, die nicht leicht den Dienst versagen, oder deren Ausbesserung jeder Zimmermann oder jeder Schmied mit einer Feldschmiede auszuführen vermag, wird man daher häufig bessere Erfolge erzielen, als mit sinnreichen Maschinen, die, von ungeschickten Händen zerstört, leicht die ganze Arbeits-Ausführung zum Stillstande bringen. Anders ist die Sachlage für Bauunternehmer, die mit ihrer geschulten Arbeitertruppe von einer Baustelle zu andern ziehen, und die auch in der Wahl der Apparate sich frei bewegen können. —

Ueber die Kosten von Betriebskräften seien nach einer vom Verbands deutsch. Archit.- u. Ingen.-Vereine 1883 veröffentlichten „Denkschrift über die bessere Ausnutzung des Wassers und die Verhütung von Wasserschäden“ und nach einem vom Prof. Frauenholz-München veröffentlichten Kommentar dazu folgende speziellen Angaben mitgetheilt.<sup>1)</sup>

Es betragen die Durchschnitts-Kosten für 1 Stunde und Pfdkr.:

Arbeit des Menschen . . . . .	200	Pf. u. mehr
„ eines Pferdes am Göpel . . . . .	45	„ „ „
Dampfkraft, und zwar bei Verwendung einer 100pferd. Maschine . . . . .	7,6	„ „ „
desgl. bei einer 2pferd. Maschine . . . . .	44,3	„ „ „
„ „ „ 2pferd. kalorisch. Maschine . . . . .	26,5	„ „ „
„ eines 2pferd. Gasmotors . . . . .	26,4	„ „ „

Die Angaben für kleine Dampfmaschinen erscheinen hier zu hoch gegriffen, da beispw. über die gefahrlosen Dampfmaschinen von O. Lilienthal in Berlin<sup>2)</sup> bekannt ist, dass dieselben bei weniger Wartung als gewöhnliche Lokomobilen nur etwa 0,05 hl Koke für 1 Stunde und Pfdkr. bedürfen wenn sie voll arbeiten.

Wasserkräfte im grossen stellen sich unter günstigen Verhältnissen

<sup>1)</sup> „Zur Frage der bessern Benutzung des Wassers und der Wasserkräfte.“ München 1883, Riedel.

<sup>2)</sup> Diese Maschinen werden in den umstehend aufgeführten 4 Grössen hergestellt:

und bei geschickter Verwendung, wenn während der Nacht die überschüssige Kraft nicht vergeudet, sondern aufgespeichert, oder sonst verwendet wird, auf nur 3,5 Pfg. f. 1 Std. und Pfdkr. In München und Augsburg belaufen sich die jährlichen Auslagen einschl. Tilgung des Anlagekapitals für 1 Pfdkr. auf nur 150 M., bei 300 Arbeitstagen zu je 10 Stunden, für 1 Std. also auf 5 Pf.

Ähnliche Preise bestehen auch anderweitig, bezw. können dieselben erzielt werden. So wird in Schaffhausen bei grössern Wasserkräften 125 Frc. und bei kleinern 150 Frc. als Jahresmiete für 1 Pfdkr. gezahlt, in Frankreich 200 bis 300 Frc. In Italien werden, falls das Betriebswasser in die Bewässerungs-Kanäle zurückgehen kann, für 1 Pfdkr. und Jahr bis herab zu 4 Frc. und am Kanal Cavour bei längerer Konzessionsdauer 60 Frc. gezahlt.

Betriebswasser aus Trinkwasser-Leitungen wird meistentheils zu theuer sein. In Zürich beträgt der Preis 40 Pf. f. 1 Std. und Pfdkr., in Karlsruhe sogar 95 Pf. Dagegen liefert die Stadt Genua zur Zeit Wasser zum Betriebe von kleinen Kraftmaschinen unter einem mittlern Drucke von 4,5 Atm. zum Preise von 4 Pf. f. 1 cbm, d. i. für 1 Std. und Pfdkr. 24 Pf.

Dass der Werth von solchen Zahlenangaben, (denen noch viele andere würden hinzugefügt werden können) in bestimmten Fällen meist ein geringer sein wird, liegt auf der Hand. Wie sehr die Beschaffenheit des Einzelfalles mit-spricht und sie das Bild zu verändern vermag, ergeben u. a. Mittheilungen von Kaemp in der Deutsch. Bauzeitg. 1880 und von Zuppinger in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ingen. 1880, auf die hier verwiesen wird.

Im allgemeinen ist man bei Gründungsarbeiten auf die Verwendung der Menschen-, Pferde- und Dampfkraft angewiesen, weil diese die Vorzüge besitzen, überall leicht beschaffbar zu sein und nur verhältnissmässig einfache Arbeitsgeräthe zu erfordern. In Gebirgsgegenden wird man aber häufig in der Lage sein, die natürliche Wasserkraft benutzen zu können und dann bei längern Betriebe bedeutende Ersparnisse erzielen.

## b. Maschinen zum Einschlagen von Pfählen.

### a. Rammen.

#### 1. Viermänner-Ramme.

Dieselbe wird zum Eintreiben leichter Spund- und Stülpwände benutzt. Gewöhnlich aus Eichenholz angefertigt, ist sie oben und unten durch warm aufgezoogene Eisenringe gebunden, und enthält zum Anfassen 4 Bügel. Letzere müssen lang sein, damit sie beim Sinken der Bohlen an einer höhern Stelle anfassbar sind. Zu diesem Zwecke verlängert man auch wohl die Handgriffe nach oben über die Ramme hinaus, oder richtet sie so ein, dass eine Drehung nach oben nur um den obern Befestigungspunkt möglich ist. Gewicht der Ramme etwa 50 kg.

#### 2. Fallwerk.

Ein einfaches, leicht zu versetzendes Dreibein, welches oben eine Rolle trägt, über die das Rammtau läuft. Da die Läuferrolle fehlt, kann der Klotz (Bär) während des Herabfallens von einem Arbeiter nach jedem Schlage auf eine andere Stelle geleitet werden, wovon z. B. beim Feststampfen von Schotter oder Beton Verwendung gemacht wird. Statt der 3beinigen Rüstung wird eine jochförmige, fahrbare Rüstung in dem Falle benutzt, dass das Fallwerk zum Einschlagen von kurzen Spundbohlen in lang gestreckter Baugrube dient. Gewicht des Bären für jeden Mann am Rammtau 12 bis 15 kg.

Fig. 1.

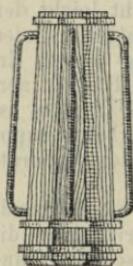


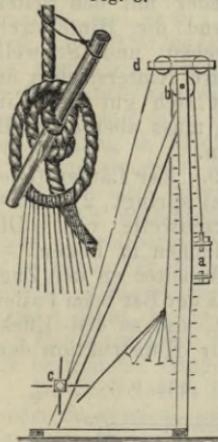
Fig. 2.



Leistung in Pfdkr.			2	3	5	8
Preis der vollst. Maschine, des Dampferzeugers, Kondensators u. s. w.	M.	1850	2280	3060	4120	
Gewicht der vollst. Maschine	kg	630	950	1230	1815	
Schwungrad- { Durchmesser } { Breite }	mm	660	760	860	1000	
	mm	80	90	2×105	2×150	

Leider werden diese Maschinen u. W. noch nicht in lokomobiler Form (mit Rädern) angefertigt; sie sind jedoch auch ohnedem leicht fortzuschaffen.

Fig. 3.



3. Zugrammen.

Die Formen sind wechselnd; immer aber wird der Bär durch Menschenkraft unmittelbar gehoben und nimmt beim Herabfallen das Rammtau mit sich. Das Rammtau geht über eine Rolle *b*, die am oberen Theile der „Läuferruthe“ angebracht ist, Fig. 3. Nahe dem losen Ende des Rammtaues (dem Schwanzende) sitzt das sogen. Kranztau, etwa 5 m hoch über dem Bohlenbelag der „Rammstube“, auf dem die Arbeiter ihren Standpunkt haben. Das Kranztau wird in der Weise befestigt, dass es über ein Querholz gelegt wird, welches in einem Knoten des Schwanzendes steckt. An dem Kranztau sind die einzelnen Rammstränge befestigt, die am untern Ende je einen Handgriff (Knebel) aus Holz erhalten. Die Rammstränge werden nach tieferm Eindringen des Pfahls verlängert, wozu sie in bedeutender Länge auf die Knebel gewickelt sind. Das überschüssige lose Ende des Rammtaues, den Schwanz, hält während des Rammens der „Schwanzmeister“, der damit den „Takt“ angiebt.

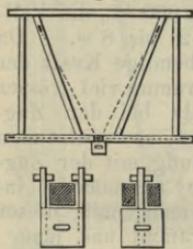
Das Heranholen und Aufziehen der Pfähle geschieht mittels eines Haspels an einem Pfahltau, welches über 2 Rollen *d* geht. Diese sitzen an einem Querholz, dem sogen. „Trietzkopf“, welches zuweilen auf der Läuferruthe drehbar angebracht ist. Der Bär, von 150 bis zu 600 kg schwer, ist bei kleinerm Gewicht oft ein mit Eisen stark beschlagener Eichenholz-Klotz, bei grösserm aus Gussisen. Der Arbeiter zieht bei kleinem Gewicht 15 kg, bei grösserm weniger, bei 600 kg höchstens noch 12 kg. Man wähle etwa nach folgender Tabelle:

Anzahl der Arb.	Gew. d. Bärs.
13	200 kg
20	300 "
28	400 "
38	500 "
50	600 "

Alle 2 1/2 Sek. etwa erfolgt ein Schlag des Bärs und nach 20 bis 30 Schlägen (einer sogen. Hitze) erfolgt eine Pause von mindestens 2 Min., so dass auf 10-stündige Tagesarbeit, einschl. 3 Stunden für Nebenarbeiten (Stellen und Richten der Pfähle, Versetzen der Ramme), höchstens 160 Hitzten kommen. Da der Hub etwa 1,0 bis 1,5 m beträgt, so stellt sich die Tagesleistung für 1 Arbeiter auf höchstens 77 000 bis 80 000 mkg bei kleinem, und auf nur 58 000 bis 60 000 mkg bei grossem Bärgewicht.

Der Arbeiter kann die Wirkung des Schlages sehr stark dadurch beträchtigen, dass er sich durch den Bär etwas anheben lässt. Ein Kennzeichen dafür ist, dass der betr. Rammstrang, auch wenn der Bär fällt, straff bleibt.

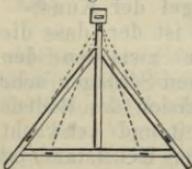
Fig. 4.



Um die schwierige Kontrolle zu erleichtern, verberge man die Arbeiten ohne beschränkende Bedingungen in Bezug auf die Zusammensetzung der Truppe in Akkord. Damit man bei der Akkordarbeit vor betrügerischer Verkürzung der Pfähle gesichert sei, müssen diese etwa 0,5 m vom obern (Stammende) mit einem Zeichen gebrannt werden.

Die Rammstube muss für den Arbeiter etwa 0,5 qm Fläche enthalten. Man bildet sie theils 4eckig, mit einfacher oder geschlitzter Läuferruthe oder „Mäkler“, Fig. 3. Die einfache Läuferruthe wird vom Bär mit 2 Paaren von Armen umfasst; bei doppelter greifen oberer und unterer Arm durch den Schlitz der Ruthe.

Fig. 5.



Bei sogen. Eck- oder Winkelrammen wird die Rammstube 3eckig gebildet, Fig. 4, 5. Liegt der Punkt an dem der Bär aufschlagen soll tief, so wählt man den Grundriss wie in Fig. 5 und es wird der Bär dann zwischen den Läuferruthen geführt, Fig. 6 und 7, zwischen denen auch der Pfahl steht. So eingerichtet heisst die Ramme Scherenramme.

Rammen mit 3eckiger Stube eignen sich gut für die Ecken enger Baugruben, haben aber wenig Standsicherheit; man muss durch Anbringen von Kopftauen, die am Trietzkopf angreifen, zu Hilfe kommen.

Die Stützenramme, Fig. 8. Der Läufer ist entweder mit den Seitenstreben und der Vorderschwelle fest verbunden, während die Hinterstrebe verstellbar ist, oder Seitenstreben und Schwelle fehlen und es sind 2 verstellbare Hinterstreben angeordnet. Diese Ramme eignet sich gut zum Einschlagen von schrägen Pfählen, muss aber ebenfalls durch Kopftaue gehalten werden.

Die Pionirramme, Fig. 9. Der Läufer (oder die schräg zu stellende Schere) springt 2 bis 3 m gegen die unterstützende Querschwelle vor. Die Ramme eignet sich gut zum Rammen in Ecken.

Die geringe Leistung der Arbeiter an den Zugrammen, sowie der Umstand, dass der Bär beim Fallen das schwere Rammtau mitreisst, und so den Effekt noch mehr verringert, führte zur Konstruktion der:

Fig. 6.

Fig. 7.

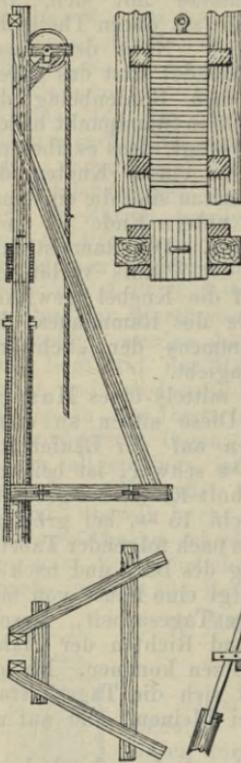


Fig. 8.

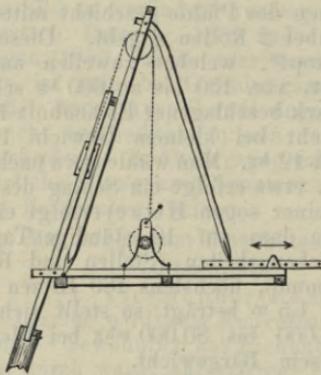


Fig. 9.

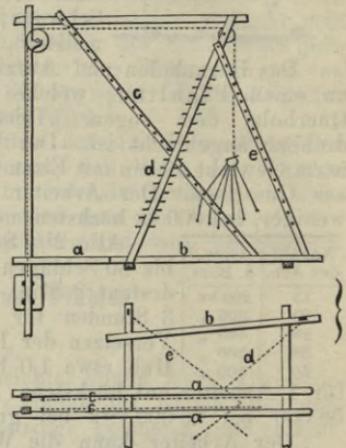


Fig. 10.

Fig. 12.

Fig. 13.

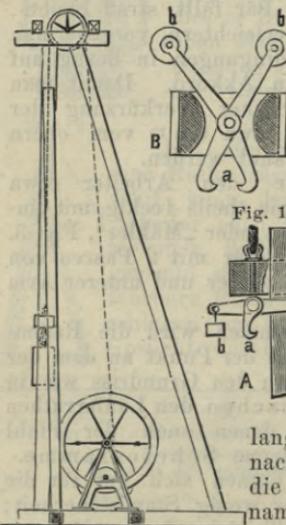
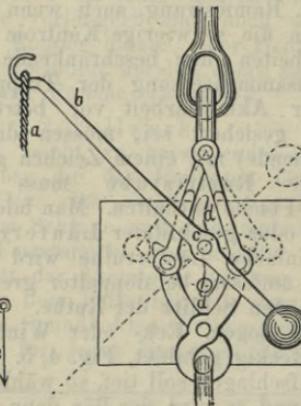
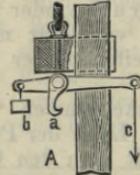


Fig. 11.



#### 4. Kunstramme, Fig. 10, 11, 12, 13.

Das Bärge­wicht ist 600 bis 800 kg, die Fall­höhe 2 bis 8 m. Da die lebendige Kraft der Kunstramme viel grösser ist, als bei den Zugrammen, so benutzt man sie häufig mit der Zugramme zusammen, indem man mit dieser vorrammt und jene nachfolgen lässt.<sup>1)</sup> Ein Mangel der Kunstramme ist der, dass die Pausen zwischen den einzelnen Schlägen sehr

lang sind. Es tritt dadurch die Adhäsion des Bodens nach jedem Schläge in volle Wirksamkeit und schwächt die Schlagwirkung bedeutend ab. Dieser Uebelstand ist namentlich bei Trieb­sand von Bedeutung.

Die Geschwindigkeit, beim Aufwinden des Bärs ergibt

<sup>1)</sup> Indessen ist bei grossem Bärge­wicht (von 800 kg an) Vorsicht in der Hubhöhe notwendig, damit nicht die Pfähle abgeschlagen werden, wie das z. B. bei dem Bau des Neisse-Viadukts zu Görlitz sich ereignete, als man sehr gute kiehlene Rundpfähle, die mit der Zugramme eingetrieben waren, probeweise mit einer Kunstramme von 850 kg Bärge­w. u. 7,6 m Zughöhe nachrammte.

sich aus dem Gewicht von Bär und Schnepfer (auch Krebs oder Katze genannt) und dem Umsetzungs-Verhältnisse der Winde und deren Wirkungsgrad ( $\eta = 0,80$  bis  $0,85$ ). Für die Winde folgt das Umsetzungs-Verhältniss aus dem eben genannten Gewicht und der Kraft, welche die Arbeiter dauernd an den Kurbeln ausüben können. Da bei jedem Fall des Bärs eine kleine Pause eintritt, kann man den Arbeiter mit  $14\text{--}16$  kg Kraft wirken lassen, so dass die Leistung in 1 Sek. bei  $0,8^m$  Geschw.  $11\text{--}12^{mkg}$  beträgt.

Der Schnepfer hat entweder die Einrichtung Fig. 11, wobei er durch das Gewicht  $b$  ein-, durch die Zugschnur  $c$  ausgerückt wird. Oder derselbe ist, wie in Fig. 12, scherenförmig gebildet, wobei die Rollen  $b, b$  durch Anstossen an einen verstellbaren Knaggen das Öffnen der Schere bewirken. Oder endlich, er ist wie in Fig. 13 gestaltet, wobei das Auslösen ebenfalls durch eine Zugschnur  $a$  bewirkt wird, welche den langen Hebelarm  $b$  der im Bär angebrachten Daumenwelle  $c$  dreht, wobei die Daumen  $d$  die Zange öffnen.

Die Zugschnur im 1. und 3. Falle wird entweder von Hand gezogen oder mit bestimmter Länge irgendwie an der Rammstube fest gelegt.

Da nach jedem Fall des Bärs die Schere niedergehen muss, um jenen von neuem zu greifen, so ist ein Gewicht der Schere erforderlich, gross genug, um die Kette mit sich zu ziehen und dabei die Winde rückwärts zu drehen. Damit hierbei nicht das ganze Vorgelege mitzulaufen braucht, wird die Trommel auf ihrer Welle drehbar angebracht und mit der Welle durch eine schnell lösbare Kuppelung verbunden. Die Winde muss auf der Trommelwelle eine Bremse erhalten und mit der Rammstube fest verbolzt sein.

Fig. 14.

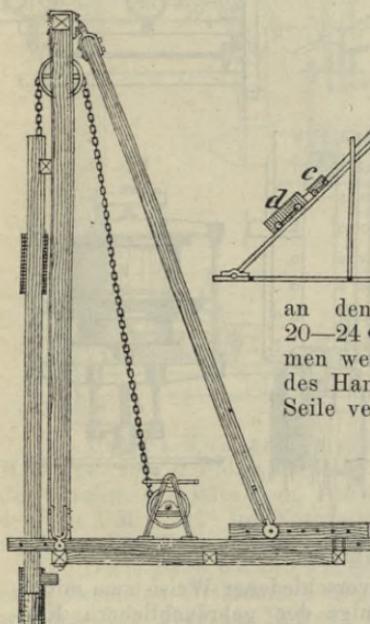


Fig. 15.

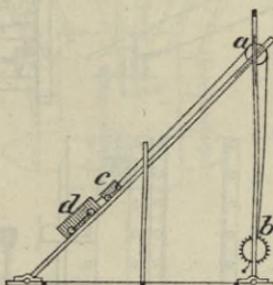


Fig. 14 zeigt eine Kunstramme zum Schlagen von Schrägpfählen mit verstellbarer Hinterstrebe.

Ist die Neigung der Pfähle sehr gross, so unterstützt man die Läufer- ruthe in der Mitte, Fig. 15, um ein zu starkes Durchbiegen derselben zu verhindern; Bär und Schere laufen auf Rollen, um sowohl den Widerstand beim Aufziehen zu vermindern, als auch eine zu grosse Schwächung des Schlages durch die gleitende Reibung zu vermeiden.

Der Durchmesser  $D$  der Rollen an den Läufer- ruthe soll für Ketten nicht unter  $20\text{--}24^d$  und für Hanfseile nicht unter  $7\text{--}8^d$  genommen werden, unter  $d$  die Stärke des Ketteneisens, bezw. des Hanfseils verstanden. Ueber die Berechnung der Seile vergl. S. 615 in Bd. I. (Hilfswissenschaften).

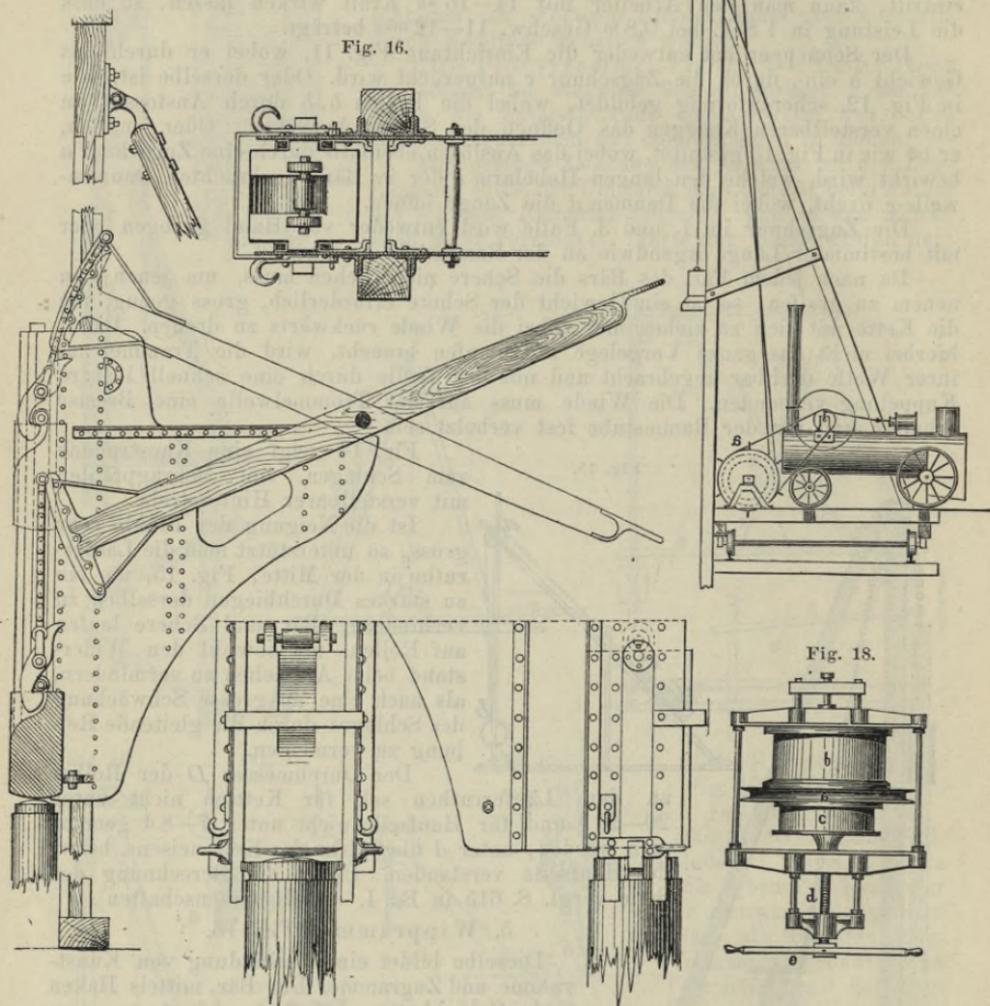
### 5. Wippramme, Fig. 16.

Dieselbe bildet eine Verbindung von Kunstramme und Zugramme. Der Bär, mittels Haken und Gelenkketten befestigt, hängt an dem einen Ende eines Hebels, an dessen andern Ende die Arbeiter mittels der Rammstränge ziehen. Ist der Bär entsprechend gehoben, so kantet der Haken, jener löst aus und fällt frei zwischen Führungen herab. Dasjenige Hebelende, an

welchem der Bär hängt, ist schwerer, als das andere, so dass es sich selbstthätig senkt; dabei wird auch der Bär selbstthätig wieder eingehakt. Die Fallhöhe ist höchstens  $1,6^m$ .

Der Vorzug der Wippramme gegenüber den gewöhnlichen Zugrammen besteht: 1. in grösserm Hub; 2. in der Möglichkeit der Anwendung einer vergrösserten Zahl von Arbeitern, die zudem in günstigerer Stellung arbeiten; 3. darin, dass eine nicht unbeträchtliche Last ruhend auf den Pfahl wirkt, und 4. dass der Pfahl sehr sicher geführt ist. Die Wippramme soll in der That

34% billiger arbeiten als die Zugramme. Kunstrammen liefern allerdings gegenüber den Zugrammen oft eine noch grössere Ersparniss; die Wippramme ist diesen aber darin überlegen, dass die Schläge einer Hitze schnell aufeinander folgen. Sie wird also besonders beim Schlagen von Pfählen in Triebssand günstig sein.



### 6. Dampf-Kunstrammen.

In neuerer Zeit ist die Dampfkraft in sehr verschiedener Weise zum mittelbaren Heben des Bärs benutzt worden. Nur einige der gebräuchlichern Konstruktionen seien hier vorgeführt.

a. Schwartzkopff'sche Kunstramme, Fig. 17, 18. Sie hat auf einer Welle 2 lose Trommeln, eine, *c*, zum Heben der Pfähle, die andere, *b*, zum Heben des Bärs bestimmt. Beide Trommeln sind durch eine Reibungs-Kuppelung mit der Dampfmaschine in Verbindung zu setzen.

Zum Rammen wird die Betriebsscheibe *a* gegen die Trommel *b* gedrückt, indem man mit dem Handrad *e* die Schraube *d* anzieht. Löst man die Schraube so fällt der Bär, wobei er das Tau von der — nun lose gewordenen — Trommel *b* wieder abwickelt. Die Bewegung der ziemlich bedeutenden toten

Last des Taues durch den fallenden Bär ist ein Mangel der Konstruktion. Die Maschine hat 12 Pfdkr., der Bär 600 kg Gewicht.

β. Rammapparat von Graul, Fig. 19. Derselbe ist so eingerichtet, dass man mit einer Lokomobile mehrre Zugrammen, entweder für sich oder zugleich betreiben kann. Er verwirklicht sonach nur eine Vervielfältigung der Leistung in einfachster Form. Auf der Plattform der Ramme steht eine Winde mit loser Trommel, die durch eine Reibungs-Kuppelung mit der auf derselben Welle festgekeilten Betriebsscheibe in Verbindung zu setzen ist. Letztere erhält ihre Bewegung durch ein Seil. Will man mehrere Rammen gleichzeitig bedienen, so schaltet man zwischen Lokomobile und Rammen eine Vorgelegswelle *c* ein, an die jede einzelne Ramme mittels einer eigenen Seil-Transmission anzuschliessen ist. Mit 3 Rammen von 410 kg Bärgewicht und 3<sup>m</sup> Hub wurden in Dresden von einer 6pfd. Lokomobile 459 Pfähle von 3–5<sup>m</sup> Länge und 1634 Pfähle von 4<sup>m</sup> Länge in Tiefen zwischen 1,2 und 2,2<sup>m</sup> innerhalb 32 Tagen in Gerölleboden eingetrieben.

Fig. 19.

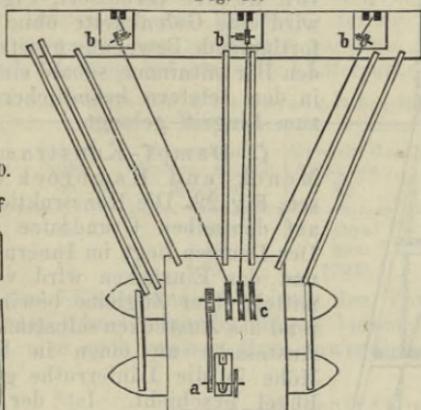


Fig. 20.

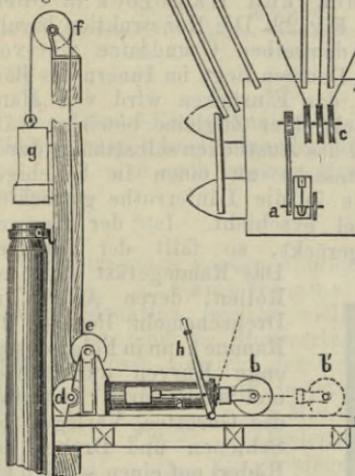
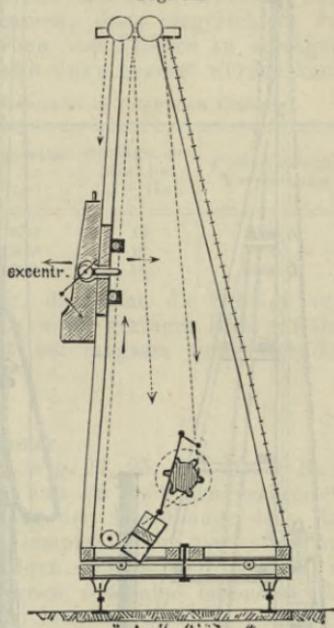


Fig. 21.



γ. Dampf-Kunstramme von Schramm<sup>1)</sup>. Dieselbe hat eine kleine Maschine von 2 Pfdkr., welche 250 Umdrehungen in 1 Min. macht, während die Geschw. des Bärs beim Aufwinden 0,3<sup>m</sup> beträgt und die Zahl der Schläge 4–5 in 1 Min. ist. Im Nothfalle kann die Winde auch durch Arbeiter gedreht werden. Das Bärgewicht beträgt 750 kg.

δ. Dampf-Kunstramme ohne Winde, Fig. 20. Die Kolbenstange eines liegenden Zylinders *a* trägt eine Rolle *b*, über die das Rammtau läuft, welches auch über die Rollen *e* und *f* (oben am Läufer) zum Bär *g*, und andererseits über die Rolle *d* (unten am Läufer) zum Pfahlringe geht. So ist es erreicht, dass die Seillänge beim Einsinken des Pfahls stets dieselbe bleibt. Der Hub des Bärs ist = dem doppelten Kolbenhub, also = 2mal dem Abstände *b b'*, indem *b'* die äusserste Stellung der Rolle *b* anzeigt. Der Bär muss beim Fall nicht nur das Tau heben, sondern auch die lose Rolle *b* sammt Kolbenstange und Kolben in die andere Endlage zurück ziehen; dadurch wird die Wirkung der Ramme erheblich geschwächt.

<sup>1)</sup> Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1878, S. 27.

Diesen Mangel hat J. Chretien in Paris dadurch zu vermeiden gesucht, dass er den Bär, wie bei der Kunstramme mit Handbetrieb, durch einen Frosch oder eine Schere greifen und heben lässt. Der Zylinder ist senkrecht angeordnet und zwar in der Weise, dass die Kolbenstange nach oben austritt; auch hier beschreibt der Bär den doppelten Weg des Kolbens. Der Maschinist begrenzt den Hub, indem er durch einen Steuerhebel die Dampfzuströmung abschneidet. Der Bär sinkt alsdann ein kleines Stückchen mit dem Frosch zusammen nach unten, wird ausgelöst und fällt frei herab, während der Frosch langsamer nachfolgt, um den Bär von neuem zu greifen. Kolben und Kolbenstange sinken beim Leergange durch ihr Eigengewicht. Die Ramme macht 12 bis 20 Schläge in 1 Min.; sie ist der vorher beschriebenen um so mehr entschieden vorzuziehen, als sie auch zum Schlagen von Schrägpfählen bis  $\frac{1}{10}$  Neigung benutzt werden kann.

Fig. 22.

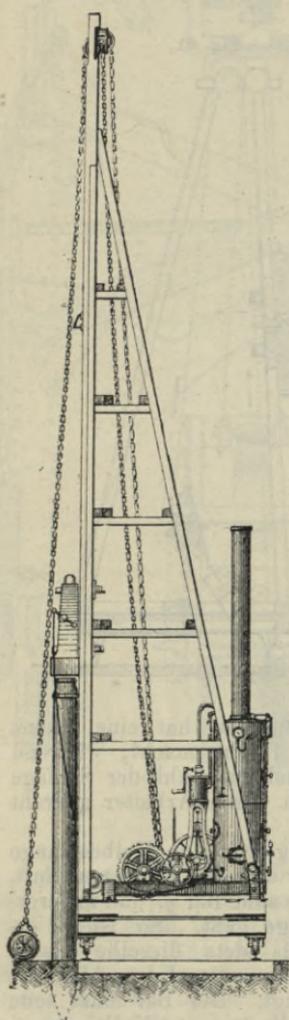
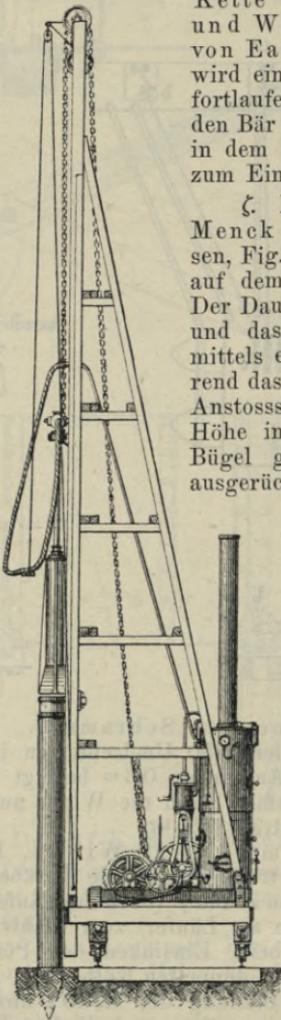


Fig. 23.



ε. Dampf-Kunstramme mit Kette ohne Ende, von Sisson und White zuerst gebaut und später von Eassie verbessert, Fig. 21. Es wird eine Gelenkkette ohne Ende in fortlaufende Bewegung gesetzt, welche den Bär mitnimmt, sobald ein an, oder in dem letztern befindlicher Daumen zum Eingriff gelangt.

ζ. Dampf-Kunstramme von Menck und Hambrock in Otten- sen, Fig. 22. Die Konstruktion beruht auf demselben Grundsatz wie vor. Der Daumen liegt im Innern des Bärs und das Einrücken wird von Hand mittels einer Zugleine bewirkt, während das Ausrücken selbstthätig durch Anstossen an einen in beliebiger Höhe in die Läuferrolle gesteckten Bügel geschieht. Ist der Daumen ausgerückt, so fällt der Bär frei.

Das Rammergestell steht auf Rollen, deren Achsen in Drehschemeln liegen; die Ramme kann in Folge dessen enge Kurven durchfahren und auch durch Aufkeilen des Gerüsts, Verlegen der Schienen und Drehen der Räder, auf einen seitlich abgehenden Schienenstrang gebracht werden.

Auf dem eigentlichen Wagen ruht ein zweiter Rahm, der das Gerüst trägt und der mittels Rollen und Zapfen drehbar ist, damit die Ramme nach jeder Richtung hin arbeiten kann. Um auch Schrägpfähle schlagen zu können, ist das Gerüst mit dem Fuss durch Scharniere verbunden und kann durch

eine Schraube in verschiedene Neigungen gebracht werden. Die Maschine ist auch dazu eingerichtet, die Ramme bei grössern Versetzungen auf Schienen fortzubewegen.

Um heftige Stöße beim Einrücken des Daumens in die Kette zu vermeiden

ist die Dampfmaschine mit der Kettenscheibe durch eine Reibungs-Kuppelung verbunden, wie eine ähnliche Einrichtung übrigens bei allen Dampf-Kunstrammen zwischen der Dampfmaschine und der Winde eingeschaltet werden muss.

Bei neuen Rammen wird sich anfangs die Kette etwas strecken; man muss deshalb die Spannvorrichtungen zeitig nachziehen, weil anders das Eingreifen des Daumens und das Ausrücken unsicher wird. Indessen hört dieser geringe Uebelstand sehr bald auf.

Bei einer andern Konstruktion von Menck & Hambroek, Fig. 23, sind die Läufer Ruthen tiefer als die Plattform der Rammstube hinab geführt, die Läuferstreben ebenfalls drehbar angebracht, so dass die Ramme Schrägpfähle mit der Neigung 1:6 einzuschlagen vermag. Das Gerüst hat doppelte Läufer Ruthen, die mit  Eisen armirt sind; die Kette ist eine gewöhnliche Gliederkette. Da die Achsen der Laufräder auch in horizontalem Sinne drehbar sind, kann die Ramme auf ihrem Standorte gedreht werden.

Ausser in den beschriebenen Konstruktionen liefert der Fabrikant die Rammen noch mit einigen weitern Abänderungen für besondere Zwecke: ohne Räder zur Aufstellung auf Prähmen, ferner Rammen, dazu eingerichtet, von einem Schienengleis aus mehrere parallele Reihen von Pfählen zu schlagen, endlich auch Rammen, bei denen die Läufer Ruthen nach vorn geneigt werden kann.

Die Fabrik von Menck & Hambroek liefert ihre Rammen in folgenden Grössen:

Pfdkr.	Gerüst- höhe m	Fussrahmen- Grösse, Seiten- länge m	Gewicht der Ramme kg	Bärggewicht kg	Schläge pro Min. bei 1,5 m Hub	Preis (ausschl. Verpackung)
3	12	2,15	4500	850	10	5000 M.
5	15	2,45	7500	1200	12	7000 „
8	18	2,75	10000	1600	14	9000 „

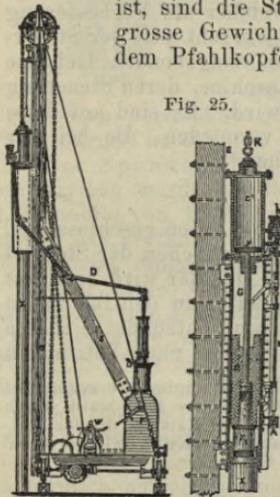
Die Dampf-Kunstrammen besitzen den Vorzug, dass man die Schläge verhältnissmässig schnell einander folgen lassen kann wenn geringer Hub gewählt wird, dass also auch grosser Hub anwendbar ist bei langsam sich folgenden Schlägen.

## 7. Dampfrahmen.

Dampfrahmen wirken ähnlich wie Dampfhammer.

Fig. 24. *a.* Dampfrahmen von Nasmyth, Fig. 24, 25. Bei dieser Konstruktion, welche vielleicht die älteste und am weitesten verbreitete ist, sind die Stossverluste gering, vermöge der Anordnung, dass das grosse Gewicht des Gehäuses für den Dampfzylinder usw. stets auf dem Pfahlkopfe lastet. Die Schläge folgen sich schnell (60—80 in 1 Min.); die Rahmen eignen sich also besonders für

Fig. 25.

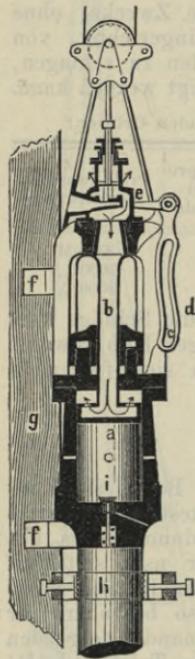


Bodenarten, in denen bei langsam einander folgenden Schlägen der Pfahl sich festsetzt, wie bei Triebsand. Da die Rahmen sehr schwer und ziemlich kompliziert sind, macht das Versetzen Schwierigkeiten, namentlich wenn damit Richtungsänderungen verbunden sind. Daher wird der Gebrauch der Ramme erst ökonomisch sein bei einer ziemlich grossen Anzahl von Pfählen, oder, bei kleinerer Anzahl, wenn die Pfähle in lang gestreckter Reihe angeordnet sind, wie etwa unter Kaimauern. Die Schwierigkeiten des Versetzens kommen aber auch da ziemlich in Wegfall, wo es möglich ist, die Aufstellung auf einen schwimmenden Körper (Prahm usw.) zu bewirken. Im übrigen wird die Fortbewegung der Ramme durch die Maschine mit bewirkt, wie desgl. das Heranholen und Aufziehen der Rammfähle. Die Steuerung geschieht durch einen Muschelschieber, den der Druck des Dampfes auf den Steuerkolben stets nach oben schiebt, und den ein Hebel, gegen welchen der Bär in seiner höchsten Stellung stösst, nach unten drückt. Hat der Schieber seine tiefste

Stellung erreicht, so entweicht der Dampf unter dem Kolben ins Freie. Frischdampf kann erst nach erfolgtem Schläge des Bärs, der unmittelbar am untern Ende der Kolbenstange befestigt ist, unter den Kolben treten. Der Dampf wirkt nur zum Heben des Kolbens; das Fallen wird durch die Schwere bewirkt und beschleunigt durch den Druck der gegen Ende des Kolbenhubes im Kolben abgeschlossenen verdichteten Luft<sup>1)</sup>. Die Dampfmaschine erhält 4—6 Pfdkr.

β. Dampfrahmen von Schwartzkopff und von Morrison. Diese unterscheiden sich von den Nasmyth'schen dadurch, dass eine erhöhte Schlagwirkung stattfindet, welche erzielt wird, indem der Dampf nach beendigtem Hube über den Kolben tritt und dort expandirt. Die Wirkung dieser Aenderung bringt indess den Nachtheil mit sich, dass der ohnehin komplizirte Apparat noch komplizirter und daher auch leichter beschädigungsfähig wird.

Fig. 26.



γ. Dampfrahmen von Riggenbach, Fig. 26. Hierin liegt eine Verbesserung der Nasmyth'schen Konstruktion insofern vor, als der Kolben auf dem Pfahlkopfe fest stehend angeordnet und der Zylinder selbst als Bär verwendet ist. Der Dampf tritt durch die hohle Kolbenstange *b* mittels eines Steuerkolbens in den obern Theil des Zylinders und dieser ist in einem Rahm geführt, an dessen oberer Querverbindung die Kolbenstange befestigt ist; der Rahm wird seinerseits durch Knaggen *f* an der Läufertruhe geführt. Die untere Querverbindung des Rahms umfasst ringförmig den Pfahlkopf *h* und wird mit demselben verschraubt; dies ist nothwendig, weil im Zylinder beim Aufsteigen etwas Luft verdichtet wird, die das Fallen beschleunigt. Die Steuerung erfolgt durch den Hebel *de*, dessen senkrechter Arm *d* mit einer Kulissenführung versehen ist, in der ein Knaggen des Zylinders geführt wird, während der wagrechte Arm *e* in Folge der durch die Kulisse erzeugten Schwingung den Steuerkolben regiert.

Das Gewicht der nicht schlagenden Theile ist kleiner und daher auch die Druckwirkung geringer als bei der Nasmyth'schen Ramme; die Steuerungstheile werden auch weniger stark durch Stossen beansprucht.

δ. Dampfrahmen von Lewicki. Dieselbe Anordnung bezüglich des Zylinders und Kolbens wie die Riggenbach'sche zeigt die Konstruktion von Lewicki<sup>2)</sup>, bei welcher als Verbesserung ebenfalls eine sogen. Vorsteuerung angebracht ist. Der Steuerkolben dieser Ramme bildet mit dem umgebenden Gehäuse gleichsam eine eigene kleine Dampfmaschine, deren Steuerung durch den Bär selbstthätig bewegt wird. Es sind auf diese Weise die heftigen Erschütterungen vermieden, die bei der

Nasmyth'schen Ramme so häufige Reparaturen verursachen<sup>3)</sup>.

### 8. Die Pulverramme.

Die Wirkung wird hier dadurch hervor gebracht, dass ein unten geschlossener, oben offener Hohlzylinder, der Mörser oder die Kanone, in welchen der Stempel des Rammbärs passt, auf dem Pfahlkopfe befestigt wird. Der Bär wird zunächst gehoben, dann eine Patrone in den Mörser geworfen, worauf man den Bär fallen lässt. Durch das Aufschlagen des Stempels auf die Patrone entzündet sich die letztere und schleudert den Bär hoch; währenddem wird eine neue Patrone in

<sup>1)</sup> Beim Dirschauer Brückenbau wurde bei 0,89 m Hubhöhe der Dampfzutritt schon bei 0,625 m abgesperrt und der Dampf schon bei 0,64 m ausgelassen. Der weitere Hub ward durch die lebendige Kraft des Kolbens bewirkt. — Näheres über Konstr. dieser Rahmen in der Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1865. — Deutsche Bauzeitg. 1868 u. 1875. — Verh. d. Ver. zur Beförderung d. Gewerhelf. 1848.

<sup>2)</sup> Civil-Ingen. 1875, S. 21.

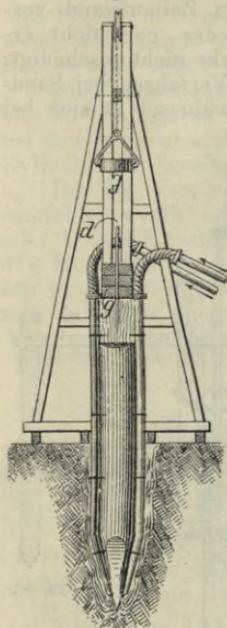
<sup>3)</sup> Bei einer Lewicki'schen Ramme, die bei der Düna-Regulirung arbeitete, war: Zylinder-Durchmesser 298 mm, Hubhöhe 0,62, Dampfspannung 4 Atm., Bärge wicht 1316 kg, Anzahl der Schläge in 1 Min. 55—60.

den Mörser geworfen usw. — Die Urtheile über diese Rammen sind vorwiegend ungünstig; ein günstiger Erfolg ist höchstens bei Rammen in Triebsand zu erwarten. In anderen Bodenarten, namentlich in festem Sande und Kies, arbeitet die Ramme zu theuer. Die Pulverramme wurde früher von Riedinger in Augsburg gebaut.

Wie die Pulverramme sind viele der älteren Konstruktionen der Dampfkunstramme in neuerer Zeit aufgegeben. Verfasser ist der Ansicht, dass von den bis jetzt bekannten nur die mit Kette ohne Ende, sowie diejenigen eine Zukunft haben, bei denen eine kleine Dampfmaschine das Aufwinden des von einem Frosch gehaltenen Bärs bewirkt, letztere namentlich, wenn sie gleichzeitig für Handbetrieb eingerichtet sind.

### β. Eintreiben von Pfählen mittels Druckwasser.

Fig. 27.



Das Verfahren ist zuerst im amerikanischen Sezessionskriege, von J. M. Glean zu dem Zwecke angewendet worden, um die Bai von Mobile durch 3,5—6,5 m tief im Grunde steckende Pfähle vor dem Einlaufen feindlicher Schiffe zu sichern; zur Erzeugung des Druckwassers diente eine Dampf-Feuerspritze. Um das Druckwasser zuzuführen, waren nahe der Spitze 2 eiserne Krampen in den Pfahl geschlagen, durch welche man das 30 mm weite Mundstück des Spritzenschlauchs steckte. Während des Einsinkens der Pfähle wurde das Mundstück mittels Zugs an einer Hanfschnur stets in gleicher Tiefe mit der Pfahlspitze gehalten. Hatte der Pfahl die richtige Tiefe erreicht, so wurde mittels der Schnur das Rohr wieder hoch gezogen. Der Boden bestand aus feinem Sande. Senkungs-Fortschritt 0,3 m in der Sek.<sup>1)</sup>

In ähnlicher Weise ist das Verfahren später mehrfach in Deutschland und anderwärts angewendet worden; und zwar hat man in Städten die Wasserleitung anstatt der Druckpumpe benutzt<sup>2)</sup>.

Es hat sich dabei als vortheilhaft heraus gestellt eine ruhende Belastung auf den Pfahl zu bringen, Fig. 27, oder mit einer leichten Ramme demselben Schläge zu ertheilen, wie auch Rundhölzer zu drehen und zu rütteln. Bei tief einzutreibenden Pfählen wird eine ruhende Belastung unbedingt erforderlich, weil der Druck des eingespritzten Wassers allerdings einerseits die Reibung zwischen Pfahl und Erdreich zum grossen Theil aufhebt, indem das Wasser den Boden verhindert gegen den Pfahl zu drücken, andererseits aber dieser Wasserdruck auch einen bedeutenden Auftrieb erzeugt.

Um Spundbohlen durch Rammen mit Hilfe von Druckwasser einzutreiben wurde bei Borgfeld an der Wümme mit Vortheil eine durch eine Lokomobile von 10 Pfdkr. getriebene Kreiselpumpe benutzt. Die Fig. 28, 29, 30 zeigen das Verfahren dabei. Das runde Druckrohr wurde auf die Fuge zwischen der zuletzt eingespülten und der neu einzuspülenden Bohle gesetzt und hatte nicht nur unten, sondern auch seitlich Oeffnungen. In dieser Stellung reinigte das Wasser die Fuge von Sand, und bewirkte auch, dass der neu einzutreibende Pfahl zur Fuge, als Stelle des geringsten Widerstandes, sich hinzog, so dass ein dichter Schluss zwischen den einzelnen Bohlen erzielt wurde. Das Bärge wicht der Ramme betrug nur 150 kg.

Bei Spundwänden ist die Mithilfe von Rammen oder eine starke Belastung deshalb unbedingt anrathlich, weil, wenn man hier Spülung allein anwenden wollte, dies nur auf Kosten der Dichtigkeit zu erreichen wäre. Man würde es nämlich unterlassen müssen, die Bohlen durch Keile und Ketten stramm an-

<sup>1)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1874, S. 261.

<sup>2)</sup> Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1875. S. 310; 1877. S. 371; 1879. S. 46; 1880. S. 605. — Deutsch. Bauzeitg. 1882. S. 225 u. 612. — Zentralbl. d. Bauverw. 1882, No. 51.

einander zu treiben. Unter Mitwirkung einer Ramme erforderte das Einspülen einer Bohle bis auf 4,5 m Tiefe 20 Min. Zeit, ohne Ramme (aber auch ohne Anziehen durch Keile und Ketten) nur 6½ Min. Eine Ramme nach Sisson und White's Bauart mit 1050 kg Bärge wicht allein angewendet, gebrauchte durchschnittlich einschl. des Umsetzens und Drehens 88 Min.

Waren in diesem besondern Falle auch die Kosten des Einspülens wenig geringer, als diejenigen des Eintreibens mit der Dampf-Kunstramme, so zeigte das Verfahren doch folgende Vortheile: 1. Bedeutende Zeiterparnis. — 2. Es sind auch Spundbohlen verwendbar, die, durch Trocknen rissig geworden, beim Rammen mit schwerem Bär spalten. — 3. Aus demselben Grunde sind auch Bohlen von geringerer Stärke verwendbar. — 4. Spundbohlen, welche ungenau stehen, können, so lange die Pumpe noch arbeitet, sehr leicht wieder ausgezogen werden. Es erforderte dies nur 3 bis 4 Min. Zeit und liess sich mit einer einfachen Brechstange bewirken, während es bei den mit der Ramme geschlagenen Pfählen viel Mühe und 2½ Stunden Zeitaufwand verursachte. — 5. Das umliegende Erdreich wird wenig oder gar nicht erschüttert; es werden also nahe gelegene empfindliche Bauwerke nicht geschädigt.

Die bisherigen Erfahrungen haben gezeigt, dass das Verfahren bei Sand- und Kiesboden mit grossem Vortheil zu verwenden ist, während es sich bei Thon- und Torfboden sehr unvortheilhaft erweist.

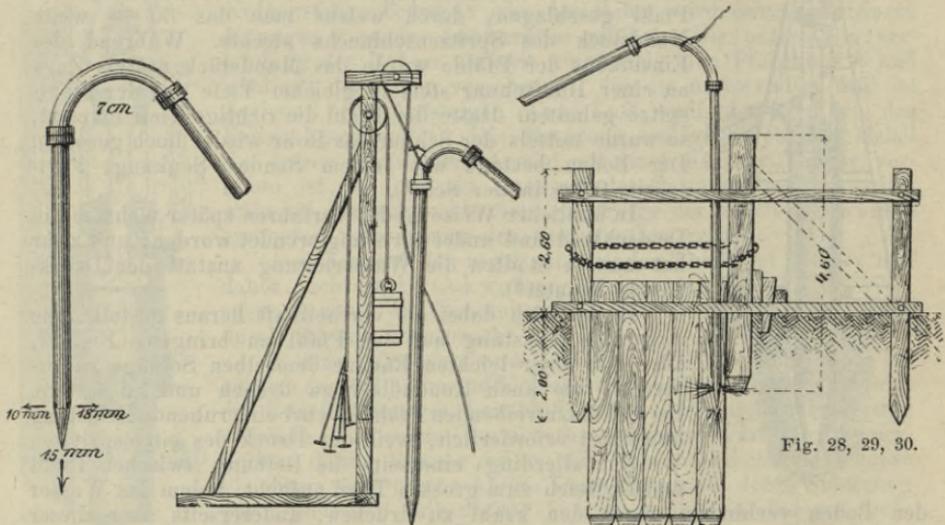


Fig. 28, 29, 30.

Wie bei dem Rammen das Versetzen oft mehr kostet, als die Rammarbeit selbst, so ist beim Einspülen das Auf- und Abbringen der Belastungen zeitraubend und theuer; man hat also hierzu möglichst bequeme Einrichtungen zu treffen. Bei den Hafenanlagen zu Calais wurden mit dem Einspülen von Spundbohlen folgende Erfahrungen gemacht:<sup>1)</sup> Dort hatte man die Spundbohlen anfänglich mit Dampfrahmen eingetrieben und da die Tiefe gering (2,5 m) war, nur 8 cm starke Bohlen verwendet. In dem fest gelagerten Trieb sand zersplitterten aber die Bohlen, infolge dessen man die Stärke derselben allmählich bis auf 15 cm erhöhte.<sup>2)</sup>

Endlich aber nahm man Zuflucht zur Wasserspülung. Man fand, dass nur ein sehr mässiger Wasserdruck erforderlich war, nicht grösser als dass man

<sup>1)</sup> Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1883, S. 7.

<sup>2)</sup> Es ist dies dieselbe Erscheinung, die man in Hamburg bei ähnlichem Boden machte. Die schnellen Schläge der Dampfrahmen verdichteten mit dem Fortschreiten der Rammarbeiten den Boden so stark, dass stets die 3. oder 4. Bohle zersplitterte und ihr Kopfende vollständig zerstört wurde. Man ging darauf zum Gebrauch von Dampf-Kunstrammen mit Kette ohne Ende über, welche sich bei den gegebenen Boden-Verhältnissen den Dampfrahmen überlegen zeigten, weil bei den langsamern Schlägen dem Boden unter der Pfahlspitze mehr Zeit blieb auszuweichen.

denselben durch kleine Gartenspritzen oder Hand-Feuerspritzen erzeugen konnte. Das Einspritzen geschah in folgender Weise: Die mit der Pumpe durch Schläuche verbundenen Blechröhren von 27 bis 35 mm Weite senkte man an beiden Seiten der Bohlen in den Boden, während auf dem Kopfe der Bohle das Gewicht des Rammbärs ruhte. Während die Spritze arbeitete, bewegte man die Blechröhren an der Bohlenfläche auf und ab, auch hin und her. Einzelne Schläge der Dampftramme beschleunigten die Senkung, indem durch sie die Reibung in der Spundung überwunden ward; einzelne stehende Pfähle sanken auch ohne Rammschläge. Man vereinigte 5 bis 6 Bohlen durch Zangen zu etwa 1,7 m breiten Tafeln und trieb diese mit Hilfe der Rammen und der Spülung in 14 Min. 2,5 m tief ein.

Für die Spundwände des Dockhafens, theilweise 7 bis 8 m tief, wurde das Druckwasser aus einem etwa 15 m hoch aufgestelltem Behälter mit einer provisorischen Druckleitung zugeführt, welche in kurzen Abständen mit Hähnen zum Anschluss von Gummischläuchen versehen war. Bei den Spundwänden der Uferwände stellte man auf jeder Dampftramme eine kleine Dampfpumpe auf, die das Druckwasser mit 2 Atm. Spannung lieferte.

Die Dampftramme (Bauart Lacour) hatte 1200 kg schweren Bär und machte bis 30 Schläge in 1 Min. bei kleinem Hub. Bei diesen Rammen bleibt (wie bei den Riggenbach'schen) der Kolben auf dem Pfahlkopf sitzen, während der Zylinder der bewegliche Theil ist.

Da die Vereinigung des Einspülens mit dem Rammen jedenfalls sehr empfehlenswerth ist, so erscheint es anrätlich bei Bestellung neuer Dampf- oder Dampf-Kunstrammen, wenn grosse Rammarbeiten in Sandboden vorliegen, die Kessel entsprechend grösser fertigen zu lassen, damit sie für den gleichzeitigen Betrieb einer Druckpumpe ausreichen. Für die Ramme kann man dabei auf einen kleinern als den sonst gebräuchlichen Hub rechnen.

### γ. Rammknecht oder Jungfer; Pfahlringe; Pfahlschuhe; Aufpfropfen von Pfählen.

#### 1. Rammknecht.

Sollen die Köpfe der Grundpfähle möglichst tief liegen, so kann man, wenn es sich um eine grössere Anzahl von Pfählen handelt, entweder eine Ramme beschaffen, bei welcher die Führung des Bärs unter Rammstuben-Höhe entsprechend weit verlängert ist, oder an einer vorhandenen Ramme eine solche Einrichtung vorübergehend treffen, was indessen nicht immer gut möglich sein wird. Ist beides ausgeschlossen, so setzt man, gleichsam als Verlängerung des Pfahls, einen „Rammknecht“, auch „Jungfer“ oder „Aufsetzer“ genannt, auf. Dieser, meist aus Eichenholz bestehend, Fig. 31, ist oben und unten stark mit Eisen beschlagen, hat in der untern Stirnfläche einen eisernen Dorn, der in den Pfahlkopf eingesenkt wird, und oben einen Arm zur Führung in der Läufertruhe.

Ein solcher Rammknecht oder Aufsetzer schwächt aber die Wirkung des Schläges sehr bedeutend. Nach Versuchen, welche beim Bau der Berliner Stadteisenbahn angestellt sind,<sup>1)</sup> beträgt der Wirkungsverlust, wenn die Pause zwischen dem letzten, ohne Rammknecht, und dem ersten, mit einem solchen geführten Schläge, nur sehr kurz war, 10 bis 15 %. Bei längerer Pause erreichte der Verlust im Mittel 27 %. Die Ermittlung des Verlustes geschah in folgender Weise: Es wurde: 1) bei Pfählen, welche auf 9 m ihrer Länge unmittelbar und auf die weitere Länge von 1 m mit einer Jungfer eingerammt waren und: 2) bei Pfählen, die auf 10 m ihrer Länge unmittelbar eingerammt waren, die für 1 m der einzurammenden Pfahllänge entfallende Anzahl der Schläge gezählt, bei genau gleichem Hube und gleichen Bodenverhältnissen. Als mittleres Ergebniss vieler Beobachtungen fand sich für den Fall 1 das Verhältniss zwischen den auf das letzte Meter der Pfahllänge (mit Jungfer) entfallenden Rammschläge zu den auf die

Fig. 31.



<sup>1)</sup> J. Wex in d. Zeitschr. f. Bauw., XXX., S. 267.

sämmtlichen übrigen erforderlichen = 100 : 325, bei den ohne Jungfer (Fall 2) aber = 100 : 410. Es verhielt sich also die Anzahl der auf das letzte Meter der Pfahlänge entfallenden Schläge bei Anwendung der Jungfer zu der entsprechenden Anzahl bei unmittelbarem Rammen = 410 : 325 oder = 1,27 : 1.

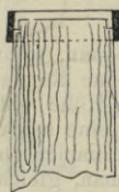
Die Kosten, welche man spart, wenn man einen Pfahl von 10 m Länge zuletzt mit Jungfer rammt, anstatt einen 11 m langen Pfahl 10 m tief ohne Jungfer einzurammen und dann 1 m abzuschneiden, berechnet Wex zu 0,6 M. für den Pfahl. Die Ersparnis ist von Holz- und Arbeitspreisen in umgekehrter Weise abhängig und wird = 0, wenn der Preis für 1 cbm Holz etwa 18 M. beträgt. Aus den bezügl. Mittheilungen ergibt sich ferner, dass man für den Pfahl 0,64 M. an Rammkosten und Kosten für Beschaffung der Jungfer spart, wenn man den 10 m langen Pfahl ohne Jungfer bis zur vollen Tiefe rammen kann. Es erhellt hieraus der Werth der sogen. durchschlagenden Rammen, bei welchen dies möglich ist. Die bei den Versuchen benutzten Rammen waren solche von Menck & Hambrock mit endloser Kette. Die Jungfer wog mit Beschlag 290 kg und war 1,8 m und 0,4 m stark. Uebrigens ist fest zu halten, dass auch durch grössere Pfahlänge eine merkliche Abschwächung der Leistung der Ramme eintritt, es daher auch aus diesem Grunde immer angezeigt sein wird, die Pfähle ihrer ganzen Länge nach einzuschlagen und nicht etwa am oberen Ende ein beträchtliches Stück abzuschneiden.

## 2. Pfahlringe.

Zum Schutz des Pfahlkopfs wird bei Anwendung schwerer Rammklötze ein schmiedeiserner Ring aufgesteckt, der aus gutem sehnigen Eisen bestehen muss, und nicht stumpf zusammengeschweisst sein darf, sondern mit möglichst langer Ueberblattung, weil er sonst in der Schweissstelle leicht springt.

Man hat auch Pfahlringe aus mehreren über einander gelegten Lagen Bandeisen verwendet; sie sind gut bis auf den Umstand, dass sie sich sehr ausdehnen. Der Ring, Fig. 32, wird etwas konisch mit  $\frac{1}{20}$  Neigung

Fig. 32.

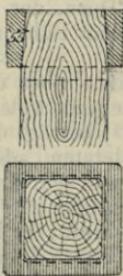


gestaltet, bei stärkerer Neigung springt derselbe leicht ab. Der Ring muss genau aber schwer aufgehend aufgepasst und so eng gemacht werden, dass er erst durch einige Schläge des Bärs zum festen Aufsitzen kommt. Dann werden die Fasern im Pfahlkopfe kräftig zusammen gedrückt, lösen sich nicht so schnell und es braucht der Kopf nicht so häufig nachgeschnitten zu werden.

Die Stärke des Ringeisens hängt von der Schwere und Fallhöhe des Bärs ab. Namentlich eine grosse Fallhöhe verlangt kräftige Ringe, weil hierbei der Bär leichter einseitig aufschlägt.

Die Stärke des Ringes muss mindestens 2,5 bis 3 cm, und die Breite 6 bis 10 cm betragen. Beim Bau der Weichselbrücke zu Thorn verwendete man Eisen von 5,5 cm Stärke und 12,5 cm Höhe und schmiedete dieselben in Gesenken zu der in Fig. 33 dargestellten Form aus. Man erreichte dadurch, bei sehr sauberem Schluss der Ringe, dass die Pfahlköpfe weder stauchten noch spalteten, worüber man bei schwächeren Ringen zu klagen hatte. Uebrigens genügt es, die Pfahlringe oben und unten von gleicher Stärke zu machen; die Herstellung derselben wird dadurch jedenfalls erleichtert und die Kosten sind geringer.

Fig. 33.



Bei Dampfrahmen ruht entweder das Zylinder-Gehäuse oder der Kolben auf dem Pfahlkopf; der Pfahlring muss sich dem betr. Theile anschliessen. Bei der Nasmyth'schen Ramme erhält der sehr schwere Ring quadratische Form und einen breiten Flansch zum Aufsetzen des Gehäuses.

Bei der Pulverramme fehlt der Ring; der Pfahlkopf wird so geformt, dass derselbe in eine Höhlung der Unterseite des Mörsers genau passt. Festigkeit und gutes Aufsitzen des Pfahlringes sind von sehr grossem Einfluss auf die Leistung der Ramme. Welche Schwächung die Rammwirkung dadurch erfährt, dass sich ein sogen. Bart am Pfahlkopf bildet, zeigt eine

Mittheilung von J. Wittemore<sup>1)</sup>. Es erforderte darnach, als die ersten 0,6 m Pfahlänge eingerammt waren, jeder folgende Längentheil von 0,3 m Schläge bezw.:

I.	II.	III.	IV.
5	29	61	153
15	35	73	257
20	46	109	684

Als hiernach der am Pfahlkopf entstandene Bart beseitigt ward, stellte sich für je 0,3 m Pfahlänge, die Anzahl der erforderlichen Schläge auf bezw.: 275, 572, 832, 825, und nachdem abermals eine Beseitigung des Pfahlkopfes (und zwar mittels Gebrauch einer Säge) ausgeführt war, auf bezw. 213, 275, 371, 378.

Die ganze Anzahl der Schläge war hiernach 5228, während ein anderer Pfahl genau unter denselben Verhältnissen zu der gleichen Tiefe eingerammt, ohne dass man den Bart entfernte, 9923 Schläge erforderte. Die Ramme war eine Nasmyth'sche Dampfamme von 1270 kg Bärge wicht, 0,914 m Hub und leistete 65 Schläge in 1 Min.

### 3. Pfahlspeitzung und Pfahlschuhe.

Fig. 34.

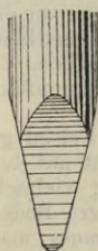
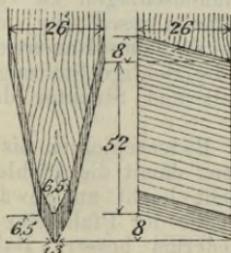


Fig. 35.



Die Zuspitzung des Pfahls darf nicht zu scharf sein, weil dieser sonst leicht zerstört wird. Man bildet dieselbe, Fig. 34, meistens als abgestumpfte 4seitige Pyramide aus, und giebt ihr etwa die doppelte Länge des Durchmessers zur Grundfläche; die Kanten sind zu fassen. Um ein Schiefziehen des Pfahls zu verhüten, muss die Spitze genau in der Axe liegen.

Bei Pfahlwänden aus Kantholz gestaltet man die Spitze nach Fig. 35 und ebenso bei Spundwänden; indem man den

Fig. 36.

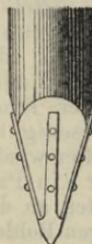


Fig. 37.

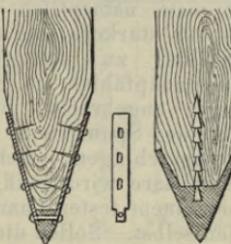
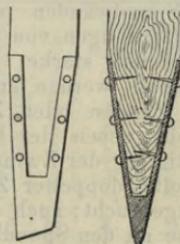


Fig. 38.



tiefern Theil der Schneide gegen den Nachbarpfahl setzt, befördert man den dichten Schluss der Wand.

Die Fig. 36, 37, 38 zeigen Formen schmiedeeiserner und gusseisener Pfahlschuhe für Rundhölzer und Spundbohlen. Ausserdem sind auch Pfahlschuhe mit gusseiserner Spitze und schmiedeeisernen Federn angewendet worden; diese Pfahlschuhe haben den Vorzug, eine sehr harte Spitze zu besitzen und dabei nicht kostspielig zu sein, weil die Verbindung zwischen der Spitze und den Federn einfach durch Einlegen letzterer in die Gussform erzielt werden kann. — Hagen theilte nach von ihm angestellten Versuchen mit, dass Pfahlschuhe überflüssig sind. Dieselben können sogar schädlich wirken, wenn sie nicht sehr sorgfältig angefertigt und aufgepasst sind. Die Nagellöcher müssen länglich geformt sein; der Nagel muss in die obere Endigung des länglich geformten Loches gesetzt werden, damit derselbe nicht abgeschert wird. Man soll daher die Anwendung von Pfahlschuhen auf die Fälle unbedingt Nothwendigkeit, wie sie z. B. beim Rammen in kiesigen mit Steinen untermischem Boden vorkommen, beschränken.

### 4. Aufpfropfen von Pfählen.

Wenn der Fall eintritt, dass die Pfahlänge eingerammt ist, ohne dass der Pfahl einen genügend festen Stand gewonnen hat, so kann man genöthigt sein, ihn zu verlängern, aufzupfropfen; die Verbindung des aufgesetzten Endes geschieht in einer der in Fig. 39, 40, 41, 42 dargestellten Arten. Die Konstruktion

<sup>1)</sup> Transact. of the American Society of Civil Engineers, November 1883.

Fig. 39.

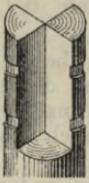


Fig. 40.



Fig. 41.



Fig. 42.



nach Fig. 39 ist am wenigsten zu empfehlen, weil sie leicht zum Aufspalten Veranlassung giebt. Die Konstruktionen, Fig. 41 und 42, können dadurch verbessert werden, dass man zwischen die Hirnholzflächen der beiden Hölzer eine Blechplatte legt. Man verhindert dadurch, dass die Holzfasern in einander getrieben

werden, was z. B. bei der Konstruktion nach Fig. 41 bewirken könnte, dass die Nägel entweder abgeschert oder gelöst werden, übrigens auch die Rammwirkung sehr abschwächt.

#### δ. Einige allgemeine Bemerkungen über Rammarbeiten.

Um das Drehen der Pfähle unter den Rammschlägen zu verhindern, wird ein sogen. Klamm- oder Kanthaken in den Stamm geschlagen, den man an der Läufertrute festlegt. Diesen Haken benutzt auch der Rammmeister als Handgriff, um dem Pfahl vor Beginn der Arbeit die richtige Stellung zu geben.

Ueber die Anforderungen an die Gestalt und Struktur der Rammpfähle ist S. 118, im Band I zu vergleichen.

Wird ein Pfahlrost durch nachgiebige Bodenschichten bis auf Felsen getrieben, so muss Vorsicht angewendet werden, damit die Pfähle nicht auf dem Fels zersplittern. Ob dies der Fall, ist nicht leicht zu gewahren; vielmehr gewinnt man öfters nur den Eindruck, als habe der Pfahl eine härtere Bodenschicht durchfahren und ziehe alsdann wiederum besser. Daher muss man, wenn Fels im Untergrunde ansteht, Schichtenpläne anfertigen, und hiernach die Pfahllänge genau feststellen.

Beim Rammen von Spundwänden pflegt man, namentlich wenn dieselben nur schwach sind, in Entfernungen von 3 bis 4 m stärkere sogen. Bundpfähle und an den Ecken ebenso starke Eckpfähle, zu schlagen. Um der Wand mehr Halt zu geben werden an den Bundpfählen am Kopfe und möglichst nahe dem Boden Zangen oder Zwingen angebracht. Statt der Bundpfähle werden auch wohl neben der Flucht der Spundwand beiderseitig besondere Pfähle zur Befestigung der Zwingen eingeschlagen, welche später wieder entfernt werden. An Stelle doppelter Zwingenpaare wird häufig nur ein Paar dicht über dem Boden angebracht; auch ausser einem festen Paare unten an den Bundpfählen, ein Paar lose an den Spundbohlen selbst. Sollen diejenigen Bohlen, an denen die losen Zwingen festgebolt sind, eingeschlagen werden, so muss man die Zwingen hier losnehmen und eine Befestigung an einer bereits tiefer gerammten Bohle ausführen. Die Bolzenlöcher sind darnach durch hölzerne Nägel zu schliessen.

Spundbohlen werden bei Anwendung eines grössern Bärs gewöhnlich paarweise eingetrieben, und erhalten dann einen gemeinsamen Pfährling. Bei Anwendung von Zugrammen, die leicht verschiebbar sind, thut man gut, ein möglichst grosses Stück Spundwand gleichzeitig in der Weise in Angriff zu nehmen, dass man die Pfähle einen nach dem andern immer um etwa 1 m tiefer einschlägt. Stellt sich dabei — durch Oeffnen von Fugen — heraus, dass die Bohlen am Fussende sich klemmen, so treibt man die in der Mitte stehenden Pfähle tiefer ein, im umgekehrten Falle die an den Enden stehenden.

Bei Verwendung schwerer Rammen, bei denen das Versetzen umständlich ist, schlägt man die Bohlen gleich zur vollen Tiefe ein. Um dabei einen dichten Schluss zu erreichen, ist es nothwendig die Bohlen oder Pfähle nach Fig. 38. anzuspitzen, während man oben zwischen den Zwingen, wie immer zu diesem Zwecke, Keile zwischen Klammhaken oder durchgesteckten Bolzen sanft gegen die letzte Bohle treibt.

Verschiedene Formen der Spundung usw. kommen erst an späterer Stelle zur Besprechung. Die Einrichtung der Rammregister, deren Führung in jedem Falle zu empfehlen ist, ist bereits im Bd. I, S. 190 behandelt worden.

## e. Wahl der Ramme.

Zur Gewinnung eines schnellen Ueberblicks über die verschiedenen Arten und zur Erleichterung der Wahl der im Einzelfalle geeignetsten Art folgen nachstehend einige Tabellen.

Tab. 1. Kosten-Vergleich zwischen der Arbeit von Dampf-Kunstrammen, Dampfrahmen und Zugrammen.

Art der Rammen.	Kohlen	Tauwerk	Oel	Schmiedearbeit	Sonstige Reparaturen	Bedienung	Kosten der Beschaff. d. Ramme.	Kosten im ganzen pro Pfahl	Bemerkungen.
	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	
Dampf-Kunstramme No. 1. } Kessler Dampf-Kunstramme No. 2. } in Greifswald,	1,70	0,76	0,23	0,34	0,22	7,26	2,99	13,50	Zeitschr. f. Bauw. Bd. XVI., S. 448. Sandboden. Ort der Arbeit: Berlin, Markthalle. Länge der Pfähle nicht angegeben.
	"	"	"	"	"	5,85	2,90	12,00	
Dampf-Kunstramme von Schwarzkopff . . . . .	"	"	"	"	"	8,12	3,03	14,40	
Zugramme . . . . .	—	—	—	—	—	—	—	26,43	

Art der Rammen	Gewicht des Bärs	Zahl der in 12 Stunden eingeschl. Pfähle	Zahl der Bedienungsmannschaft	Kost. f. 1 Pfahl, aussch. Beschaffung und Amort. der Ramme.	Preis der Ramme.	Bemerkungen.
Dampframme von Lewicki	1316	50	6	0,68	8400	Civil-Ingen. 1875, S. 21.
Kunstramme . . . . .	—	Dpplpf. 1,75	4	4,54	—	
Zugramme . . . . .	—	5,5	27	9,4	—	

Tab. 2. Leistungen von Dampfrahmen und Dampf-Kunstrammen.

Laufende Nummer	Bezeichnung der Ramme	Anschaffungskosten		Zahl der täglich gerammt. Pfähle	Eingerammt. Länge der Pfähle	Kohlenverbrauch	Kosten f. 1 Arbeitstag, M.					Kosten, M. für		
		M.	kg				M.	M.	M.	M.	M.	M.	1m eingerammte Pfahlänge	1 om Spundwand
1	Nasmyth'sche Dampf-ramme . . . . .	25 000	1400	Rundpf. 13,5	7,5	505	16,50	10,10	2,80	3,00	32,40	0,32	—	
2	Schwartzkopff'sche Dampf-Kunstramme . . . . .	14 200	700	6	7,5	375	"	7,50	1,93	7,50	33,43	0,74	—	
3	Dampf-Kunstramme mit endloser Kette von Sisson u. White No. 1 . . . . .	6 300	1050	2,66	7,0	250	14,25	5,00	1,25	5,00	25,50	1,37	—	
4	do. von Sisson u. White No. 2 . . . . .	7 000	1000	2,82	7,0	240	"	4,80	"	5,75	26,05	1,32	—	
5	do. von Sisson u. White No. 2 . . . . .	"	"	5,83	3,0	"	"	"	"	"	"	1,49	1,64	
6	Dampf-Kunstr. No. 1. . . . .	4 000	900	6	3,0	200	"	4,00	"	2,00	21,50	1,19	1,95	
7	Dampf-Kunstr. No. 2. . . . .	3 300	850	4,6	3,0	110	"	2,20	"	1,65	19,35	1,40	1,54	
8	Nasmyth'sche Dampf-R.I . . . . .	"	"	13,5	9,0	500	33,4	8,50	3,25	6,30	51,45	0,47	—	
9	" II . . . . .	"	"	17,4	"	470	33,0	8,0	4,28	10,6	55,88	0,36	—	

Bemerkungen: ad 1. Zahl der Arb.-Tage: 54; Bodenart: 3<sup>m</sup> Thon, 4,5<sup>m</sup> Sand. Rammgerüst: schwimmend. Personal: 1 Masch., 1 Heizer, 2 Zimmerl., 2 Arb. Häufigste Reparatur: Bruch der Schlagfedern am Steuerapparate und gründl. Kesselreinigung. Ort: Kiel, Hellingsbauten. (Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1876, S. 70.)

ad 2. Zahl der Arb.-Tage: 65. Bodenart wie bei 1. Rüstung: schwimmend. Personal wie bei 1. Häufigste Reparatur: an der Lederkette und dem Rammtau.

ad 3. Zahl der Arb.-Tage: 45. Bodenart wie zu 1. Rüstung: fest. Personal: 1 Masch., 1 Heizer, 2 Zimmerl., 1 Arb. Häufigste Reparatur: an Bär und Katze.

ad 4. Zahl der Arb.-Tage 55. Alles übrige wie zu 3.

ad 5. Zahl der Arb.-Tage: 42. Bodenart: Thon und Sand. Alles übrige wie zu 3. Stärke der Behlen: zur Hälfte 16cm, zur Hälfte 21cm.

ad 6. Zahl der Arb.-Tage: 43. Alles übrige wie zu 5. Stärke der Bohlen: zu Dreiviertel 16 cm, zu Einviertel 21 cm. Häufigste Reparatur: an Maschine und Kessel.

ad 7. Zahl der Arb.-Tage: 80. Alles übrige wie zu 5. Häufigste Reparatur: an Maschine und Kessel, besonders weil letzterer zu klein.

ad 8 und 9. Ort: Wilhelmshafen, Pfahlrost eines grössern Hochbaues. Zahl der Arb.-Tage: 60. Bodenart: oben nasser Klaboden, in der Tiefe schmutziger feiner Sand. Rammergerüste: fest. Personal: 1 Maschinist, 1 Heizer, 1 Zimmermann, 5 Arbeiter. — Die nachgewiesenen hohen Arbeitslöhne sind theils durch das häufige Wenden der Rammen hervorgerufen, welche durch die vielen Ecken des Pfahlrostes bedingt wurden. Hinzu zu fügen sind die Kosten des Einfahrens der Rammen in die Baugrube und des Herausschaffens nach Beendigung der Arbeit, welche für jede Ramme 600 M., d. h. für 1 m Pfahlänge 0,08 M. betragen. Weiter treten hinzu die (zu 12 Proz. anzunehmenden) Tilgungskosten der Ramme. Da mit Einrechnung der Dauer des Aus- und Einfahrens der Rammen, jede derselben 90 Tage in Thätigkeit war, während die eigentliche Arbeitsperiode bei Ramme I nur 60 Tage, bei Ramme II 56 Tage umfasste, und da die eingerammte Pfahlänge zusammen  $(811 + 974) 9 = 16065$  m betrug, berechnen sich die Tilgungskosten zu:

$$\left(0,12 \cdot 25000 \frac{90}{365} \cdot 2\right) : 16065 = 0,09 \text{ M.}$$

und es ergeben sich darnach die wirklichen Gesamtkosten für 1 m eingerammte Pfahlänge:

$$\text{bei Ramme I zu: } 0,42 + 0,08 + 0,09 = 0,59 \text{ M.}$$

$$\text{II } 0,36 + 0,08 + 0,09 = 0,53 \text{ M.}$$

Bei Pos. 1—7 enthält die Tabelle 2 nur die reinen Betriebskosten, ohne diejenigen, welche durch Störungen des Betriebes, Versetzen der Rammen, grössere Reparaturen entstanden sind. Da namentlich die letztern bei den beiden Rammen ad 1 u. 2 häufiger eintreten, als bei den übrigen, so stellt sich der verhältnissmässige Werth dieser günstiger, als es nach der letzten Spalte der Tab. der Fall scheint. In der weiterhin folgenden Tab. 7 ist dieser Umstand berücksichtigt worden. Vergl. jedoch den Inhalt der vorstehenden Anmerk. 8 u. 9.

Tab. 3. Kosten-Vergleiche zwischen der Arbeit von Kunst- und Zugrammen.

Bezeichnung der Ramme	Bürgewicht kg	Bedienungsmannschaft	Zahl der in 12 Stunden geschlag. Pfähle	Für 1 Pfahl aufgew. Arb.-Stunden	Kosten für 1 Pfahl ausschl. Beschaf. und Amortis. der Ramme M.	Preis der Ramme M.	Bemerkungen
Dampf-Kunstramme von Schramm i Hamburg . . . . .	750	4 bis 5	5½	—	4	4100	2 pferd. Lokomobile. Rammstube nur etwa 5 qm gross. 4-5 Schläge in 1 Min.
Kunstramme m. Handwinde . . . . .	"	8 a. d. Winde 1 Zimmermann 1 Abrüster	nicht ganz 3	41	11	—	Ort der Arbeit: Elb-Brücke bei Pirna.
Zugramme . . . . .	"	1 Schwanzmeister. 1 Zimmermann 45 Arbeiter	4½	105	28	—	Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. z. Hannov. 1878, S. 27. Boden war grobes Geschiebe, die einger. Pfahl. 4 m (?).

Tab. 4. Vergleich der Kosten des Einspülens und Einrammens von Rundpfählen.

Angewendetes Verfahren	Der Pfähle		Gewicht		Kosten für 1 Pfahl, für:					Bemerkungen	
	Stärke cm	eingetr. Länge m	des Bärs kg	d. ruhend. Belastung kg	Arbeitslöhne M.	Wasser bezw. Kohlen M.	Die Ramme M.	Reparat. M.	Im ganzen M.		Kosten für 1 m eingetr. Länge M.
Einspül. mit ruhend. Last a. 5/6 d. Länge; der Rest Rammen m. d. Kunstr., ohne Wasserspülung. . .	30	6*	700	100	4	7,6 cbm Wasser = 1,14	1,90	0,46	7,50	1,25	Wasser von 2½ bis 4 Atm. Druck. 5 m tief einzuschlämm. dauerte 10 Min. Mit dem Nachramm. usw. wurd. tägl. n. 6 Pfähle eingetr.¹).
Einramm. m. Kunstramme . . . . .	"	"	—	—	6,50	—	1,90	0,50	8,90	1,48	2 Pfähle pro Tag. In 11 Arbeitst. 17 Pfähle. Preis d. Ramme 5300 M.
Einramm. m. Dampf-Kunstramme von Menck & Hambrock	"	"	800	—	2,90	18 kg Kohlen = 0,28	2000 anges. = 2,65	0,82	6,65	1,11	

¹) Dass täglich nur 6 Pfähle eingespült wurden hat seinen Grund theils in den wenig bequemen Einrichtungen für das Aufbringen der Belastung, theils in dem zeitraubenden Nachschlagen mit der Kunstramme.

Tab. 6. Kosten des Rammens mit Dampf-Kunstrammen mit Kette ohne Ende.

No.	Art der Arbeit	Ramme von	Eoden-Beschaffenheit	Eingerammte Pfahlänge m	Durchschnittliche Tageseleistung m	Gesamtkosten f. 1 m eingerammt	Prozentiger Kostenantheil für					Anschaffungspreis der Ramme M.	Bemerkungen:
							Arbeitslohn, Transp., Betring, Anspitzung, d. Ramme	Brennmaterial.	Schmied- u. Putzmaterial.	Pfahrlänge, Jungfer, Tauwerk	Reparatur, und Reserveeile		
1	Berliner Stadteisenbahn	Menck & Hambrock;	—	—	66	1,01	55	16	3	12	14	—	4 pferd. Dampfmasch. Zeitschrift f. Bauw. 1880, S. 267.
2	Blockland-Entwässerung bei Bremen.	Sisson & White	Oben Trieb sand, unten etwa 1,6 m fester Sand.	5,2	55	1,09	62	6	2	14	16	6332 frei Baust.	
3	Brücke über den Sicherheitshafen bei Bremen.	"	Trieb sand u. feste Thonseh. abwechselnd, unten 1,6 m fester Sand.	6,7	100	1,14	74	18	3	Buchen-pfähle schw. ohne Ringe	5	—	Zeitschr. d. Archit. u. Ingen. Ver. zu Hannover 1866, S. 418.
4	Hellingsbauten bei Kiel.	"	Thon und Sand	7	18,6 bez. 19,7	1,32 1,37	55	"	5	nicht angegeben	18,6 19,7	1050 1000	Grosse Reparatur u. Vers. d. Rammen unberücksichtigt. Zeitschr. d. Archit. u. Ingen. Ver. zu Hannover 1876, S. 70.

Tab. 5. Vergleich der Kosten für Einrammen und Einspülen von Spundbohlen.

Verfahren	Bürgegewicht kg	Bedienungs-mannschaft der Ramme	Tiefe des Eintreibens M.	Kosten f. 1 qm Spundw. f.			Bemerkungen:	
				Bedienungs-mannschaft	Vorhalt. der sämmtl. Geräte	Im ganzen	Zeit z. Eintreiben von 1 Bohle Min.	Ort: Wümme-Brücke b. Borgfeld. Deutsch. Bauzeitg. 1882, S. 612 u. 613.
Einspülen in. Nachhilfe durch leichte Zugramme mit Ramme v. Sisson & White.	150	9	4,5	1,8	0,53	2,73	30	
	1050	nicht angegeben	4,5	2	0,90	3,20	88	

des Druckwassers, sowie einschl. 20% der sämtlichen Gerätekosten, Kosten durch Störungen usw. Im Strome waren die Arbeiten in Folge der unbequemen Arbeit viel theurer.

1) Zeitschr. d. Archit. u. Ingen. Ver. zu Hannover 1879, S. 45.

Tab. 7. Wahl der zu verwendenden Ramme.

Bezeichnung	Zahl d. Schläge in 1 Min.	Zg. Bäregew.	Hub des Bärs	Zahl der Mannschaft	Eingef. in Pfahläng.	m in 1 Tag	Kosten f. 1 m ger. Pfahläng.	Verhältn. d. metr. Kost. z. den d. Zugram.	α	Preis d. Ramme	Die Einrichtung	
											empfehlt sich:	empfehlt sich nicht:
1 Zugramme . . . . .	8—10 einschl. Pausen	750	1,2—1,5	47	18	6—8	1	600	Zu 1 u. 2: bei kleinen Arb., wenn häufig Versetzen d. Ramme erforderl. ist; für losere Bodenarten, namentl. auch Spundwände.	Zu 1 u. 2: für elast. Thon; für tief zu ramrende Pfähle; für sehr fest gelagerten Sand und Kies.		
2 Wipramme . . . . .	"	"	"	"	22	4—5,5	0,67	?				
3 Kunstramme mit Handbetrieb . . . . .	1/2—1	"	beliebig	6	10	2,33	0,33	900	Zu 3, 4 u. 5: für sehr fest gelagert. Sand u. Kies; für elast. Thonboden.	Zu 3: für Trieb- und Moorweil sich die Pfähle i. d. langen Zwischenräumen zwischen 2 Schläg. festsetzen (aufhängen).		
4 Kunstramme mit Dampfwinde . . . . .	3—6	"	"	4—5	25	1,3	0,20	4000 Schwk. 14 200	Zu 4, 5 u. 6: Bei Rammarbeiten von schwimmend. Gerüsten aus bewirkt.			
5 Dampfbet. u. Kette ohne Ende . . . . .	10—12 bei 1,5m Hub	1000	"	"	60	1,03	0,15	7000 Nasamyth 27 000				
6 Dampfgramme (Nasamyth 2 Lewicki) . . . . .	60—80	1300	0,62	6	100	0,63	0,09	Lewicki 8400	Zu 6: Für Spundwände.	Zu 6 u. 7: für sehr fest gelagert. Sand und Kies; bei Rammarb. auf dem Lande, die häufiges Versetz. d. Ramme bedingen.		
7 Pulverramme . . . . .	12 einschl. Pausen	1400 700	—	6—8	130 40	3,64	0,52	4800	Zu 6 u. 7: für losen Trieb- und Moorboden mit Sand u. Kiesschicht. durchsetzt.			
8 Einspülen u. gleichzeit. Rammen mit leichtem Bär . . . . .	10	150 350	—	—	50 40	1,55	0,22	—	Zu 8: In Sand u. Kies jeder Art; in der Nähe von Bauten, die keine Erschütterung dulden; wo Leitungswasser billig zu haben; wo eine Ramme häufig zu versetzen wäre.	Zu 8: für Thon- und Torfboden.		

Aus den ad 1—6 tabellarisch geordneten Angaben ist unter möglicher Berücksichtigung aller Verhältnisse die Tab. 7 zusammen gestellt. Es sind bei Aufstellung dieser Tabelle günstige Umstände und leichter Boden angenommen.

Bei den Durchschnittspreisen für das Einrammen ist auch das Versetzen der Ramme berücksichtigt.

In Kol. 8 von Tab. 7 sind die Preise für 1 m eingerammte Pfahlänge als Verhältniss-Zahlen ausgedrückt, wobei die Kosten des Einrammens mit der Zugramme die Einheit bildet. Die Kosten bei Gebrauch der Zugramme sind im Mittel zu 7 M. für 1 m Pfahlänge anzunehmen, ein Ansatz der allerdings nicht eben günstige Bodenverhältnisse voraussetzt.

Bezeichne  $S$  die einzutreibende Länge der Pfähle,  $K$  den Preis einer Zugramme,  $K_1$  den Kaufpreis irgend einer Kunst- oder Dampfgramme, sei ferner  $\beta$  der Prozentsatz, den man von dem Beschaffungspreise der Ramme für Tilgung und Zinsen rechnen muss, und endlich  $n$  der Durchschnittspreis, den 1 m Pfahlänge mit der Zugramme einzurammen kosten würde, (der da, wo es auf die Beschaffung eines genauern Kosten-

ansatz der allerdings nicht eben günstige Bodenverhältnisse voraussetzt. Bezeichne  $S$  die einzutreibende Länge der Pfähle,  $K$  den Preis einer Zugramme,  $K_1$  den Kaufpreis irgend einer Kunst- oder Dampfgramme, sei ferner  $\beta$  der Prozentsatz, den man von dem Beschaffungspreise der Ramme für Tilgung und Zinsen rechnen muss, und endlich  $n$  der Durchschnittspreis, den 1 m Pfahlänge mit der Zugramme einzurammen kosten würde, (der da, wo es auf die Beschaffung eines genauern Kosten-

anschlags ankommt, etwa durch Rammen von Probepfählen zu ermitteln sein würde) so ist zu untersuchen, ob:

$$nS + \beta K \leq n\alpha S + \beta K_1 \text{ ist.}$$

Für  $\alpha$  liefert Kol. 8 und für  $K_1$  Kol. 9 in Tab. 7 betr. Durchschnittswerthe.

Der Prozentsatz  $\beta$  für Tilgung lässt sich nicht allgemein bestimmen. Unternehmungen, welche für die Rammen Wiederverwendung haben, werden mit  $\beta = 0,12$  bis  $0,15$  auskommen, während man  $\beta = 0,3$  bis  $0,5$  setzen muss, wenn die Ramme nach Beendigung des einen Baues verkauft wird. In den Preisen für  $\alpha$  sind die Kosten der laufenden Reparaturen mit enthalten.

Sehr zu berücksichtigen ist bei der Wahl übrigens die Eigenthümlichkeit des Bodens und die gegenseitige Stellung der Pfähle, da diese bei den Versetzungskosten der Rammen eine grosse Rolle spielt.

**c. Maschinen und Einrichtungen für einige Arbeitsleistungen unter Wasser.**

**a. Grundsägen.**

In verschiedenen Formen angewendet, haben alle das Eine gemeinsam, dass man die grossen Zähne derselben sehr kräftig schränken muss.

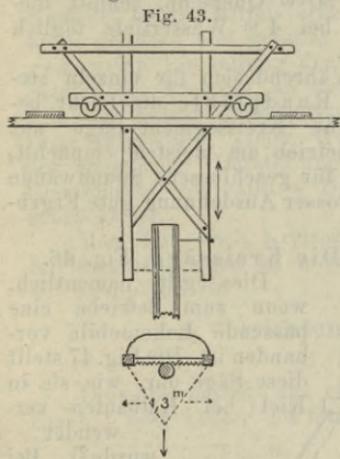


Fig. 43.

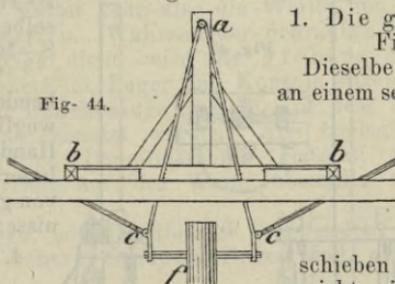


Fig. 44.

1. Die gerade Säge, Fig. 43.

Dieselbe ist wagrecht an einem senkr. Gatter befestigt, das oben an einem fahrbaren Gerüste hängt, durch dessen Hin- und Herschieben das Sägen bewirkt wird.

Das Sägeblatt wird dabei in irgend einer Weise (durch eine Stange, oder auch, beim Sägen in fliessendem Wasser, durch dieses selbst) gegen den Pfahl gedrückt. Die Konstruktion ist sehr schwerfällig und wenig zu empfehlen. Besser ist:

2. die Pendelsäge, Fig. 44.

Bei derselben ist ein gewöhnliches Sägeblatt in einen hohen dreieckigen Rahm eingespannt, der um seinen obern Eckpunkt  $a$  schwingt. Die Bewegung wird von 2 Arbeitern durch die bei  $c$  befestigten Stangen oder Seile bewirkt, welche recht lang genommen werden müssen. Diese Säge liefert ersichtlich keine gerade

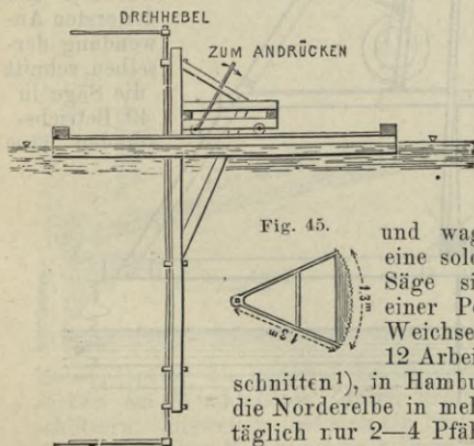
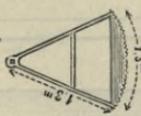


Fig. 45.



wagerechte Schnittfläche. Wo indessen eine solche nicht nothwendig ist, empfiehlt die Säge sich ihrer Einfachheit halber. Mit einer Pendelsäge wurden bei dem Bau der Wechselbrücke zu Graudenz von 3 Arbeitern in 12 Arbeitsstdn. mit Leichtigkeit 15 Pfähle abgesehen<sup>1)</sup>, in Hamburg beim Bau der Strassenbrücke über die Norderelbe in mehr als 6m Wassertiefe von 5 Arbeitern täglich nur 2—4 Pfähle<sup>2)</sup>

3. Die Kreissegment-Säge, Fig. 45.

Dieselbe liefert eine ebene und wagerechte Schnittfläche und erfordert zur

<sup>1)</sup> Zeitschr. f. Bauw. 1882.

<sup>2)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1884, S. 526.

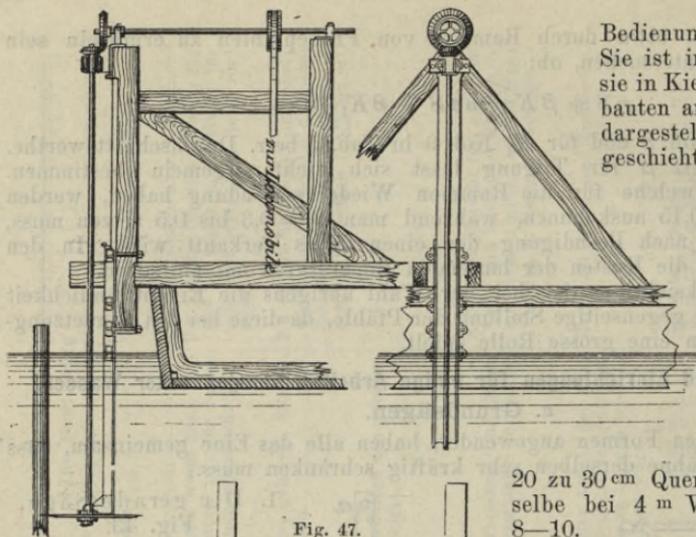
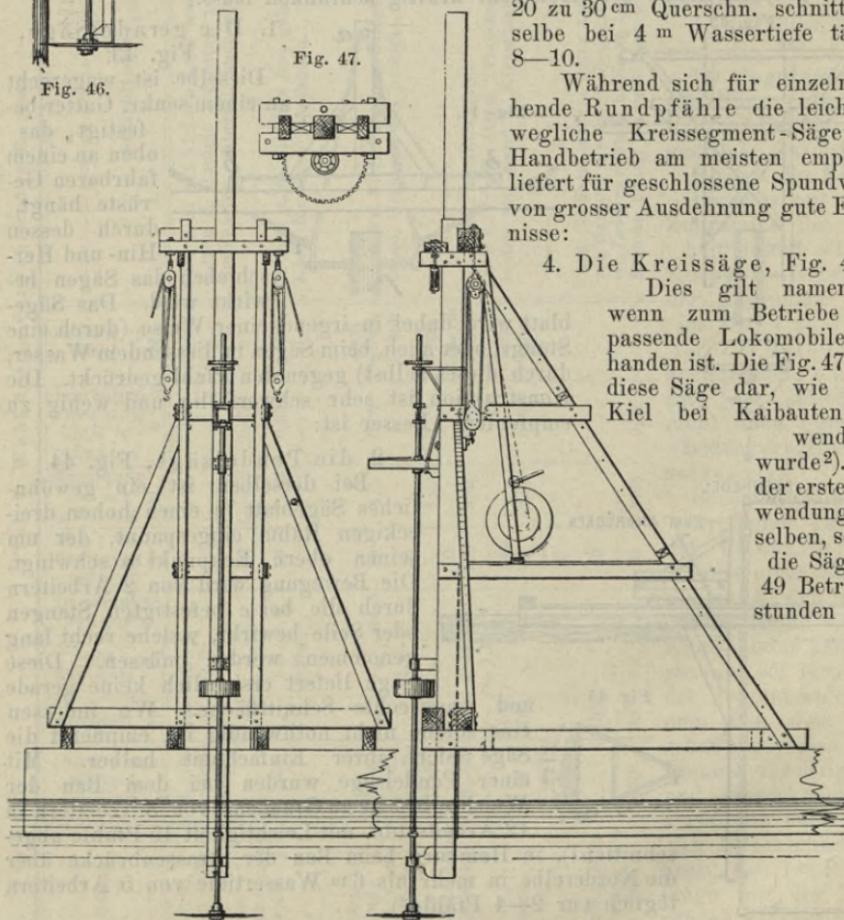


Fig. 46.

Fig. 47.



Bedienung nur 2 Arbeiter. Sie ist in der Gestalt, wie sie in Kiel bei den Hellingsbauten angewendet wurde<sup>1)</sup> dargestellt. Die Bewegung geschieht oben mittels eines Hebels. Es sind in Kiel mit einer Säge täglich im Durchschnitt 9 Rundpfähle bei 2—3 m Wassertiefe und 5—6 Rundpfähle bei 4—5 m Wassertiefe abgeschnitten worden. Spundbohlen von

20 zu 30 cm Querschn. schnitt dieselbe bei 4 m Wassertiefe täglich 8—10.

Während sich für einzeln stehende Rundpfähle die leicht bewegliche Kreissegment-Säge mit Handbetrieb am meisten empfiehlt, liefert für geschlossene Spundwände von grosser Ausdehnung gute Ergebnisse:

#### 4. Die Kreissäge, Fig. 46.

Dies gilt namentlich, wenn zum Betriebe eine passende Lokomobile vorhanden ist. Die Fig. 47 stellt diese Säge dar, wie sie in Kiel bei Kaibauten verwendet wurde<sup>2)</sup>. Bei der ersten Anwendung derselben, schnitt die Säge in 49 Betriebsstunden 93 m

Spundwand ab und es kostete 1 m 2,11 M. und 1 Spundbohle 0,60 M. An Arbeitern waren erforderlich: 1 Maschinist, 1 Heizer, 2 Zimmerleute, 2 Handlanger. Bei einer

<sup>1)</sup> Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1876, S. 49.

<sup>2)</sup> Wochenbl. f. Archit. u. Ingen. 1880, S. 369 u. 467, u. 1882, S. 326.

späteren Anwendung war das Personal auf 1 Maschinist, 1 Zimmerm. und 2 Arbeiter vermindert, und 1<sup>m</sup> Spundwand kostete nur noch 0,7 M., (dagegen bei Verwendung der Kreissegment-Säge 8 M.) Bei einer dritten Anwendung kostete (bei gleichem Personal wie vor) 1<sup>m</sup> nur noch 0,48 M., oder 1 Spundpfahl 14 Pf.; es wurden im letztern Falle 620 Pfähle = 180<sup>m</sup> Spundwandlänge abgeschnitten. Rechnet man für Aufstellen und Abbrechen der Maschine 600 M. so kostet 1<sup>m</sup> Spundwand abzuschneiden rund 3,80 M. oder 1 Spundpfahl 1 M., ausschl. Beschaffung und Unterhaltung der Maschine. Das sehr grosse Sägeblatt, (in Kiel 1<sup>m</sup> Durchmesser) muss, um mit seinem freien Rande die Pfähle vollständig durchschneiden zu können, sehr steif sein; es kostete in Kiel 130 M. Die Anwendung der Kreissäge ist daher nur bei grossen Arbeiten zu empfehlen, wenn eine Lokomobile ohnehin vorhanden ist. Bei kleineren Arbeiten wird — auch bei Spundbohlen — die Kreissegment-Säge das zweckmässigere Geräth sein.

Im Betriebe bequemer, allerdings auch noch theurer in der Herstellung, ist die in Fig. 47 dargestellte amerikanische Konstruktion der Kreissäge<sup>1)</sup>.

Die eiserne Welle, welche unten das Sägeblatt trägt, läuft in 3 Lagern, in denen sie aber senkrecht verschiebbar ist. Am oberen Ende der Welle sitzt, drehbar befestigt, eine Schraubenspindel, deren Mutter auf einer eisernen Konsole liegt. Mittels einer Mutter kann also die Welle, und damit das Sägeblatt, gehoben und gesenkt werden. Während der Schrauben-Mechanismus zur genauern Einstellung der Säge dient, wird die gröbere durch Heben und Senken des Pfostens, an welchem die Lager und Konsole sitzen, bewirkt, wobei 2 in der Skizze angedeuteten Flaschenzüge und die in dem 7,5<sup>m</sup> hohen Geraste aufgestellte kleine Winde benutzt werden. Als treibende Kraft ist bei der gegebenen Darstellung eine Dampfmaschine gedacht, für welche die Riemscheibe von 0,55<sup>m</sup> Durchm. auf der Welle ebenfalls verschiebbar angebracht ist.

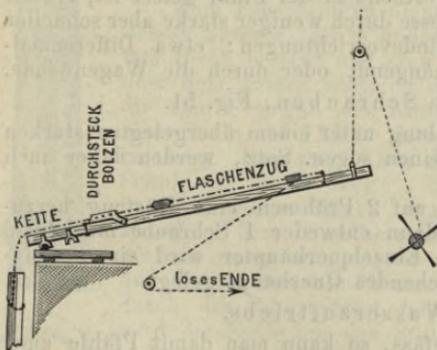
Man hat auch Kreissägen mit Handbetrieb verwendet, denen aber die Kreissegment-Sägen in noch höherm Grade überlegen sind, als den Kreissägen mit Dampftrieb.

### β Vorrichtungen zum Ausziehen von Pfählen.

#### 1. Der Wuchtebaum, Fig. 48.

Derselbe besteht aus einem kräftigen Balkenholz, das nahe seinem stärkern Ende 1 oder besser 2 Pfannen hat, in denen sich dasselbe auf dem fest zu unterstützenden Lager dreht. Um die Pfahlkette schnell anziehen zu können,

Fig. 48.



spannt man dieselbe, nachdem das lange Ende des Baumes durch einen Haspel oder dergl. gehoben ist, mittels eines Flaschenzugs straff und legt sie dann an einem Durchsteck-Bolzen fest. Ist die Spannung nicht hinreichend so kann man dieselbe durch Auftreiben mittels eichener oder eiserner Keile vermehren. Hierauf lässt man den Hebel entweder durch sein Gewicht herab sinken, oder durch Arbeiter herunter ziehen. So lange der Pfahl sich sehr schwer hebt, benutzt man die dem Ende zunächst liegende Pfanne als Drehpunkt für den

Hebel, später die andere. Es ist vorth eilhaft, den Pfahl, unter gleichzeitigem Ziehen am Wuchtebaum, durch kräftige Schläge mit grossen Hämmern zu erschüttern. Bisweilen löst sich ein Pfahl erst, nachdem der Wuchtebaum längere Zeit mit starker Belastung an seinem langen Ende gestanden hat.

#### 2. Die Wagenwinde, Fig. 49.

Dieselbe dient für weniger fest stehende Pfähle, und man verwendet je 2, 3

<sup>1)</sup> Baugew.-Ztg. 1884, S. 127.

oder 4 Stück, die man um den Pfahl herum auf Brettunterlagen aufstellt, indem man als Angriffspunkt für die Klauen eine durch eingeschlagene Klammhaken befestigte, starke, um den Pfahl gelegte Kette benutzt.

In dieser Weise wurden die Gerüstpfähle der Elb-Brücke bei Dömitz, die 5 m tief gerammt waren, das Stück zu 3 M. (ausschl. der Vorhaltung der sämtlichen Geräthe) ausgezogen. Als Gerüst zum Aufstellen der Winden dienten 2 kräftige Böcke. Im Winter geschah das Ausziehen mit denselben Winden vom Eise aus. Um eine grosse Fläche des Eises zum Tragen zu bringen, legte man neben den auszuziehenden Pfahl 2 bereits ausgezogene Pfähle, über diese Bretter, auf die man die Winden stellte.

Fig. 50.

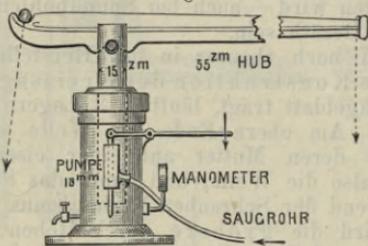


Fig. 51.

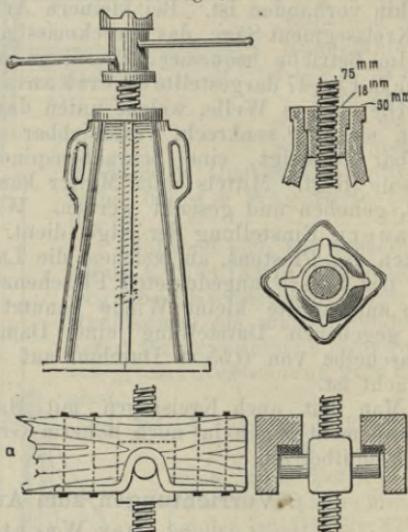


Fig. 52.

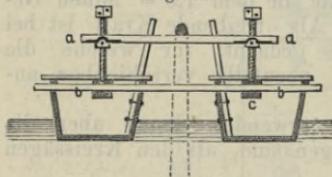
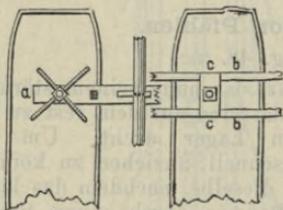


Fig. 49.



### 3. Hydraulische Presse, Fig. 50.

Diese ist zweckmässig für tiefer eingeschlagene Pfähle, und einzeln oder ebenfalls paarweise zu verwenden. Nachdem der Pfahl gelöst ist, ersetzt man die Presse durch weniger starke aber schneller hebende Windevrichtungen: etwa Differenzial-Flaschenzüge an einem starken Dreifuss hängend, oder durch die Wagenwinde.

### 4. Hölzerne oder eiserne Schrauben, Fig. 51.

Diese erhalten stets paarweise Aufstellung unter einem übergelegten starken Querbalken; 2 solcher Schrauben bilden einen sogen. Satz, werden daher auch Satzschrauben genannt.

Stehen die Pfähle im Wasser so ist auf 2 Prähmen eine Rüstung herzustellen, Fig. 52; auf jedem Prahm steht dann entweder 1 Schraube mit einem Querhaupt oder auch ein Satz; über die Einzelquerhäupter wird ein gemeinsames, stärkeres von Schiff zu Schiff reichendes Querhaupt gelegt.

### 5. Benutzung des Wasserauftriebs.

Hat man ein recht kräftiges Schiffsgefäss, so kann man damit Pfähle auch in der Weise ausziehen, dass man ein Schienengleis auf den Boden desselben legt, auf welches man einen oder mehrere mit Steinen schwer beladene Wagen stellt. Man fährt diese an das eine Ende des Fahrzeugs, so dass sich dasselbe möglichst tief senkt, legt darauf den Pfahl mit Ketten an diesem Ende fest, und bringt alsdann die Last zum andern Schiffs-Ende, wonach sich das erste Ende heben und den Pfahl mit hoch nehmen wird. Auch durch Einlassen von Wasser in ein Schiff, und Wiederauspumpen desselben, nachdem man den Pfahl an Bord fest gelegt hat, kann man das Ausziehen bewirken.

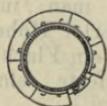
Am Meere mit starker Ebbe und Fluth lässt man die Arbeit ausführen, indem die Pfähle zwischen 2 Fahrzeugen bei Ebbestand fest gelegt werden. Einzelfn stehende Pfähle in dieser Weise zu heben, ist aber sehr langwierig, da man in 24 Stunden deren immer nur 2 ausziehen kann. Wo indessen die Pfähle in Reihen stehen, so dass man gleichzeitig mehrere zwischen 2 Fahrzeugen einschlingen kann, ist diese Einrichtung bequem benutzbar.

### 6. Benutzung von Dampfkraft.

Hat man viele Pfähle bei tiefem Wasser auszuziehen so ist es lohnend, Dampfkraft zu benutzen. In einfachster Weise geschah dies bei der Wiener Donau-Regulirung: Auf dem Deck eines alten Fahrzeugs war an einem Ende ein aus langen Rundhölzern konstruirter Dreifuss, am andern eine Lokomobile mit Windtrommel aufgestellt, deren Kette über einen im Kopfe des Dreifusses aufgehängten Flaschenzug und von da zum Pfahlkopf lief. Täglich wurden 25–40 Pfähle von 8–9 m Länge ausgezogen.

Da die Pfahlköpfe gewöhnlich über Wasserspiegel lagen, verursachte das Einschlingen derselben keine Schwierigkeiten; diese sind aber gross und es werden besondere Vorrichtungen nöthig, wenn die Pfahlköpfe tief unter Wasserspiegel stehen, und zudem die obern Enden der Stumpfe morsch sind. Taucherarbeit ist wegen der Kostspieligkeit nur anwendbar bei kleiner Anzahl der Pfähle. Sind deren viele auszuziehen so kann sich eine Vorrichtung empfehlen wie sie in der Bai von San Francisco zur Anwendung kam<sup>1)</sup>. Zum Aufsuchen der Pfähle diente dort eine lange spitze Eisenstange, welche wenig über der Spitze mit einem Querstab von 1,25 m Länge versehen war. Der Anstoss des Querstabes beim Drehen der Stange gab Auskunft über die ungefähre Stellung eines Pfahls. Auf einem starken Prahm ist sodann an einem Ende ein Ausleger und daneben ein kleines Gerüst, gleichartig mit dem einer Zugramme, aufgestellt. Als Gegengewicht dienen am andern Ende des Prahms ein Fass mit Wasser und die Kohlen für die Dampfmaschine. Diese selbst (20 Pfdkr.) steht in der Mitte. Der Ausleger besteht aus 2 starken Rundhölzern, die unten auf einer Schwelle stehen, oben durch ein Tau geknebelt und durch ein Drahtseil in ihrer schrägen Stellung gehalten werden. Am Ausleger hängt ein Flaschenzug mit 3 Rollen, dessen loses Ende zur Winde läuft. Am unteren Block hängt eine 5 m starke Eisenstange, deren Länge je nach der Wassertiefe bestimmt wird, und am untern Ende dieser Stange endlich befindet sich ein 3 m langes Kettenende von 38 mm Stärke, das um den auszuziehenden Pfahl geschlungen wird.

Fig. 53.



Zum Einschlingen dient ein 2theiliger eiserner Stulp, Fig. 53, dessen unterer 1,37 m hoher konisch geformter Theil aus 2 mm starkem Blech besteht und eine 46 cm weite untere Oeffnung hat. 25 cm über dem untern Ende ist ein nasenartiger Flansch angebracht, der die zum Umlegen der Kette dienende Halslänge begrenzt und an einer Stelle auf 17,5 cm Länge ausgeklinkt ist, um die Kette durchzulassen. Das obere Ende des Stulps besteht aus einem gusseisernen Schuh von 33 cm Weite, in welchem ein 8 bis 10 m langes Rundholz von 30 cm Stärke eingesetzt wird. Zur weitem Verbindung zwischen dem Rundholz und dem Schuh dienen 2 Zugstangen, die an einem umgelegten Drahtseilringe angreifen. Das Heben und Senken des Rundholzes mit dem daran befindlichen Stulp wird durch das Rammgerüst bewirkt. Um einen Pfahl einzuschlingen, wird die Kette um den Stulpenhals gelegt, der Stulp im Ausleger hoch genommen und der Prahm so gelegt, dass der Stulp ungefähr über dem Pfahlstumpf sich befindet. Es hält nun nicht schwer, mit Hilfe des über den Wasserspiegel hervor ragenden Rundholzes den Stulp auf den Kopf des Pfahls zu bringen, und darnach die Kettenschlinge vom Stulpenhalse tiefer hinab um den Pfahlkopf gleiten zu lassen. Wird dann langsam angewunden, so legt sich die Kette fest um den Pfahl, der nun herausgezogen wird.

<sup>1)</sup> Deutsche Bauzeitg. 1877, S. 344 ff.

Zur Bedienung des Apparats waren 1 Maschinist, 1 Vorarb. und 7 Arb. erforderlich, die täglich in 10 Arbeitsstunden 40—42 Pfahlstümpfe auszogen.

### γ. Beseitigung von Grundpfählen und Stämmen mittels Sprengung.

Fig. 54.

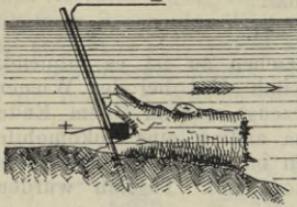
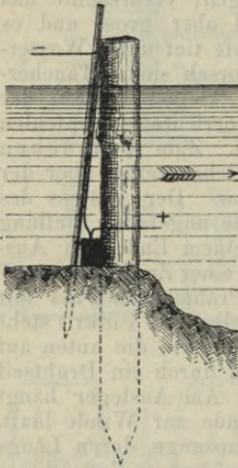
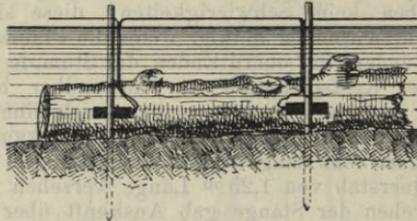


Fig. 56.



Bei der Brücke über den Wiener Donau-Kanal unweit Nussdorf verfuhr man in folgender Weise:<sup>1)</sup> Diejenigen Grundpfähle, neben denen so tief gebaggert war, dass die Sohle des Ausbaus für den Kanal erreicht war, wurden durch frei angelegte, 1 kg schwere Sprengbüchsen zertrümmert. Die übrigen Pfähle wurden in ihrer Längsaxe angebohrt und durch 0,5 kg schwere Ladungen abgesprengt und gehoben.

Fig. 55



Die Sprengungen gingen gut von statten, ohne dass dabei die nahe gelegenen Neubauten irgendwie geschädigt wurden. Die Ladungen waren in Weissblech-Büchsen verpackt und wurden elektrisch entzündet.

Die Fig. 54 und 55 stellen die Anordnung dar, welche zum Sprengen von liegenden Baumstämmen zur Anwendung kam. Ein kurzer Stamm, 2,1 m lang und 1,05 m stark, erhielt eine Ladung von 3,8 kg Dynamit, welche an stromaufwärts eingeschlagenen Pflocken hinabgelassen wurde. Ein grosser Stamm, Fig. 55, 8 m lang, 1,7 m stark, erhielt seitlich 2 Ladungen von je 6 kg Dynamit, die gleichzeitig elektrisch entzündet wurden. Die Sprengung beider Pfähle dauerte mit allen Vor-

bereitungen nur  $3\frac{1}{2}$  Stunden. Die Zerstörung war eine vollständige.

Fig. 56 zeigt die Sprengung eines Grundpfahls, der durch eine Sprengbüchse von 1 kg Gewicht am Grunde abgebrochen wurde.

### δ. Apparat zum Zerstören von Beton-Fangedämmen usw.

Ein derartiger Apparat ist vom Ingenieur Pasqueau erbaut und bei dem Bau des Wehrs La Mulatière bei Lyon angewendet worden<sup>2)</sup>. Nach Fig. 57 besteht derselbe aus einer schweren hohlen Eisenstange *a*, die, durch ihr Gewicht die Reibung von Führungsrollen überwindend, den Stoss ausübt. Nach jedem Stosse werden durch die Bewegung eines Steuerhebels die Achsen der beiden Reibungsrollen, zwischen denen die Stange liegt, einander so weit genähert, dass dieselben die eingeklemmte Stange mitnehmen. Dreht man den Hebel nach der andern Richtung so entfernen sich die Rollen und diese fällt zu neuem Stoss herab. An den beiden Reibungsrollen sitzen gleich grosse Zahnräder, die durch eine Lokomobile stets in derselben Richtung gedreht werden. Eine Scheibe begrenzt den Hub der Stange, so dass man im Stande ist, den Fangedamm (auch eine Spundwand) genau in einerlei Höhe abzustossen. Es wird zum Abstoßen von Spundwänden an der Stange ein Flachmeissel befestigt. Der Apparat machte in 1 Min. 8 Stösse und lieferte sehr gute Ergebnisse.

### ε. Verfahren zum Anschneiden von Zapfen unter Wasser.

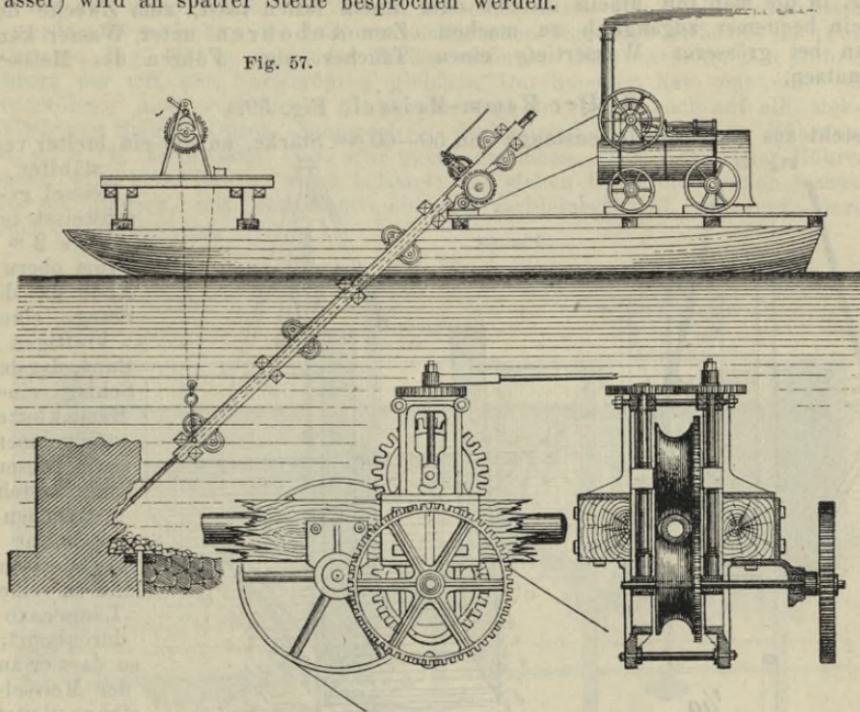
Ein ohne Hilfe von Tauchern anwendbares Verfahren findet sich ausführlich

<sup>1)</sup> Der praktische Maschinen-Konstrukteur 1878, S. 416.

<sup>2)</sup> Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1882, S. 294.

beschrieben und dargestellt in der Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1880, S. 375, auf welche Quelle hier verwiesen werden mag. Weiteres, was nahe hierzu gehörig (wagerechtes Abschneiden von Pfählen unter Wasser) wird an späterer Stelle besprochen werden.

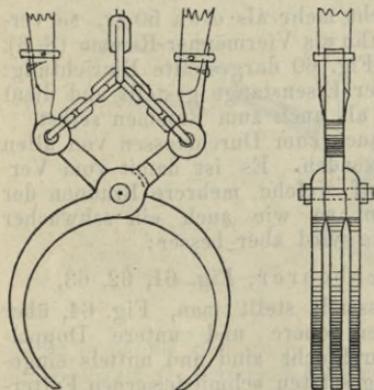
Fig. 57.



## ζ. Geräte zum Beseitigen von Hindernissen unter Wasser.

### 1. Steinzange oder Teufelsklaue, Fig. 58.

Fig. 58.



Dieselbe besteht aus 2 starken eisernen, gebogenen, hebelartigen Armen, die, wenn es der Raum gestattet, beide auf hölzernen Stangen sitzen, welche bis über Wasser reichen; bei beschränktem Raum erhält nur der eine Arm eine Stange. Ist mittels der Stangen die Klaue richtig angelegt, so wird eine Kette angezogen, indem man gleichzeitig die Stangen so lange nach unten drückt, bis die Zange gut gefasst hat. Die Zange ist auch wohl mit mehr als 2 Armen ausgeführt.

### 2. Greifer-Apparat.

Dieser unter „Baggerapparate“ weiterhin beschriebene, der Teufelsklaue ähnliche Apparat ist, in Verbindung mit einer starken Winde, für den vorliegenden Zweck häufig ebenfalls gut anwendbar. —

Die Anwendung der zu 1 u. 2 angegebenen Vorrichtungen setzt voraus, dass die zu beseitigenden Gegenstände entweder frei liegen, oder doch auf 2 Seiten (durch Baggern usw.) einigermassen frei gelegt worden sind. Trifft dies nicht zu, liegen vielmehr die Gegenstände (Steine, Baumstämme) etwa unter dem Rande eines Brunnens eingeklemmt, so sind anderweite Hilfsmittel zu benutzen, zu denen Folgendes angeführt wird:

Grosse Steine, die meistens eine rundliche Form haben, greift man von derjenigen Seite an, auf welcher die grösste Masse derselben liegt. Man legt sie dort möglichst frei und stellt neben dem Stein eine tiefere Grube her, in die man ihn hinein schiebt oder hinein fallen lässt, zum Zwecke den Stein bequemer zugänglich zu machen. Zum Anbohren unter Wasser kann man bei grösserer Wassertiefe einen Taucher zum Führen des Meissels benutzen.

### 3. Der Ramm-Meissel, Fig. 59.

besteht aus einer Rundeisenstange von 50—60 mm Stärke, an die ein breiter ver-

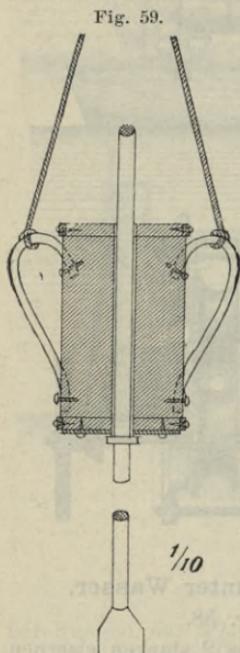


Fig. 59.

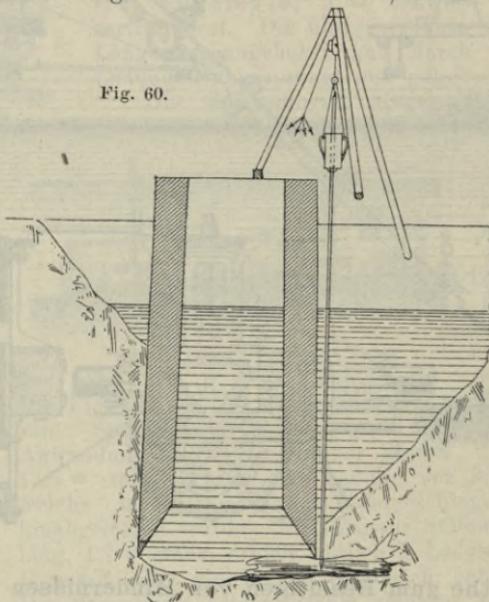


Fig. 60.

stählter Meissel geschweisst ist. Etwa 2 m vom obern Ende hat die Stange einen kräftigen Bund, der den Schlag eines Rammklotzes aufzunehmen hat. Dieser Klotz besteht aus Eichenholz, ist zylinderisch und in seiner Längsaxe durchbohrt, so dass er auf der Meisselstange gleitet. Die Aufschlagsfläche

des Klotzes ist mit Eisen beschlagen, welches um die Bohrung herum verstärkt ist.

Beträgt das Gewicht des Rammklotzes nicht mehr als etwa 50 kg, so versieht man ihn einfach mit 4 Bügeln und benutzt ihn als Viermänner-Ramme (S. 3).

Bei grösserm Gewicht trifft man die in Fig. 60 dargestellte Einrichtung: Ein einfacher Dreifuss mit Rolle wird über der Eisenstange gestellt und dient sowohl zum Weiterücken des Ramm-Meissels, als auch zum Rammen selbst.

Der Ramm-Meissel ist mit gutem Erfolg auch zum Durchstossen von alten Buschpackungen und andern Hölzern zu verwenden. Es ist damit vom Verfasser eine alte Kupirung (aus Stockbusch), auf welche mehrere Brunnen der Fluthpfeiler der Elb-Brücke bei Dömitz trafen, so wie auch ein schwacher Stamm durchstossen worden. Bei festerem Holze wird aber besser:

### 4. der Zentrumborher, und der Röhrenborher, Fig. 61, 62, 63,

benutzt. Dicht an den Brunnenrand anschliessend, stellt man, Fig. 64, über dem Baumstamm ein Holzgerüst auf, dessen obere und untere Doppelzangen *a*, *b*, in gleichmässigen Abständen durchlocht sind und mittels eingesteckter Bolzen zur Führung von senkrecht eingesetzten schmiedeisernen Futterröhren dienen. Nachdem die Futterröhren bis auf den Stamm hinunter getrieben sind, (wozu man zweckmässig Wasserspülung mit Hilfe einer gewöhnlichen Feuerspritze benutzt, s. S. 11) verbindet man mit einem Bohrgestänge einen Zentrumborher, Fig. 61 oder 62, der so breit ist, dass er in der Futterröhre noch gut Platz hat. Zur besseren Führung in der Röhre giebt man dem Schaft des Bohrers eine halbe Windung. Unter kräftiger Belastung wird dann der Bohrer gedreht, wobei man ab und zu die Spähne, mit Hilfe von

Druckwasser, hinaus schafft, zu welchem Zwecke das Schlauch-Mundstück der Spritze, so weit es geht, neben dem Bohrgestänge in das Futterrohr hinab gelassen wird.

Ist auf diese Weise der Stamm mit einer Reihe von Löchern durchsetzt, so werden die zwischen den Löchern verbliebenen Stege mit Hilfe des Röhrenbohrers, Fig. 63, in folgender Weise entfernt: Man vernietet den Röhrenbohrer, der mit den Futterröhren gleichen Durchmesser hat, mit einer der gebliebenen Stege. Durch Nummerieren der Bolzenlöcher in den Führungszangen *a*, *b*, kann man dies sehr genau erreichen. Der Kern- oder Röhrenbohrer wird beim Bohren stark belastet; die stehen bleibenden Kerne werden, falls sie hindern, mit dem Zentrumborner zerkleinert und, wie vor, durch Druckwasser entfernt.

Fig. 64.

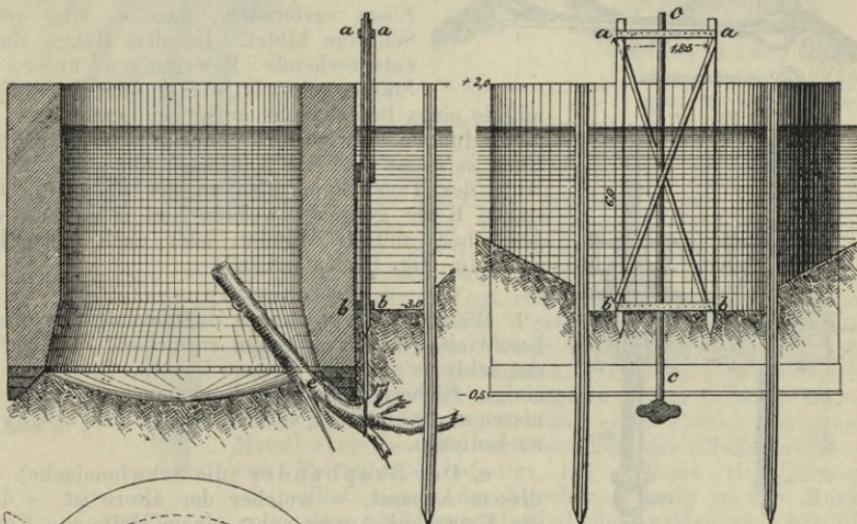
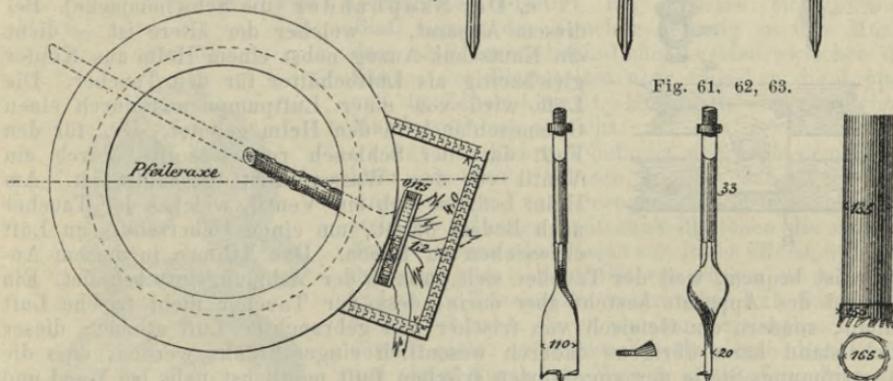


Fig. 61, 62, 63.



Es empfiehlt sich auch beim Bohren der ersten Löcher mit dem Zentrumborner anstatt des einfachen Futterrohrs sogleich ein Futterrohr, mit Röhrenbohrer daran, als Führung für den Zentrumborner zu verwenden. Man kann dadurch, dass man den Röhrenbohrer einige Zentimeter in den Stamm einbohrt und erst dann die Bohrarbeit mit dem Zentrumborner beginnt, einen dichten Abschluss gegen den Erdboden erreichen, der sonst unter dem Rande eines nur aufgesetzten Futterrohrs in das Bohrloch des Zentrumborners hinein treibt und diesen Bohrer schnell stumpf macht. Der Sägekranz *d* des Röhrenbohrers ist etwa 10 mm stark zu nehmen; die Zähne desselben werden zweiseitig geschränkt.

### 5. Vorrichtungen zum Aufholen von Gegenständen aus dem Wasser.

Ausser Teufelsklaue, Greifer-Apparat, Wolf und noch sonstigen in Einzelfällen geeigneten Geräthen ist unter schwierigen Umständen die folgend beschriebene Einrichtung gut anwendbar:

Fig. 65.

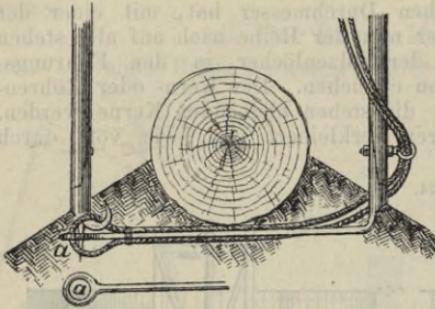
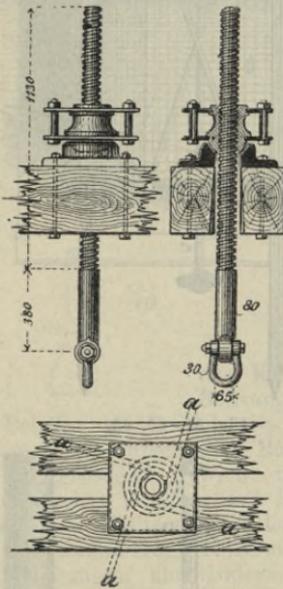


Fig. 66.



Ein etwa von beiden Seiten aufzuholender Baumstamm wird, Fig. 65, möglichst frei gebaggert und man bringt alsdann mit einem Hakenapparat denselben in ein Tau. Für diesen Zweck läuft der Hakenapparat in einen Ring *a* aus, welcher das verdoppelte, mit beiden Enden nach oben führende, Tau *b* umschliesst. Letzteres ist durch 3 bis 4malige Umwindung mit einer dünnen Schnur so mit dem Eisen verbunden, dass es eine offene Schlinge bildet. Ist der Haken durch entsprechende Bewegungen unter den Stamm gebracht, so lässt sich die Schlinge

mittels eines Bootshakens aufsuchen und fassen; ist dies gelungen, so wird die Schnur mit einem kräftigen Ruck zerrissen und das Tau nach oben geholt. Mit Hilfe des Tauses kann alsdann der Stamm in eine starke Kette gebracht werden und ist, wenn dies geschehen, mittels Winden oder auch Schraubenspindeln, Fig. 66, zu heben<sup>1)</sup>.

### 6. Taucher-Apparate.

Während bei geringern Zwecken die vorstehend beschriebenen Einrichtungen zureichend sein werden empfiehlt es sich bei grossen Bauten, wenn man mit einiger Sicherheit auf das Vorkommen von Hindernissen zu rechnen hat, sich eines Taucherapparats zu bedienen.

*a.* Der Skaphander (die Schwimmjacke). Bei diesem Apparat, — welcher der ältere ist — dient ein Kautschuk-Anzug nebst einem Helm aus Kupfer gleichzeitig als Luftbehälter für den Taucher. Die Luft wird von einer Luftpumpe aus durch einen Gummischlauch in den Helm geleitet, der, für den Fall, dass der Schlauch reissen sollte, durch ein Ventil vor dem Wassereintritt geschützt ist. Am Helm befindet sich ein Ventil, welches der Taucher nach Bedarf öffnet, um einen Ueberschuss an Luft entweichen zu lassen. Das Athmen in diesem Anzuge ist bequem, weil der Taucher sich ganz in der Athmungsluft befindet. Ein Mangel des Apparats besteht aber darin, dass der Taucher nicht frische Luft allein, sondern ein Gemisch von frischer und gebrauchter Luft athmet; dieser Uebelstand kann übrigens dadurch wesentlich eingeschränkt werden, dass die Ausströmungs-Stelle der zugeführten frischen Luft möglichst nahe bei Mund und Nase des Tauchers angeordnet wird. Ein weiterer, nicht zu beseitigender Mangel ist der, dass durch Verletzung des Anzugs, namentlich des Helms, das Leben des Tauchers in Gefahr gerathen kann; endlich besteht, wenn der Taucher unter Wasser längere Wege zu machen hat, die mit Hindernissen besetzt sind, die Gefahr einer Verschlingung oder Beschädigung der langen Luftzuführungs-Leitung.

Die erstangeführten beiden Mängel beseitigte Denayrouze durch den Regulator, Fig. 67, 68, der aus 2 Haupttheilen, einem grössern untern

<sup>1)</sup> Zeitschr. f. Bauw. Jahrg. 1852, S. 243 ff.

Luftbehälter *R* und einem obern kleinern, *B*, besteht. *R* steht durch einen Gummischlauch *G* mit der Luftpumpe in Verbindung, während die aus *B* abgezweigte Röhre *T* zum Munde des Tauchers führt. *R* und *B* bestehen aus Stahlblech und sind durch das Luftvertheilungs-Ventil *v* mit einander verbunden; an das Ventil schliesst sich ein nach oben führender Schaft, der an seinem obern Ende zwischen 2 Metall- und Kautschukscheiben eine dünne durchbrochene Zinkplatte trägt,

Fig. 67.

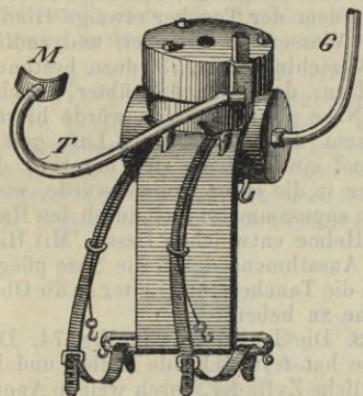
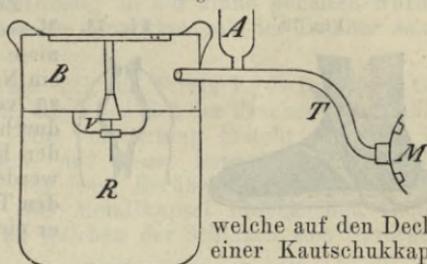


Fig. 68.



welche auf den Deckel einer Kautschukkappe genietet ist. Diese

Kappe ist luftdicht mit den Wänden der nach oben offenen Luftkammer *B* verbunden und bildet auf solche Weise deren Deckel. So lange nun der Druck der Luft in dem Raum *B* mit dem des Wassers aussen im Gleichgewicht ist, bleibt das Ventil zwischen *R* und *B* geschlossen. Entsteht aber in *B* dadurch, dass der Taucher durch das Rohr *T* Luft zum Athmen entnimmt, Luftverdünnung, so drückt das Wasser von oben die Kautschukkappe — sammt dem Ventil — nach unten, so dass Luft von *R* nach *B* übertreten kann. Das Rohr *T* geht luftdicht durch die Helmwand und trägt an seinem Ende das Mundstück *M*, Fig. 69, welches aus einer kleinen gebogenen Metallröhre besteht, auf welcher der Mundverschluss von Kautschuck befestigt ist. Dieses sichelförmige Blatt nimmt der Taucher derartige in den Mund, dass er 2 daran befindliche Ansätze zwischen die Zähne, das Blatt selbst aber zwischen die Lippen und die Zähne klemmt. Hierdurch wird ein dichter Mundverschluss erreicht.

Fig. 69, 70.

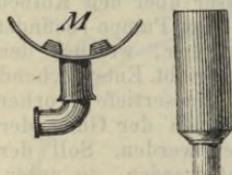
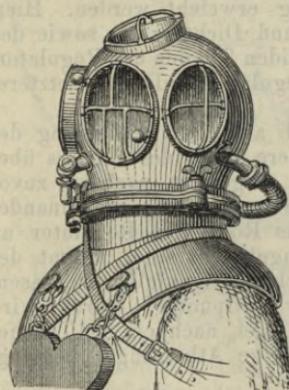


Fig. 71.



Auf dem Rohre *T* befindet sich, nahe dem Regulator, ein kleiner Stutzen, Fig. 70, auf welchen das Ausathmungs-Ventil gezogen wird. Dieses selbst besteht aus 2 dünnen Kautschuk-Blättchen, die sich nur durch Athmen oder Blasen von Innen öffnen, während der geringste Ueberdruck von aussen sie schliesst. Indem der Taucher die verbrauchte Luft durch denselben Schlauch, durch welchen er einathmet, auch zurück giebt, entweicht dieselbe durch dies Ventil und steigt durch das Wasser nach oben, hier den Arbeitern an der Pumpe durch das abwechselnde Erscheinen von Blasen an der Oberfläche Kunde gebend, dass der Taucher sich wohl befindet. Es ist dies ein grosser Vorzug, den der Apparat

vor dem Skaphander besitzt, bei dem die überschüssige mit der verbrauchten Luft durch ein Ventil am Helme in gleichmässigem Strome entweicht.

Der Helm, Fig. 71, besteht aus 2 Theilen: Kopf- und Halstheil, zwischen deren Flanschen der obere Theil des wasserdichten Anzugs luft- und wasserdicht mittels 3 Schrauben eingeklemmt wird. Am Kopftheil befindet sich ein Hahn, durch den die etwa lästig werdende Innenluft ausgelassen

werden kann. Der Anzug schliesst durch Kautschuk-Manschetten luftdicht an den Handgelenken ab, während die Füsse mit eingeschlossen sind.

Zur fernern Ausrüstung des Tauchers gehören noch die Belastungs-Gewichte, bestehend aus den Bleisohlen, Fig. 72, im Gewichte von etwa 10 kg sowie ein herzförmiges Bleigewicht, welches an dem kupfernen Halstheile (oder Kragen) des Helms befestigt wird, endlich ein Bleigewicht, welches am Regulator auf dem Rücken hängt.

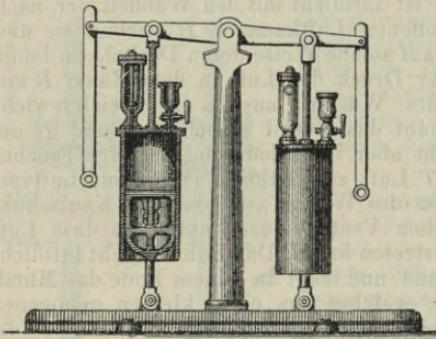
Fig. 72.



Fig. 73.



Fig. 74.



Zur Vervollständigung des Anzugs dient ein Messer, mit dem der Taucher etwaige Hindernisse unter Wasser zerschneidet, und endlich ein Nasen-Verschluss, Fig. 73, dazu bestimmt, zu verhindern, dass ein ungeübter Taucher durch die Nase ausathme. Es würde hierbei der Hohlraum des Anzugs mit Luft gefüllt werden, und ein Auftrieb sich ergeben, der den Taucher in die Höhe treiben würde, wenn er nicht die angesammelte Luft durch den Hahn am Helme entweichen liesse. Mit Hilfe des Ausathmens durch die Nase pflegen sich die Taucher ohne Leiter an die Oberfläche zu heben.

β. Die Luftpumpe, Fig. 74. Dieselbe hat fest stehende Kolben und bewegliche Zylinder, durch welche Anordnung es ermöglicht ist, dass man, zur Herstellung eines vollständig luftdichten Abschlusses, Wasser über den Kolben halten kann. An der Pumpe befindet sich ein Manometer, welches den Luftdruck (Meter) anzeigt. Entsprechend dem muss die Wassertiefe vorher gemessen und hiernach der Gang der Pumpe eingerichtet werden. Soll der Apparat gebraucht werden, so unter-

suche man zunächst die Pumpe auf ihre Leistungsfähigkeit, indem man den Schlauch mit der Hand schliesst und sieht, ob der Luftdruck die richtige Stärke hat. Die Kolbenliderung muss vorher zeitig erweicht werden. Hiernach untersuche man die Schläuche auf Reinheit und Dichtigkeit, sowie den Regulator, besonders ob das Ventil zwischen den beiden Theilen des Regulators rein und dicht ist, so wie, ob die Kappe auf dem Regulator schliesst. Letzteres erkennt man, indem man durch die Schläuche bläst.

Ist alles in Ordnung, so kleidet der Taucher sich an. Nach Anlegung des Anzugs wird der kupferne Kragen aufgesetzt, der obere Rand des Anzugs über den Flansch des Kragens gezogen, nun das Kopftheil aufgesetzt, nachdem zuvor die vordere Scheibe abgenommen wurde. Sind Helm und Anzug mit einander verschraubt, so wird der Regulator befestigt, und das Rohr vom Regulator an den Helm geschraubt. Wenn dann alle Gewichte angebracht sind, nimmt der Taucher das Mundstück zwischen die Zähne, setzt sich nöthigenfalls den Nasenklemmer auf, und es beginnt nun die Arbeit an der Luftpumpe. Darauf wird die vordere Scheibe wieder vor den Helm geschraubt, und, nachdem der Taucher sich von dem guten Zustande des Ganzen durch einige Athemzüge überzeugt hat, kann er ins Wasser gehen.

Der hier beschriebene Apparat wird in Deutschland in sehr guter Ausführung von der Firma L. v. Bremen & Co. in Kiel geliefert, und kostet in vollständiger Ausrüstung für 1 Taucher 1800 M., für 2 Taucher 2850 M.

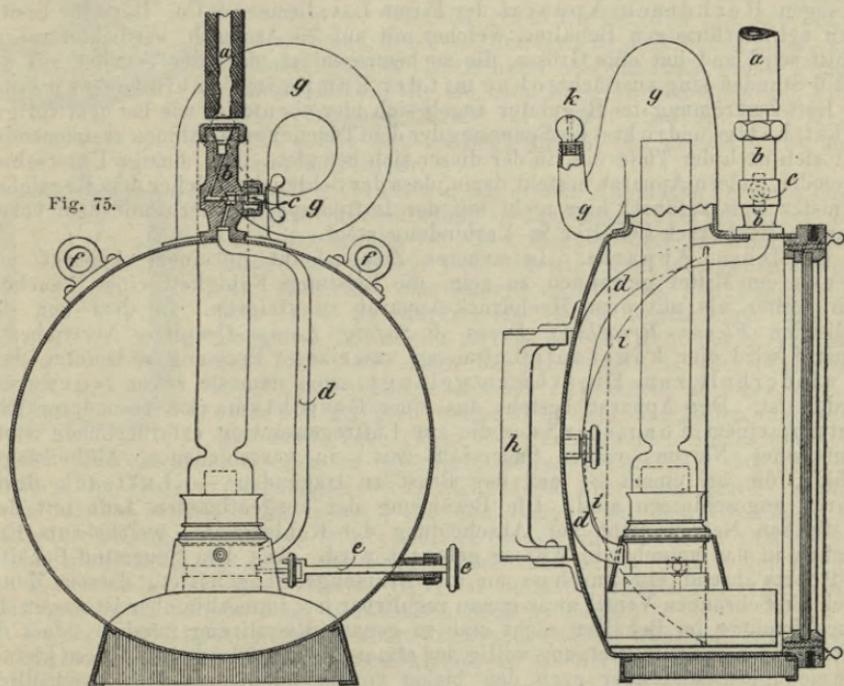
Man kann diese Apparate auch ohne Anzug und Helm verwenden; der Taucher muss dann aber, den Nasenverschluss aufsetzen.

Die Vorschriften, welche an späterer Stelle über das Verhalten in verdichteter Luft gegeben werden gelten auch hier. Der Taucher darf bei grössern

Tiefen nicht mehr als 3 m in der Min. sinken und muss beim Aufsteigen noch langsamer sich heben. Tiefen von 20—25 m sind für kräftige, vollständig gesunde Menschen ziemlich ungefährlich; Tiefen von 30—40 m erfordern schon bedeutende Übung. Die grösste Tiefe wurde von einem Taucher in Amerika auf kurze Zeit mit 51,8 m erreicht.

Zur Verständigung mit den Leuten über Wasser benutzte der Taucher früher eine Leine, deren unteres Ende er um den Arm schlang, während das obere Ende von einem zuverlässigen Manne beständig in der Hand gehalten wurde. Durch ruckweises oder verlängertes Ziehen an der Leine gab der Taucher seine Wünsche nach oben kund.

γ. Sprechapparat. Im Jahre 1874 hat sich die Firma L. v. Bremen & Co. einen Sprech-Apparat patentiren lassen, durch den sich der Taucher unmittelbar mit den Leuten oben unterhalten kann. Die Vorrichtung besteht aus einer in den Innenflächen des Helms angebrachten, mit dieser konzentrischen Metallkapsel, welche, so weit sie bedeckt ist, vor jeder Berührung mit dem Wasser gesichert ist. An der Aussenseite des die Metallkapsel bedeckenden Helmtheils befindet sich ein Schraubenstutzen, an welchen der Schlauch zum Sprechen



und Hören angeschraubt wird; derselbe trägt über Wasser ein Mundstück. Spricht man in dasselbe hinein, so gelangen die Schallwellen durch den Schlauch zu der Kapsel, setzen dieselbe in Bewegung, und mit ihr die Luft im Helme, welche sie umgibt, so dass der Taucher bei einiger Aufmerksamkeit das Gesprochene verstehen kann, umgekehrt auch die Leute oben, wenn der Taucher spricht. Zum möglichst klaren Hören, muss langsam und deutlich gesprochen und der Schlauch nicht länger als nöthig gemacht werden. Der Taucher muss, um sprechen zu können, das Mundstück fahren lassen, und sich hüten, während des Sprechens die Metallkapsel zu berühren.

δ. Unterseeische Lampe. In grosser Tiefe oder an Stellen, zu denen nur ungenügendes Licht gelangt, bedient sich der Taucher einer unterseeischen Lampe; eine von v. Bremen angegebene Konstruktion zeigt Fig. 75. Die

Lampe besitzt ein luft- und wasserdicht abgeschlossenes Gehäuse, welches auf einer Seite durch eine starke Glasscheibe geschlossen ist, und in der sich eine gewöhnliche Petroleumlampe mit Zylinder befindet.

Dem Brenner wird Luft aus dem Regulator des Tauchers, oder unmittelbar von der Pumpe durch einen Schlauch *a* zugeführt. Die Luft streicht durch das Metallrohr *b b*; die Schraube *c*, welche in das Röhrchen, von aussen stellbar, eingreift, regulirt die Zuströmung. Von *b* gelangt die Luft durch das Rohr *d* zum Brenner, dessen Flamme durch Stellschraube ebenfalls von aussen geregelt werden kann. Die Verbrennungs-Gase entweichen durch das gewundene Rohr *g*, in dessen unteres Ende der Zylinder hinein ragt, in das umgebende Wasser, welches in Folge der Windung in die Lampe nicht hinein gelangen kann. — Preis einer Lampe 220 M., Verbindungs-Schlauch zwischen Regulator und Lampe, 1<sup>m</sup> lang, 30 M.

Zur Verständigung und Beleuchtung unter Wasser wird man neuerdings auch die Elektrizität in der Form des Telephons bezw. des Lichts anwenden können. Glühlicht unter Wasser fest oder tragbar einzurichten, hat keinerlei Schwierigkeiten.

ε. Hochdruck-Apparat. Eine Neuerung an Taucher-Apparaten bildet der sogen. Hochdruck-Apparat der Firma L. v. Bremen & Co. Derselbe besitzt einen zylinderförmigen Behälter, welcher mit auf 30 Atmosph. verdichteter Luft gefüllt wird und hat eine Grösse, die so bemessen ist, dass der Taucher mit der Luft 6 Stunden lang ausreicht, ohne mit der Pumpe in Verbindung zu sein. Die Luft-Zuströmung im Regulator regelt sich hier ebenfalls, wie bei dem vorigen selbstthätig, und richtet die Spannung der dem Taucher zum Athmen zuströmenden Luft sich nach der Tiefe ein, in der dieser sich befindet. Der einzige Unterschied gegen den andern Apparat besteht darin, dass der Schlauch, welcher dem Regulator-Tornister Luft zuführt, hier nicht mit der Luftpumpe, sondern mit dem vorerwähnten Hochdruck-Behälter in Verbindung steht.

ζ. Fleuss-Apparat. In neuerer Zeit scheint in einem Apparat von Fleuss ein Mittel gewonnen zu sein, die Leistungs-Fähigkeit eines Tauchers noch weiter als mit dem Hochdruck-Apparat zu steigern. In dem von der englischen *Fleuss-Breathing Dress- & Safety-Lamps-Company* vertriebenen Apparat wird eine konstante Luftmenge von einiger Pressung so benutzt, dass sie wiederholt zum Einathmen gelangt, nach dem sie zuvor regenerirt worden ist. Der Apparat besteht aus einer Gesichtsmaske besonderer Einrichtung, einem Tornister, der die zur Luftregeneration erforderlichen Stoffe (kaustisches Natron, reinen Sauerstoff usw.) in verschiedenen Abtheilungen enthält, die an einem — auf der Brust zu tragenden — Luftsack durch Röhren angeschlossen sind. Die Berührung der ausgeathmeten Luft mit dem kaustischen Natron dient zur Abscheidung der Kohlensäure, welche zum Entweichen in das umgebende Wasser gebracht wird. Aus dem Sauerstoff-Behälter wird fortwährend ein Zuschuss an die Athmungsluft geleistet, dessen Menge durch ein Schrauben-Ventil zwar genau regulirbar ist; immerhin aber ist wegen der Druckabnahme im Behälter nicht eine so genaue Regulirung möglich, dass die Luft in ihrer Zusammensetzung völlig der atmosph. Luft gleich ist. Diese kleinen Abweichungen sind aber nach den bisher vorliegenden Versuchen unschädlich.

Zum Apparat — der übrigens auch im Bergwerks-Betrieb mit gutem Erfolge benutzt wird — gehört eine Lampe mit eigenem Sauerstoff-Behälter. Der Sauerstoff gelangt durch ein feines Platinrohr zu einer Spiritusflamme und bringt mit deren Hilfe einen Kalkzylinder zum Erglühen. Zur Sauerstoff-Erzeugung dienen einfache Apparate, die ebenfalls von der oben genannten Gesellschaft geliefert werden. — 1 Tornister- und bezw. Lampen-Füllung reicht für 3—4 Stunden. Der Apparat ohne Lampe kostet 500 M., die Lampe 120 M.<sup>1)</sup>

Ein Taucher vermag allerdings alle möglichen Arbeiten unter Wasser auszuführen; indessen thut man gut, seine Beihilfe aufs engste zu beschränken. Ist z. B. ein Stein anzubohren, um ihn mittels Wolf zu heben oder um ihn zu sprengen, so kann man das Bohren meistens viel billiger von oben aus vor-

1) Deutsche Bauzeitg. 1884, S. 432 und 1886, S. 35.

nehmen und braucht den Taucher nur zum Befestigen des Wolfs oder zum Einsetzen der Ladung hinab zu schicken. Für die Bohrarbeit empfiehlt sich eine ganz ähnliche Einrichtung, wie solche oben beschrieben ist. Man setzt ein langes Gasrohr auf die vom Taucher ermittelte günstigste Stelle des Steins möglichst senkrecht auf, befestigt dasselbe durch Festnageln an einer hierfür hergerichteten Rüstung in seiner Stellung und benutzt es nun als Führung für den Bohrer.

#### d. Bagger - Apparate.

Es werden hier nur diejenigen Apparate berücksichtigt, welche wegen Beanspruchung geringen Raums bei Gründungen besonders verwendbar sind; die Besprechung der übrigen Baggermaschinen verbleibt dem Abschnitt „Wasserbau.“

##### a. Sackbagger und Sackbohrer.

Fig. 76.

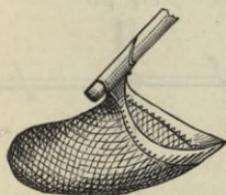
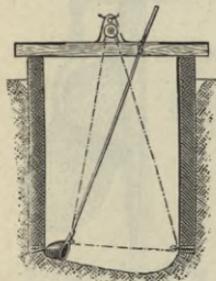


Fig. 77.



##### 1. Der Sackbagger, Fig. 76.

Er wird in der Weise gehandhabt, dass der Arbeiter das Geräth in möglichster Entfernung vor sich auf den Grund setzt, so dass die offene Seite mit Schneide ihm zugekehrt ist. Indem er, den Stiel gegen die Schulter und den Bagger auf den Grund drückend, letztern zu sich heran zieht, wird der Beutel gefüllt. Die Schiffer besitzen meist grosse Uebung in dieser Arbeit, die sie beim Baggern von Sand aus Flussbetten erwerben. Preis für 1  $\text{cbm}$  etwa 0,8 bis 1 M. im Schiff. Diese Art des Baggerns ist nur bis etwa 2 m unter Wasser ausführbar.

Fig. 77 giebt an, wie mit diesem Apparat in grössern Tiefen gebaggert werden kann, vorausgesetzt, dass der Raum nicht allzu beschränkt ist. Der Bagger sitzt an einer starken Stange, an welcher Taue befestigt sind, von denen das eine zum Aufholen, das andere dazu dient, den Bagger quer über den zu baggernden Boden fortzuziehen und mit Boden zu füllen. Zu diesem Zwecke geht das 2. Tau über eine Rolle, die unten am Brunnenkranze oder besser (um die Rolle beliebig nachsehen zu können) an einer starken, oben fest gelegten Stange dicht über dem Boden angebracht ist. Beide Taue gehen oben umgekehrten Sinnes über eine

Winde. Um ein gutes Greifen zu befördern, ist es zweckmässig, das Tau, mit welchem der Bagger fortgezogen wird, nicht dicht über dem Beutel, sondern etwas höher angreifen zu lassen. Um den Bagger auf dem Grunde in der richtigen Stellung zu erhalten, ist oben an der Stange eine Handhabe anzubringen, welche gleichzeitig die Lage des Baggers erkennen lässt. Damit der Baggerbeutel sich nicht vor die Schneide legt, ist derselbe mittels einer an seinem Ende befestigten Schnur beim Hinablassen hoch zu halten.

Da der Beutel leicht abreisst, umgiebt man denselben wohl mit einem Netze aus starkem Bindfaden, welches etwas kleiner ist als der Beutel selbst; das Netz ist alsdann der eigentliche tragende Theil. In dieser Anordnung ist der einfache Sackbagger bei leichten Bodenarten ein sehr verwendbares Geräth. Da als Winde ein einfacher Haspel genügt, kostet Beschaffung und Unterhaltung sehr wenig, so dass man ohne nennenswerthe Preiserhöhung thunlichst gleichzeitig an mehreren Stellen arbeiten kann, ein Umstand, der oft die etwas höhern Förderkosten wieder aufwiegt.

Bei der Elbbrücke bei Dömitz geschah die Bodenförderung aus Brunnen von 18  $\text{qm}$  Grundfläche für sämtliche Fluthbrücken-Pfeiler in dieser Weise. In jedem Brunnen arbeiteten gleichzeitig 2 Bagger, mit zusammen 6 Leuten besetzt. Tägliche Senkung der Brunnen bis 3 m unter Wasser rund 0,5 m, bis 6 m unter Wasser 0,35 m. Preis der Senkung — ausschl. der Geräthe — bis 3 m unter Wasser 38,25 M.; bis 6 m 57,35 M.; über 6 m 67 M.<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Zeitschr. des Architekt.- u. Ingen.-Vereins zu Hannover, Jahrg. 1882, Hft. 4.  
3\*

## 2. Der Sackbohrer, Fig. 78.

Derselbe besteht aus einer zugeschrärfen oder schraubenförmig auslaufenden Eisenspitze an hölzerner Stange; erstere trägt einen zugeschrärfen Eisenring zur Aufnahme des Baggerbeutels. Die Befestigung der genannten Theile, wie auch die des Querhebels am obern Rande der Stange ist in einer gegen Drehen möglichst widerstandsfähigen Weise anzuordnen. Der Beutel ist wie oben durch ein Netz zu schützen und beim Hinablassen mittels einer Schnur in der richtigen Lage zu halten. Der Sackbohrer findet hauptsächlich in sehr engen Brunnen bei weichen Erdarten Anwendung; er ist aber wenig leistungsfähig, weil er oft nur mit Theilfüllung gehoben wird.

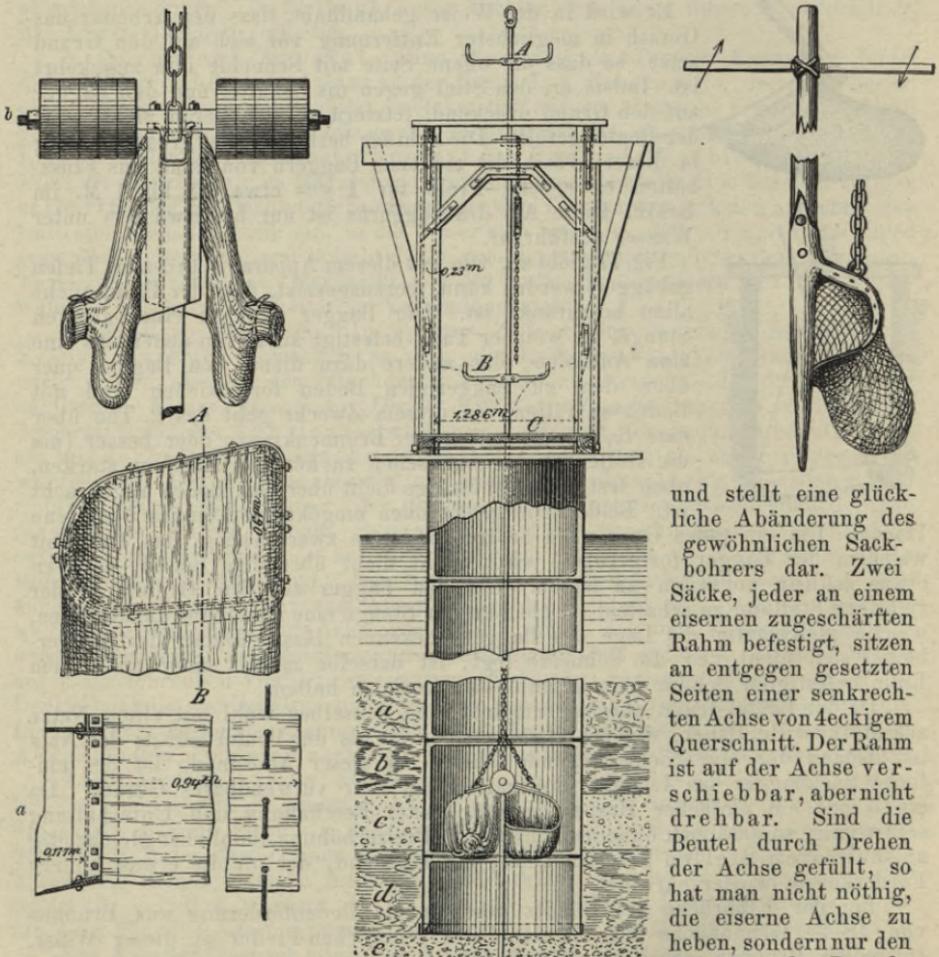
## 3. Doppelsack-Bohrer, Fig. 79—82.

Der Apparat wurde bei dem Bau von Brücken in Japan namentlich über den Fluss Rokugo mit gutem Erfolg selbst in nicht zu festem Lehm Boden angewendet

Figg. 79, 80, 81.

Fig. 82.

Fig. 78.



und stellt eine glückliche Abänderung des gewöhnlichen Sackbohrers dar. Zwei Säcke, jeder an einem eisernen zugeschrärfen Rahm befestigt, sitzen an entgegengesetzten Seiten einer senkrechten Achse von 4eckigem Querschnitt. Der Rahm ist auf der Achse verschiebbar, aber nicht drehbar. Sind die Beutel durch Drehen der Achse gefüllt, so hat man nicht nöthig, die eiserne Achse zu heben, sondern nur den Rahm mit den Beuteln

und den Belastungsgewichten *b*. Um die Beutel schnell zu entleeren, sind sie unten nur mittels einer durchgezogenen Schnur geschlossen.

Unsere Quelle<sup>1)</sup> giebt als die Leistung dieses Baggers unter günstigen Ver-

<sup>1)</sup> Exc. Min. of Proceed. of the Instit. of Civ.-Engin., Vol. LXVIII Sess. 1881—1882 P. II.

hältnissen (in Sandboden) ungef. 2<sup>cbm</sup> Boden in 1 Stunde an, die in 4—6 Füllungen gehoben werden, bei einer Bedienung mit 8 Arbeitern.

In ebenso engem Raume wie der Sackbohrer verwendbar, aber in der Leistung viel sicherer, ist:

### β. Der Schraubenbagger, Fig. 83, 84.

Derselbe besteht aus einer ziemlich flachgängigen Schraube, deren Ränder entweder nur aufgekrampt sind, oder die, noch besser, mit einem Mantel umgeben ist. Nach einer betr. Mittheilung<sup>1)</sup> lieferte der Schraubenbagger mit Mantel bei jedem Hub 0,6<sup>cbm</sup> Boden. Er eignet sich für alle Bodenarten und verdient Beachtung.

### γ. Die indische Schaufel, Fig. 85.

Sie besteht aus einer starken eisernen, um ein Scharnier an einem Stiele drehbaren Schaufel, die in senkrechter Stellung in die Erde gestossen und unter kräftigem Druck auf die Baggerstange mittels der Windekette in horizontale

Fig. 83, 84.

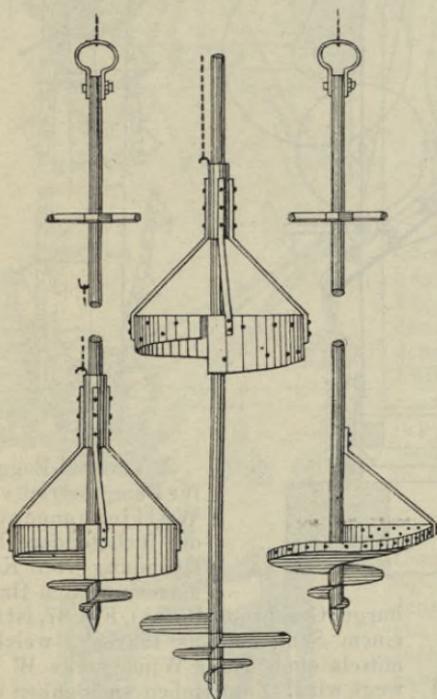
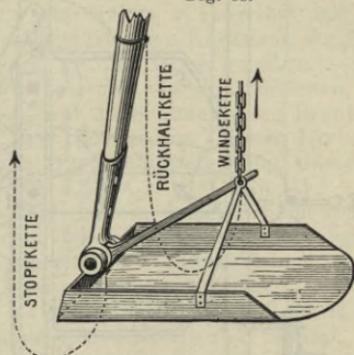


Fig. 85.



Lage gebracht und demnächst, mit Boden gefüllt, gehoben wird. Grosses Gewicht der Schaufel fördert das Eindringen in den Boden. Dieselbe ist nicht für leichten Schlamm geeignet, desgleichen auch nicht für festen Thon und Lehm; für groben Kies ist der Schraubenbagger im Vorzuge. Die Leistungsfähigkeit ist je nach Bodenart und der Uebung der Mannschaft sehr verschieden. Bei der Thorner Weichsel - Brücke<sup>2)</sup> wurden mittels 2 Schaufeln, deren jede 8 Mann Bedienung erforderte, bei 10 stünd. Arbeit ein zylindrischer Brunnen von 6,6 m Aussen-

Durchm. durchschn. um 0,31 m gesenkt. Bei dem Bau der Rhein-Brücke bei Wesel wurden mit indischen Schaufeln von 45 kg Gewicht (Preis der Schaufel 12 M.) bei 6 Mann Bedienung aus runden Brunnen von 3,14 m Durchm. als grösste Leistung in 1 Tag 17,8<sup>cbm</sup> Boden (Kies) gebaggert. Durchschn. wurden die Brunnen täglich 0,497 m in 1 Tag gesenkt. Ganze Versenkungstiefe 5,96 m unter Erdoberfläche.

### δ. Der Eimerbagger, Fig. 86.

1. Die Figur stellt einen solchen mit senkrechter Baggerleiter für Handbetrieb dar. Die Eimerkette mit Eimern von 5 bis 10<sup>l</sup> Inhalt ist sammt dem Windwerk zwischen 2 Pfosten angebracht. Sie läuft über gezahnte Räder und gleitet bei grösserer Länge an Streichschielen, die auf Klötzen befestigt sind<sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> Zeitschr. f. Bauw. 1880.

<sup>2)</sup> Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 35 u. 197.

<sup>3)</sup> Aehnliche Konstruktionen für Hand- sowohl wie Dampfbetrieb sind mitgetheilt in Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 241 u. 441; 1882 S. 243 und Allgem. Bauztg. 1881 S. 68.

Bei der Weichselbrücke zu Graudenz erforderte ein solcher Handbagger 10 Mann an den Kurbeln, 3 Mann zum Bewegen des drehbaren Wagens, 1 Mann zum Bedienen der Schüttklappe, 2 Mann zum Abwerfen des Bodens auf die Rüstung und 1 Baggermeister. Diese 17 Mann senkten die 48 qm Grundfläche haltenden Brunnen täglich um 0,35 m. — 1 cbm verdrängter Boden kostete dann einschl. des Verkarrens auf kurze Entfernung, aber ausschl. der Beschaffung und Unterhaltung der Geräte, 3,16 M.

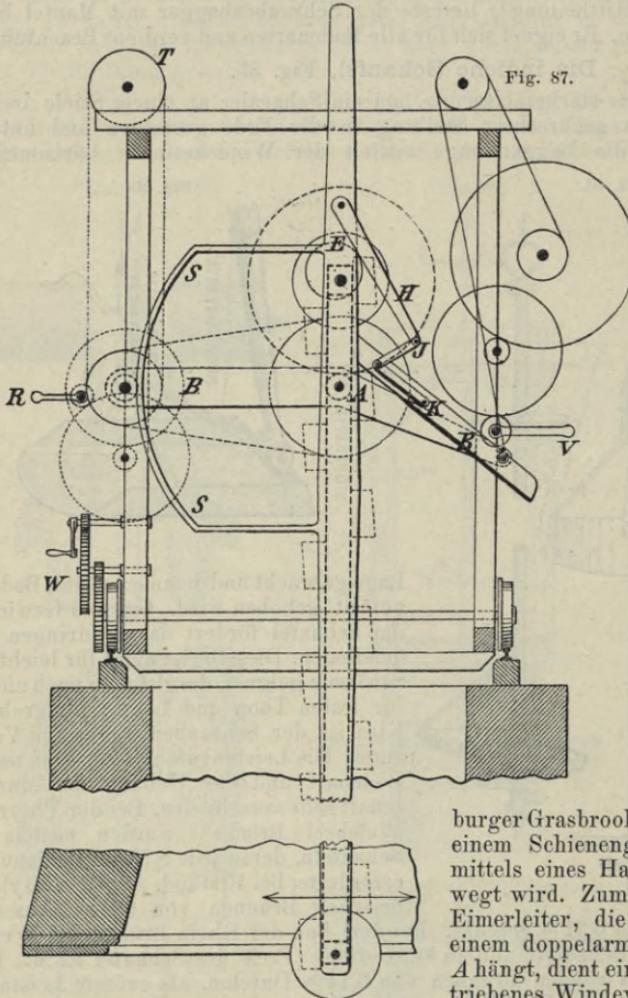
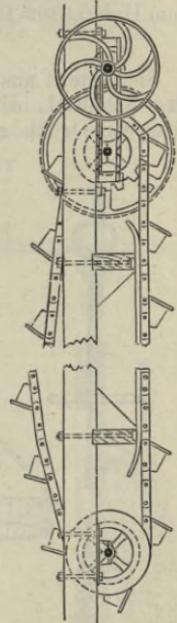


Fig. 86.



2. Vertikal-Bagger für Dampftrieb von Waltjen (angewendet insbesondere bei Gründung von Kai-mauern an den Ham-

burger Grasbrook-Häfen), Fig. 87, ist auf einem Schienengleis fahrbar, welches mittels eines Hand-Windwerks *W* bewegt wird. Zum Heben und Senken der Eimerleiter, die auf einer Achse *A* in einem doppelarmigen Winkel-Balancier *A* hängt, dient ein ebenfalls von Hand getriebenes Windwerk *V*. Da die Eimer-

leiter nicht nur der Höhe nach verstellbar ist, sondern mittels einer Pendelbewegung auch der Querrichtung nach, so ist jeder Punkt der Sohle der Baugrube für die Eimer des Baggers erreichbar. Zur pendelnden Bewegung der Leiter dient ein von Hand betriebenes Windwerk *R*, das auf einen Zahnbogen *S* wirkt, der mit der Leiter fest verbunden ist. Die Bewegung der Eimerkette geschieht durch eine Lokomobile, für welches *T* die aufnehmende Scheibe ist. — *E* ist ein Exzenter, welches mittels des Hebels *H*, *J* eine Klappe *K* über der Schüttrinne *B* bewegt.

#### ε. Krahnbagger mit Exkavator.

Uebereinstimmend wird bei allen Einrichtungen dieser Art ein Exkavator oder Greifer auf den zu entfernenden Boden durch einen Ausleger-Krahn hinab gelassen und dort durch Benutzung einer Winde-Vorrichtung gefüllt.

## 1. Der Milroy'sche Exkavator, Fig. 88.

Dieser Apparat stellt sich gleichsam als ein Vervielfältigung der indischen Schaufel dar. Das Baggern geschieht in der Weise, dass man den Exkavator, in der Gestalt, wie ihn die Figur zeigt, mit geöffneten Bodenklappen *g* an den Ketten *b* auf den Grund senkt. Diese Ketten hängen mittels eines Ringes *t*, des Hakens *n* und des Hebels *c* an der eigentlichen Krahnkette *d*.

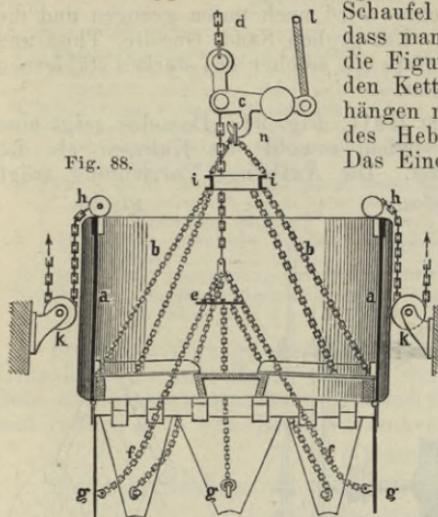


Fig. 88.

Das Eindringen der Schaufeln *g* durch ihr Eigengewicht wird durch einen Zug, den man an den seitlichen Ketten *h* ausübt, welche über 2 am Baggergestell oder am Brunnenkranze selbst befestigte Rollen *k* laufen, befördert. Sind die Schaufeln genügend tief eingedrungen, so wird mittels der Leine *l* der Haken *n* ausgelöst und der Exkavator durch den Kettenzug *d e f* geschlossen, gefüllt, bzw. gehoben. — Die grösste Leistung des beschriebenen Exkavators war die Senkung eines Brunnens von 2,55 m Durchm. um 7,6 m in 1 Arbeitstag, die Durchschnittsleistung eine Senkung von 4,88 m.

Fig. 89.

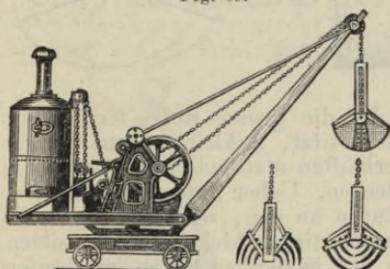


Fig. 90.

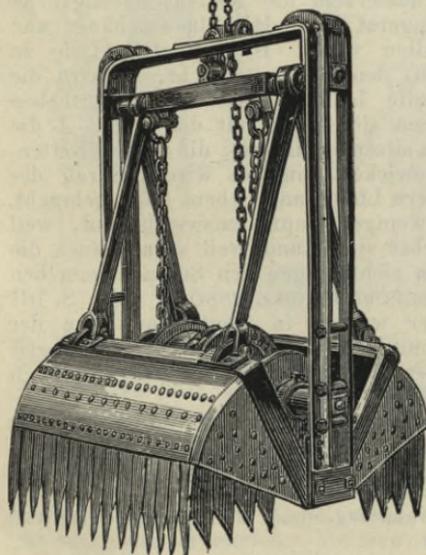
Beweglicher in der Handhabung sind die nachstehend beschriebenen beiden Greifer-Apparate, die mittels eines fahrbaren Auslegerkrans betrieben werden, Fig. 89. Es gehen über den Kopf der Winde des Auslegers zwei Ketten zum Greifer, von denen die eine zum Senken, die andere zum Füllen und Aufwinden desselben dient.

Fig. 90 giebt zur bessern Vertheidlichung in perspektivischer Projektion diejenigen Konstruktionen an, welche in den Fig. 91, 92, 93 in gerader Projektion dargestellt sind:

## 2. Greifer-Apparat.

## a. System Morris und Cumings.

Dasselbe ist in Fig. 91—93 dargestellt, hat 2 viertelkreisförmige Schalen, ähnlich denjenigen einer eisernen Betontrömmel, die um Achsen drehbar sind und an ihren äussersten Ecken beiderseitig Scharniere haben, an denen Winkelschenkel angreifen, welche auf einer gemeinsamen Welle sitzen. Diese Welle gleitet zwischen 2 Führungen, die am obern Ende durch ein starkes Eisen verbunden sind, während sie unten ausser den Greiferschalen — noch über den letztern — eine drehbare Welle tragen. Auf dieser sitzt in der Mitte eine grössere Scheibe für die zum Aufwinden des Greifers dienende Kette. Zu den Seiten der grossen Scheibe sitzen 2 kleinere für kurze Ketten bestimmte, deren Enden an der obern Achse befestigt sind, die in der Mitte einen Bügel hat. Dieser dient zur Befestigung derjenigen Kette, an welcher der Greifer hinab gelassen wird. Hat der Greifer den Boden erreicht, so dringen die untern Ränder durch ihr Eigen



gewicht etwas ein. Wird dann die zum Aufheben dienende Kette angezogen, so dreht sich die obere Achse, und es werden dadurch die kurzen Ketten auf die kleinen Scheiben gewickelt; die untere Achse wird nach unten gezogen und die Greiferhälften werden damit geschlossen. Um groben Sand, Gerölle, Thon und Holz zu heben, wird anstatt des Blechgreifers ein solcher aus starken stählernen gebogenen Zinken, Fig. 90 u. 93, eingesetzt.

β. Greifer-Apparat nach System Hall, Fig. 94. Dasselbe zeigt eine noch weiter vereinfachte Konstruktion, indem sowohl die Kulissen als die 2. Welle fehlen, welche in diesen leitet. Die Aufhänge-Vorrichtung trägt

Fig. 91.

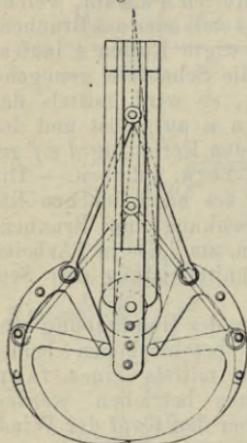


Fig. 92.

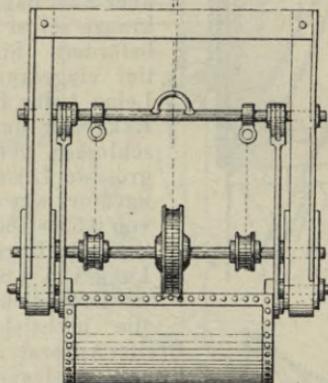


Fig. 93.

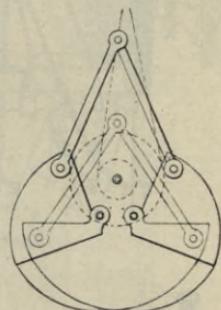
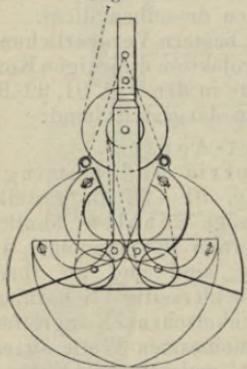


Fig. 94.



unter der Welle, auf der die grosse Rolle für Schluss und Aufzug des Greifers sitzt, 2 kleinere, um welche die Drehung der Greiferhälften stattfindet, und auf deren Enden kleine Rollen stecken. Ueber diese laufen 2 kurze Ketten, deren obere Enden an den, seitlich der grossen Rolle auf deren Achse befestigten kleinen Rollen sitzen, während die untern zu den äussersten Ecken der Greiferhälften gehen und dort durch 2 Bügel befestigt sind. An diesen Ecken sind ausserdem die Ketten befestigt, an denen der ganze Apparat beim Hinablassen hängt und dadurch offen erhalten wird. Hat derselbe (wie in Fig. 94 angenommen) den Boden erreicht, so wird die über die grosse Rolle laufende Kette zum Aufheben angezogen und drehen sich dann mit der Achse A die kleinen auf derselben sitzenden Rollen; die kurzen Ketten-Enden werden aufgewickelt, und es wird dadurch der Greifer in die in feinen Linien angegebene Lage gebracht.

Aehnliche Konstruktionen, die aber weniger empfehlenswerth sind, weil einmal die einzelnen Theile leichter zerstörbar sind, und weil sodann auch die Kraft, welche die Greifer-Hälften zusammen zieht, gegen den Schluss derselben zu sehr abnimmt, findet man in *Ann. d. Ponts et Chauss. 1880 1. Sem.*, S. 161 u. T. 6 u. 8. Die genannten Krahnbagger werden in Deutschland von der Firma Büniger & Leyrer in Düsseldorf mit dem Greifer nach System Morris und Cumings in 4 Grössen geliefert. Ueber die Preise und Leistungsfähigkeit derselben giebt die Tabelle auf folgender Seite einen Anhalt.

Da alle Arbeiten selbstthätig durch Dampf verrichtet werden, so ist für leicht lösliche Bodenarten nur 1, höchstens 2 Mann Bedienung erforderlich; für Thonboden, der schwerer von den Zinken zu lösen ist, werden 3 oder 4 Mann erfordert<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Spezielle Mittheilungen über mehrfache Verwendung dieser Bagger vergl. Jahrg. 1882 und 1884 des Zentrabl. d. Bauverwaltg.

No.	Bezeichnung	Nummer des Baggers			
		A	B	C	D
1	Fassungs-Vermögen des Greifers . . . . . (kg)	500	10000	1500	2000
2	Baggert nach Angabe der Fabrik in 10 Stund. bis 6m Hubhöhe Schlamm, Sand oder Kies . . . . . (kg)	250000	500000	650000	800000
3	Gräbt und verladet Thonboden . . . . . (kg)	150000	300000	400000	500000
4	Halbmesser der Ausleger . . . . . (m)	5	5,5	5,5	5,5
5	Preis einschl. eines Greifers, Schöpfeimers aus Blech, bei Baggertiefen bis 7,5 m . . . . . (M)	9500	12500	15600	18000
6	Preis eines Greifers mit dicht stehenden Stahlzinken zum Baggern von Sand, oder mit weiter stehenden Stahlzinken zum Baggern von Thon . . . . . (M)	1350	1900	2500	2850
7	Ungefährtes Gew. des Krahns einschl. eines Greifers aus Blech . . . . . (kg)	10000	15500	18000	21000
8	Preis einer Vorrichtung zum Selbstfahren . . . . . (M)	1350	1700	2100	2400
9	Zuschlag für eine grössere als unter 5 angegeb. Bagger- Tiefe für 0,5 m . . . . . (M)	30	40	50	60

Besondere Vorzüge dieser Bagger bestehen darin, dass sie auch als gewöhnliche Krähne zum Heben benutzt werden können, dass sie die Maurerarbeiten beim Brunnen senken nicht stören und für jeden Boden und jede Tiefe anwendbar und endlich auch zum Beton-Versenken geeignet sind.

ζ Pumpenbagger.

Man hat dieselben mit und ohne Ventile angewendet. Zu erstern rechnet:

1. Die Sandpumpe, Fig. 95, 96.

Die Pumpe wird mittels einer starken Winde auf den Grund hinab gelassen, wobei das kurze Saugerrohr in denselben eindringen wird. Es beginnen Arbeiter den Kolben, ähnlich wie bei einer Ramme an einem Hebel Fig. 96

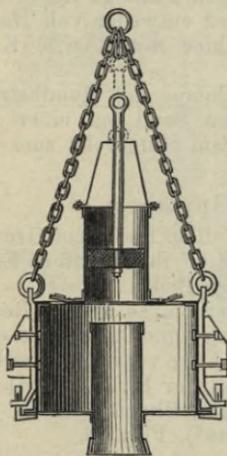


Fig. 95.

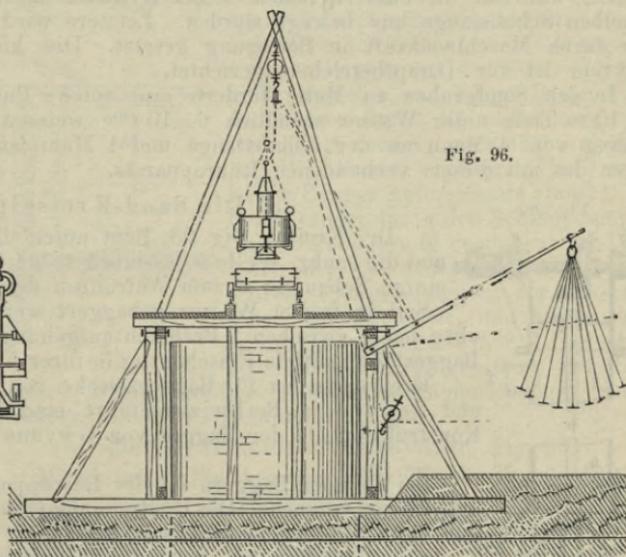


Fig. 96.

zu heben, um ihn dann wiederum das Eigengewicht sinken zu lassen. Bei jedem Hub tritt Wasser mit Sand gemischt in den Pumpenzylinder ein; beim Niedergange fällt der Sand im Pumpenzylinder um das Saugerrohr herum nieder, während das Wasser durch die Ventile in der Decke der Pumpe austritt. Nach Füllung der Pumpe wird dieselbe gehoben; alsdann werden die Bodenklappen gelöst, wonach der Sand heraus fällt.

Die Leistungsfähigkeit dieser Pumpe ist keine besondere. Wenn 9 Mann an der Pumpe, 2 auf der Rüstung, und 1 Maschinenwärter (am Dampfkrahn) gut zusammen arbeiteten, konnten sie in 1 Stunde nur 5 bis 6 Füllungen von

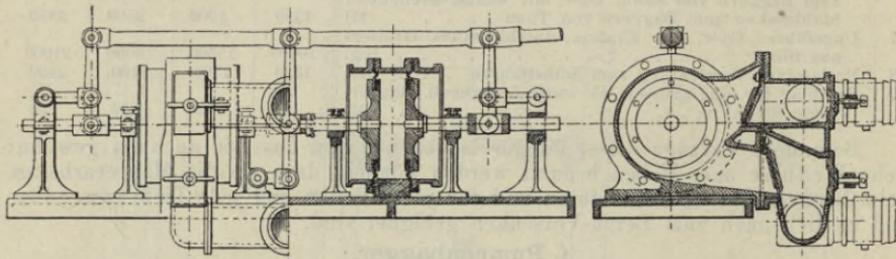
je 0,495 cbm aus einem Brunnen fördern. Dies giebt im Mittel 27 cbm für den 10 stündigen Arbeitstag, welche 36 M. allein an Arbeitslohn kosten, also 1 cbm 1,33 M. ohne Kohlen, Oel, Tilgung und Verzinsung des Anlage-Kapitals<sup>1)</sup>.

Bessere Ergebnisse liefert:

## 2. Die Schlammpumpe von Geerts, Fig. 97.

Da bei Kolbenpumpen durch Sand und Schlamm die Zylinder stark angegriffen werden, hat der Erfinder anstatt des Zylinders mit Kolben ein Gefäss mit 2 beweglichen Böden angewendet. Diese sind durch besonders weiche Leder-

Fig. 97.

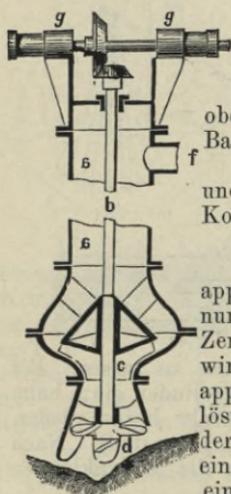


stulpe mit den Gefässwänden luft- und wasserdicht verbunden, die Annäherung der Böden bewirkt Einsaugen, die Entfernung Ausstossung von Flüssigkeit. Die Skizze zeigt eine 2 zylindr. Pumpe mit gemeinsamem Saug- und Druckrohr. Beide Zylinder wirken abwechselnd, indem die innern Böden derselben mit einarmigen Hebeln in Verbindung sind, die an einer gemeinschaftlichen Schubstange angreifen, während die äussern Böden beider Zylinder durch 2 armige Hebel von derselben Schubstange aus bewegt werden. Letztere wird entweder von Hand, oder durch Maschinenkraft in Bewegung gesetzt. Die hier mitgetheilte Konstruktion ist für Dampfbetrieb eingerichtet.

In den Sandgruben zu Mollé forderte eine solche Pumpe mit Handbetrieb aus 10 m Tiefe unter Wasser stündlich 6—10 cbm weissen Sand bei einer Bedienung von 4 Mann an der Schubstange und 1 Mann am Saugerohr zum Bewegen des mit diesem verbundenen Rührapparats.

Fig. 98.

## 3. Die Sand-Kreiselpumpe.



Der Kreisell, Fig. 98, liegt unten dicht über dem Grunde und die senkr. Welle *b* desselben trägt an ihrem untern Ende einige Schaufeln *d* zum Aufrühren des Bodens.

Soll in freiem Wasser gebaggert werden, so ist die Röhre oben bei *g* zwischen 2 Prähmen aufgehängt und kann, wie eine Baggerleiter mittels Flaschenzug in ihrer Lage verändert werden.

Kreiselpumpen für Baggerzwecke von der Firma Brodnitz und Seydel in Berlin ausgeführt sind vollkommener in der Konstruktion als der Bagger von Gwynne<sup>2)</sup>, Fig. 98.

Bei Pumpen-Baggern ist der Löseapparat von dem Förderapparat zu trennen. Die Umdrehungs-Geschw. des erstern muss nur etwa 1,0—1,5 m in 1 Sek. betragen, um keine zu grosse Zentrifugalkraft zu erzeugen, die den gelösten Boden der Sauge Wirkung des Kreisels entziehen würde. Die Flügel des Löseapparats müssen eine solche Form erhalten, dass sie den gelösten Boden möglichst dem Kreisell zuleiten. Entgegengesetzt der Konstruktion der Wasser-Pumpen muss die Saugöffnung eine möglichst enge sein, um eine grosse Geschw. und dadurch ein kräftiges Ansaugen des gelösten Bodens in derselben zu

<sup>1)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1871 S. 190.

<sup>2)</sup> Eingehendere Mittheilungen über diesen Gegenstand finden sich im Wochenbl. f. Archit. u. Ingen. 1879 S. 59, 66 u. 75.

erzeugen. Der Zutritt von Wasser ohne gelöste Bodentheile muss möglichst verhindert werden, und zu diesem Zwecke empfiehlt es sich, Schutzbleche namentlich nach derjenigen Seite hin anzubringen, an welcher der Bagger den Boden bereits fortgebaggert hat. Die Geschw. des bewegenden Wassers ist so gross zu wählen, dass dessen Stosskraft die grössten zu fördernden Körper unter Berücksichtigung deren relativen Gewichts mit angemessener Geschw. zu heben vermag. Ferner ist durch Versuche mit bestimmten Bodengattungen fest zu stellen, bei welcher Steigerung derselben der günstigste Prozentsatz des mitgerissenen Bodens zum Betriebswasser erreichbar ist. Sollen Körper durch die Stosskraft des Wassers gehoben werden, so muss  $v = 12,52836 \sqrt{r}$  sein, wenn  $v$  die Geschw. (in m) pro Sek. und  $r$  der Halbm. des als runder Körper der Dichte  $\gamma = 2,5$  angenommenen Körpers (in m) bedeutet. Nach diesem Werthe von  $v$  ist folgende Tabelle für verschiedene Werthe von  $r$  berechnet:

$r =$	0,0001	0,0002	0,0003	0,0004	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008	0,0009
$v =$	0,125	0,186	0,216	0,251	0,280	0,306	0,331	0,354	0,357
$r =$	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009
$v =$	0,404	0,559	0,685	0,790	0,883	0,968	1,04	1,118	1,186
$r =$	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
$v =$	1,25	1,86	2,16	2,51	2,80	3,06	3,31	3,54	3,57
$r =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$v =$	4,04	5,59	6,85	7,90	8,83	9,68	10,4	11,18	11,86
$r =$	1	—	—	—	—	—	—	—	—
$v =$	12,53	—	—	—	—	—	—	—	—

Fig. 99.

Die Querschnittsflächen wagerechter Rohrleitungen sollen zweckentsprechend grösser sein, als die der geneigten, und zwar um so viel, als die Widerstände bei Bewegung der Massen in der Wagerechten\* geringer sind, als in den Neigungen. Man spart dadurch an Betriebskraft, namentlich bei langen Leitungen. — Vorzüge der Pumpen-Bagger vor den Eimer-Baggern sind: bequeme und billige Beförderung der Massen durch Röhrenleitungen auf weite Entfernungen auch über Anhöhen.

Die Kosten betragen bei einem Eimer-Bagger guter Bauart einschl. der Beförderung durch den Schleppdampfer (in der Abbagerung gemessen) für 1 cbm 0,475 M.; bei einem schlecht ausgeführten Pumpen-Bagger, der versuchsweise benutzt wurde, und der in demselben Boden baggerte 0,38 M.; bei einem neu hergestellten grossen, mit einer

40 pferd. Dampfmaschine versehenen Pumpenbagger, sollen dieselben nur 0,18 M. betragen.

#### η. Der hydraulische Exkavator, Fig. 99.

Mittels einer Druckpumpe wird Wasser in ein Rohr  $d$  gepumpt, welches bis zur Sohle des Brunnens hinab geführt und heberartig gebogen ist. Ueber der Sohle hat das Rohr an der obren Seite eine Oeffnung, Fig. 100, durch welche Sand mit Wasser gemischt vom Druckwasser-Strome angesaugt und durch das Druckrohr  $D$  nach oben geführt wird. Eine ähnliche bei der Mississippi-Brücke benutzte Konstruktion förderte bei 88 mm weitem Rohre mit Druckwasser von

10 Atm. in 1 Stunde 15 cbm Boden.

#### θ. Die Leslie'sche Heberföndrung, Fig. 77.

Der Boden wird durch ein Scharwerk gelöst, welches auf einer hohlen Achse steckt, die durch Arbeiter an Hebeln in Umdrehung gesetzt wird. Durch ein Schlauchstück wird der Hohlraum der Röhre über den Brunnenrand hinaus

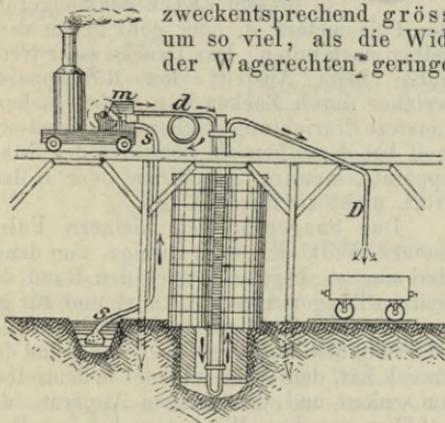
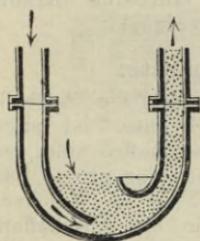


Fig. 100.



fortgeführt. Wird nun durch Einpumpen von Wasser in den Brunnen der Wasserstand in demselben um 2 bis 3<sup>m</sup> gegen den Aussen-Wasserstand erhöht, so entsteht im Rohr eine Strömung, die den aufgerührten Boden sammt dem Wasser nach oben führt<sup>1)</sup>.

Einen ähnlichen Zweck, nur in umgekehrter Richtung, erstrebt eine Konstruktion von Bassel<sup>2)</sup>.

#### ι. Reeve's pneumatischer Exkavator.

Derselbe hebt den Boden durch Luftverdünnung. Schläuche, an deren einem Ende trichterförmige Mundstücke sich befinden, münden mit dem obren Ende in eiserne Behälter, in denen die Luft verdünnt wird, während von Tauchern die Mundstücke über dem zu hebenden Boden geführt werden.

Wahrscheinlich ist die Bodenförderung durch verschiedene andere Einrichtungen einfacher und billiger auszuführen.

#### κ. Pulsometer-Bagger von Neuhaus, Fig. 101.

Fig. 101.

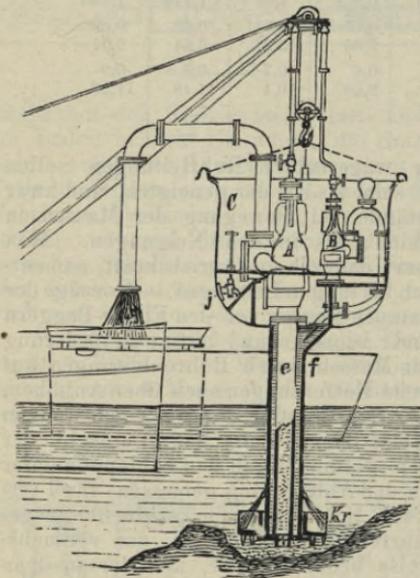


Fig. 102.

2 Pulsometer *A* u. *B*, sind zu gemeinschaftlicher Arbeit in der Weise zusammengestellt, dass das kleinere, *B*, sein Wasser in der Nähe der Saugöffnung des grössern, *A*, ausspritzt. Das Druckrohr des Pulsometers *B* umgibt zu diesem Zweck das Saugerohr des Pulsometers *A*, oder geht neben demselben nach unten. Das Druckwasser treibt unten beim Austritt den Rührapparat, welcher durch Zacken den Boden lockert. Letztere Einrichtung erscheint zweckmässig, weil bei derselben ein Zerstoren des Rührapparats, wenn er auf Steine oder Hölzer trifft, nicht zu fürchten ist.

Das Saugerohr des kleinern Pulsometers theilt sich in 2 Zweige, von denen der eine *g*, Fig. 102 über den Rand des ganzen Bagger-Apparats führt und für gewöhnlich in Thätigkeit ist, während der andere in dem Baggergefäss *C* endet und den Zweck hat, den Wasserspiegel in demselben zu senken und den ganzen Apparat, der

selbständig schwimmend zu denken ist, höher aus dem Wasser zu heben. Will man den Apparat senken, so lässt man durch die Röhre *i*, Fig. 101, Wasser eintreten.

In kleinern Maasstabe ausgeführt und an einem fahrbaren Krahn hängend, ist der Apparat auch zum Baggern in Brunnen geeignet.

#### λ. Vergleich der beschriebenen Bagger-Apparate.

Bei Zusammenstellung der folgenden Uebersicht, nach der die Auswahl unter mehren verwendbaren Apparaten getroffen werden könnte, ist angenommen, dass die Apparate für nur eine Ausführung zu beschaffen sind, und nach Beendigung derselben wieder verkauft werden müssen. Für grosse Baugeschäfte, welche ihre Geräte mehrfach verwenden können, ist es selbstverständlich auch bei kleinern Arbeiten häufig vortheilhafter, in der Anschaffung theure, aber im Betriebe billigere Geräte zu benutzen.

Die Ziffern 1. 2 u. 3 in der Tab. geben an, in welchem Werthverhältnisse etwa die aufgeführten Einrichtungen zu einander stehen.

<sup>1)</sup> Handb. d. Ingen.-Wissensch. Bd. III.

<sup>2)</sup> Wochenbl. für Archit. u. Ingen. 1881, S. 240.

	Loser Schlamm.	Fester Schlamm u. feiner Sand.	Grober Sand.	Weicher, leicht löslicher Lehm; sandiger Lehm.	Grober Kies u. Gerölle.	Fester Lehm u. Thon.
Bei Fundierungs-Arbeit. von geringem Umfang.	1. { Doppelsack-Bohrer, Sackbagger, Geert's Schlamm-pumpe für Handbetrieb.	1. { Doppelsack-Bohrer, Geert's Schlamm-pumpe für Handbetr.	1. { Doppelsack-Bohrer, Schrauben-Bagger.	1. { Geert's Schlamm-pumpe mit Handbetrieb, Schrauben-Bagger.	1. { Schrauben-Bagger.	Schrauben-Bagger.
	2. { Sackbagger, Sackbohrer, Schrauben-Bagger, Sandpumpe.	2. { Sackbagger, Schrauben-Bagger, Ind. Schaufel.	2. { Indische Schaufel, Sackbagger, Geert's Schlamm-pumpe für Handbetrieb.	2. { Doppelsack-bohrer, Ind. Schaufel, Sackbagger.	2. { Indische Schaufel.	
		3. { Sackbagger, Sackbohrer.	3. { Sackbagger, Sackbohrer.	3. { Sackbagger, Sackbohrer.		
Bei grossen Arbeiten.	1. { Geert's Schlamm-pumpe mit Dampfetr., Sand-Kreiselpumpe, Hydraul. Exkavat., Leslie'sches Verfahren, Eimerbagger, Pneumat. Verfahren.	1. { Geert's Schlamm-pumpe mit Dampfetr., Sanl-Kreiselpumpe, Hydraul. Exkavat., Leslie'sches Verfahren, Eimerbagger, Krahn-bagger, Milroy's Exkavator.	1. { Krahn-bagger, Milroy's Exkavat. Eimerbagger, Sand-Kreiselpumpe, Hydraul. Exkavat., Geert's Schlamm-pumpe mit Dampfetr., Leslie'sches Verfahren.	1. { Krahn-bagger, Milroy's Exkavat. Geert's Schlamm-pumpe mit Dampfetr., Leslie'sches Verfahren, Eimerbagger, Sand-Kreiselpumpe.	1. { Krahn-bagger, Eimerbagger.	Krahn-bagger, Eimerbagger.
	2. { Milroy's Exkavat., Krahn-bagger, Eimerbagg., Sandpumpe.	2. { Pneum. Verfahren, Sandpumpe.	2. { Sandpumpe, Pneum. Exkavator.	2. { Hydraul. Exkavat., Sandpumpe.	2. { Eimerbagger, Milroy's Exkavat.	

**e. Vorrichtungen zum Wasserheben.**

Es werden hier nur diejenigen Geräte usw. berücksichtigt, welche sich bei Gründungen am meisten bewährt haben.

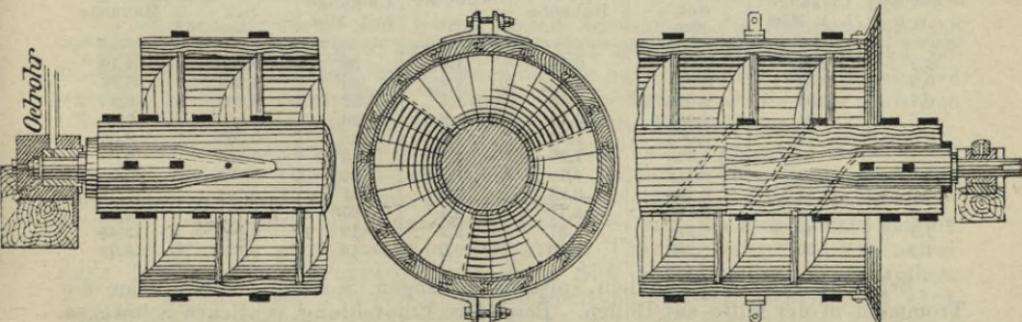
**α Die Wasserschnecke, Fig. 103—106.**

1. Die gewöhnliche Wasserschnecke oder Tonnenmühle. Sie nimmt ziemlich viel Raum in Anspruch, liefert aber eine gute Nutzleistung und

Fig. 103.

Fig. 104.

Fig. 105.



empfiehlt sich für grosse offene Baugruben, bei mässiger Hubhöhe. Für grosse Höhen muss die Spindel sehr stark gemacht werden, um starke Durchbiegungen zu vermeiden, und es absorbiert alsdann die Drehung derselben einen zu grossen

Theil der Betriebskraft. Die günstigste Neigung der Achse gegen die Wagerechte ist etwa  $30^\circ$ .

Kröhnke theilt über die Konstruktions-Verhältnisse und Leistung der Schnecke mit<sup>1)</sup>:

Bedeutet  $R$  den innern Mantelhalb.,  $r$  den Spindelhalb.,  $Q$  die bei 1 Umdrehung der Schnecke geförderte Wassermenge,  $n$  die Anzahl der Umdrehungen in 1 Min.,  $\alpha = 45^\circ$  den Neigungswinkel der Schraubenfläche an der Spindel,  $w = 30^\circ$  den zweckmässigsten Neigungswinkel für die Aufstellung so

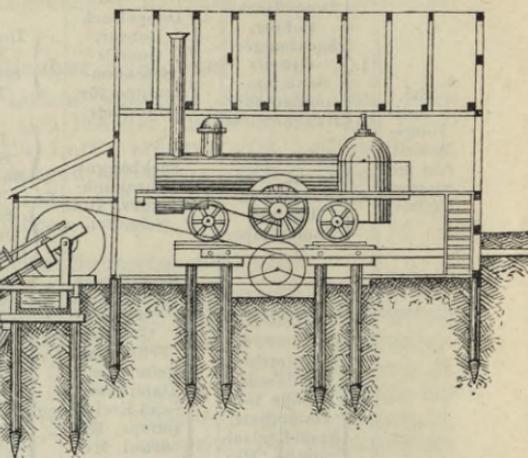


Fig. 160.

ist:  $r = \frac{R}{3}$ . Wasserschnecken von Halb.

$R$  der innern Mantelfläche = 0,1<sup>m</sup> bis 1,17<sup>m</sup> baut man am besten 4gängig; dann ist  $Q = 2 R^3$ .

Die grösste Umfangsgeschw. darf höchstens 2,25<sup>m</sup> in 1 Sek. betragen; demnach ist:  $n = \frac{21}{R}$  und die in 1 Sek. geförderte Wassermenge =  $0,7 R^2$ .

Das Güte-Verhältniss hölzerner Wasserschnecken beträgt 0,88 bis 0,89. Zur Ermittlung der Betriebskraft rechne man der Sicherheit halber nur 0, 84.

Unter Zugrundelegung dieses Güteverhältn. und  $\alpha = 45^\circ$ ,  $w = 30^\circ$ ,  $r = \frac{R}{3}$  berechnet Kröhnke für 4gängige Wasserschnecken von 0,2 bis 2,3<sup>m</sup> Manteldurchm. folgende Tafel, deren Angaben er als für die Ausführung vollständig zuverlässig bezeichnet:

Durchm. d. Schnecke m	Zahl d. Umgänge i. 1 Min.	Wassermenge i. 1 Sek. cbm	Pfdkr. f. 1 <sup>m</sup> Hubböhe	Durchm. d. Schnecke m	Zahl d. Umgänge i. 1 Min.	Wassermenge i. 1 Sek. cbm	Pfdkr. f. 1 <sup>m</sup> Hubböhe
0,2	210	0,007	0,11	1,3	32	0,296	4,70
0,3	140	0,016	0,25	1,4	30	0,344	5,46
0,4	105	0,028	0,44	1,5	28	0,395	6,27
0,5	84	0,044	0,70	1,6	26	0,449	7,13
0,6	70	0,063	1,00	1,7	25	0,508	8,06
0,7	60	0,085	1,35	1,8	23	0,568	9,00
0,8	52	0,112	1,78	1,9	22	0,633	10,05
0,9	47	0,142	2,25	2,0	21	0,702	11,15
1,0	42	0,175	2,78	2,1	20	0,744	12,29
1,1	38	0,212	3,37	2,2	19	0,849	13,48
1,2	35	0,253	4,00	2,3	18	0,928	14,73

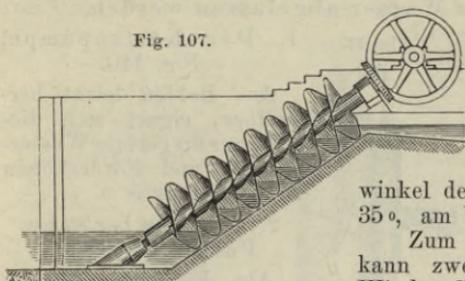
Bei sehr grossen Hubböhen, also sehr langen Spindeln, stützt man die Trommeln in der Mitte auf Rollen. Besondere Empfehlung verdienen Schnecken noch deswegen, weil Unreinigkeiten des Wassers nicht hinderlich sind, und weil die ganze Einrichtung so einfach ist, dass etwaige Ausbesserungen auf jeder

<sup>1)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1876, S. 377 ff.

Baustelle vorgenommen werden können. Bei der besondern Bewegungsweise des Wassers in der Schnecke sind auch nicht leicht Störungen durch Frost zu befürchten.

### β. Die holländische Wasserschraube, Fig. 107.

Fig. 107.



Dieselbe giebt bei geringer Hubhöhe gute Leistung. Eine Schraube ohne Umarmantelung läuft in einer halbzylindrischen offenen Rinne mit einem Spielraum von nicht über 5 mm. Die Neigung der Spindel gegen die Waagrechte ist ebenfalls  $30^\circ$ , der Steigungswinkel der Schraubengänge an der Spindel etwa  $35^\circ$ , am Umfange gegen  $70$  bis  $75^\circ$  zu nehmen.

Zum Betriebe von Schnecke und Schraube kann zweckmässig auch von der Kraft des Windes Gebrauch gemacht werden.

### γ. Ventil-Pumpen.

Die Saughöhe  $h_1$  wähle man, namentlich bei engen Röhren und grossen Entfernungen  $< 8$  m; die Weite der Saugröhren, die wo möglich immer in Steigung zur Pumpe liegen müssen, ist derart zu bestimmen, dass die Geschw.  $\leq 1$  m. Gefällwechsel bewirken die Bildung von Luftsäcken, welche die Leistung der Pumpe sehr herabsetzen. Bei gashaltigem oder warmem Wasser vermindert sich die theoret. Saughöhe um die Spannkraft der Dämpfe und Gase.

Auf grössere Höhen fördert man entweder mittels der Saug- und Hubpumpe, Fig. 108, oder mittels der Saug- und Druckpumpe, Fig. 109. Hubpumpen empfehlen sich, wenn die Betriebskraft in der Nähe des Oberwasserspiegels, und Druckpumpen wenn dieselbe näher dem Unterwasserspiegel sich befindet. Die Vertheilung des Widerstandes für Auf- und Niedergang des Kolbens ist aus den Figuren ersichtlich.

Bezeichnet:  $F$  den Kolbenquerschnitt,  $l$  den Kolbenhub,  $Q$  die Wassermenge in 1 Sek.,  $n$  die Zahl der Doppelhübe (Umdrehungen) in 1 Min.,  $v$  die Kolbengeschw. in 1 Sek.,  $a$  einen Koeffizient., so ist für einfach wirkende Pumpen:  $Q = a \frac{F v}{2} = a \frac{n}{60} F l$  und

$\left( v = \frac{2 n l}{60} \right)$  und für doppelt wirkende Pumpen:  $Q = a F v$ .

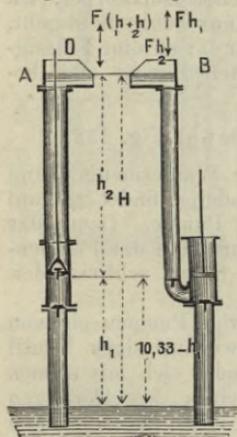
$a$  ist nach der mehr oder minder guten Ausführung der Pumpe  $= 0,9-0,8$  zu nehmen; doch gilt dies nur für eiserne, mit Sorgfalt gebaute und betriebene Pumpen, während für hölzerne, wie sie auf Baustellen meist angetroffen werden,  $a$  einen beträchtlich kleinern Werth hat.  $v$  wähle man zwischen  $0,2$  u.  $0,5$  m, und die kleinern Werthe für grössere Förderhöhen.

Bei grössern Pumpen lässt man die Anzahl der Doppelhübe meist  $< 30$  sein, bei kleinern Dampfpumpen dieselbe oft bedeutend über  $100$  steigen. Bei langen Saugeröhren und grösserer Saughöhe empfiehlt es sich ein Boden- oder Fussventil anzuordnen, damit das Wasser beim Stillstande der Pumpe nicht abläuft.

Zum Schutze gegen das Eintreten grober Unreinigkeiten, ist das untere Ende des Saugrohres (Saugkopf) mit einem Sieb oder Drathnetz zu versehen.

Da kleinere Spähne sowie Sand trotzdem mitgerissen werden und sich leicht in den Ventilen fest setzen, so ist auf möglichst bequeme Lage und leichte Zugänglichkeit der Ventile erhebliches Gewicht zu legen, und es sind Ausführungen, welche diesen Anforderungen nicht genügen, trotz grösserer Nutzleistungen unzweckmässig.

Fig. 108. Fig. 109.



Für Baupumpen eignen sich am besten Gummi- und Leder-Ventile; bei grossen Förderhöhen kann man indessen Metall-Ventile nicht vermeiden. Die Pumpenkolben dichtet man immer durch Hanf oder Leder, da Metall-Liderungen bald zerfressen werden. — Bei Frostwetter muss, sobald der Betrieb aufhört, aus allen Metallröhren das Wasser abgelassen werden.

Fig. 110.

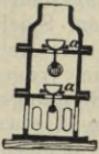


Fig. 111.

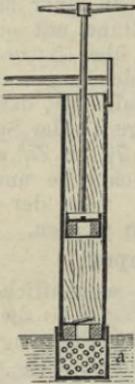


Fig. 112.

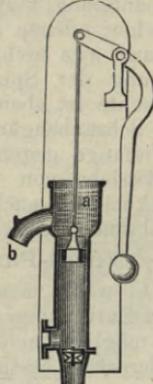
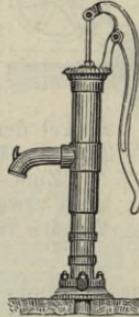


Fig. 113.



### 1. Die Kastenpumpe, Fig. 110.

Aus Bohlen leicht herstellbar, eignet sich dieselbe nur für geringe Wassermengen und Förderhöhen bis höchstens 5 m.

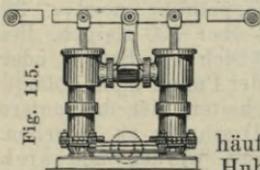
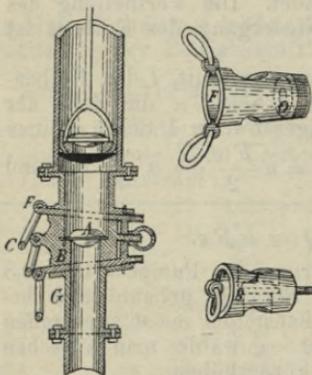
### 2. Die Fowler'sche Pumpe, Fig. 111.

Als Ventilsitze dienen Kautschukringe; der Kolben ist ein mit Eisenring beschlagener Holzkörper. Da dieser nur wenig dicht geht, ist die Druckhöhe der für unreine Flüssigkeiten gut geeigneten Pumpe eine beschränkte.

### 3. Die gewöhnliche Wirthschafts-Pumpe, Fig. 112.

Sie ist ebenfalls nur zum Fördern geringer Wassermengen und bei nicht grossen Hubhöhen zu benutzen. Häufige Anwendung findet sie auf Röhrenbrunnen. Fig. 112 und 113 zeigen 2 Formen dieser Pumpe. Damit das Wasser bei schnellem Arbeiten nicht oben überläuft, erweitert man das Pumpenrohr über der Ausfluss-Oeffnung, oder verlängert es um ein Stück, schliesst den Stiefel oben auch wohl durch einen Deckel ab.

Fig. 114.



In Fig. 114 ist für derartige Pumpen ein von Warren Sly konstruirtes zweckmässiges Ventil dargestellt. Dasselbe (A) befindet sich mit seinem Sitze B in der Bohrung eines kegelförmigen Hahnkörpers C, der wieder in einer kegelförmigen Hülse F steckt, welche genau dieselben Oeffnungen hat wie der Hahnkörper. Die Hülse F endlich befindet sich in einem kegelförmigen Gehäuse am Saugerohre der Pumpe. Sowohl der Hahnkörper C, als auch die kegelförmige Hülse F können durch je eine Schraubenmutter angezogen werden. Der innere Kegel C ist in seiner Hülse F nicht drehbar, wohl aber diese in ihrem Sitze. Will man nun das Ventil nachsehen, ohne dass dabei das Wasser ablaufe, so dreht man F um 90° und schliesst dadurch das Saugerohr luftdicht nach oben ab, löst darauf die Schraubenmutter, mittels welcher der innere Kegel C in F angezogen wird, und kann denselben dann heraus nehmen.<sup>1)</sup>

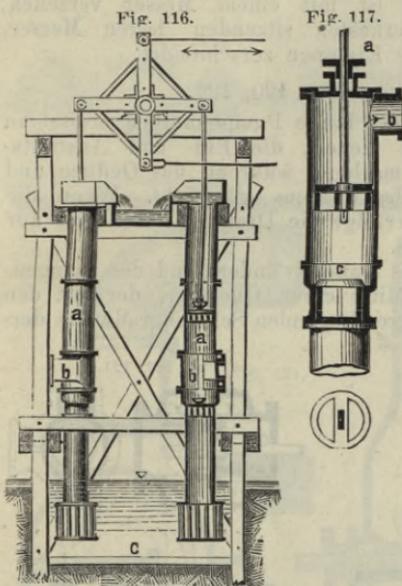
### 4. Die Doppelstiefel-Handpumpe, Fig. 115.

Sie bildet die auf grossen und kleinen Baustellen am häufigsten zu findende Konstruktion, und erfordert je nach Hubhöhe 2 bis 10 Mann Bedienung. Als Saugerohr dient gewöhnlich ein Spiralschlauch, den man zur Schonung zweckmässig mit Packleinwand umnäht, und mit starkem Bindfaden umwickelt.

<sup>1)</sup> Engineering, 1875, S. 284.

5. Die Schachtpumpe mit Kunstkreuz, Fig. 116, 117.

Dieselbe wird bei Brunnengründungen u. dgl. benutzt, wenn die Höhe, auf die das Wasser zu heben ist, mehr als 8 m beträgt. Sie hat dieselbe Anordnung wie die unter 4 beschriebene Pumpe; nur dass das Ausflussrohr sehr hoch über dem Pumpenkolben liegt, dass also die Kolbenstange eine bedeutende Länge besitzt. Die Zylinder sind ausgebohrt, Kolben und Saugventile aus Gummi auf eisernen Gittern (Messing wird durch den Schwefelgehalt im Gummi zerstört). Die Liderungskästen *b* haben seitlich angeschraubte Deckel, so dass man Kolben und Ventile bequem nachsehen kann. Diese Pumpen treibt man meist durch Maschinen; für Handbetrieb ist ein Zahnrad-Vorgelege erforderlich. Ist der Stand der Kraftmaschine ziemlich entfernt vom Brunnen oder Schacht, so wird am besten Drahtseil-Transmission angewendet. Bei kurzen Entfernungen sind Hebel- und Stangen-Verbindungen am Platze.



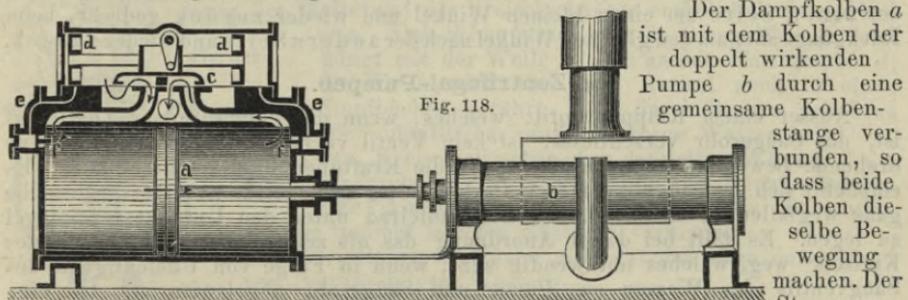
Anstatt den Pumpenzylinder bis zum Ausfluss am oberen Ende zu verlängern und die Kolbenstange frei in den Zylinder treten zu lassen, wählt man, namentlich bei grossen Hubhöhen, auch die in Fig. 117 dargestellte Anordnung, wobei die Kolbenstange oben durch eine Stopfbüchse eintritt, unter der sich das Steigerohr abzweigt.

8. Die Geert'sche Schlammpumpe.

Dieselbe ist schon auf S. 42 für einen andern Zweck erwähnt worden, recht gut aber auch zum Wasserschöpfen zu verwenden.

ε. Dampfpumpen.

Hier sei nur eine Dampfpumpe nach dem System Tangye & Brothers<sup>1)</sup> erwähnt, die in Fig. 118 dargestellt ist.



Der Dampfkolben *a* ist mit dem Kolben der doppelt wirkenden Pumpe *b* durch eine gemeinsame Kolbenstange verbunden, so dass beide Kolben dieselbe Bewegung machen. Der

Steuerungschieber *c* wird durch 2 Steuerkolben *d, d* bewegt, welche durch den Dampfdruck hin und her geschoben werden, je nachdem der Dampfkolben *a* am Ende seines Hubes eins der kleinen Dampfventile *f* bis hinter ein Kanälchen zurück stösst, so dass der hinter dem Steuerkolben *d* befindliche Dampf durch dieses und den Dampfzylinder mit dem hier verbrauchten Dampf entweicht. Die Pumpe nimmt wenig Raum ein, ist schnell und leicht aufzustellen. Sie leistete bei dem Bau der Newa-Brücke in St. Petersburg gute Dienste, verbrauchte aber in der Umsteuerung viel Dampf, wenn die kleinen Ventilen *f* vermöge Abnutzung usw. nicht mehr ganz richtig arbeiteten.

<sup>1)</sup> Rühlmann. Allgemeine Maschinenlehre.

### ζ. Kolbenpumpen ohne Ventile.

Sie sind zum Heben von schmutzigem Wasser gut geeignet.

#### 1. Die Latrinen-Pumpe, Fig. 119.

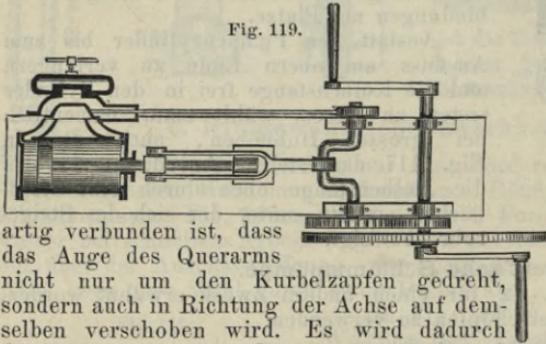
Anstatt der Ventile besorgt ein Schieber nach Art der Dampfschieber die wechselnde Absperrung. Dieser Schieber ist mit einem Messer versehen, welches, zusammen mit einem am Schieberkasten sitzenden festen Messer, etwaige in der Schieberfläche sich befindende Klumpen zerschneidet.

#### 2. Die Weyhe'sche Pumpe, Fig. 120, 121.

Sie hat weder Schieber noch Ventile; der lange Pumpenkolben besitzt zu beiden Seiten Ausklinkungen, welche dazu dienen, die Ein- und Austritts-Oeffnungen in der Zylinderwand frei zu machen, während das Oeffnen und Schliessen durch eine geringe Drehung des Kolbens geschieht. Wenn die Pumpe von Hand betrieben wird, Fig. 120, erfolgt die Drehung durch eine auf die Kolbenstange gesteckte schiefe Scheibe S.

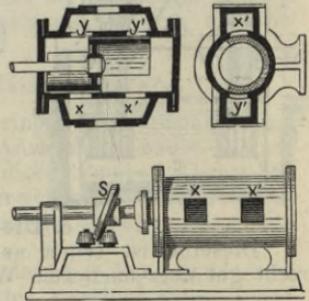
Bei Dampfbetrieb sind Kolbenstangen des Dampfzylinders und des Pumpen-Zylinders eins. Die Stange trägt in ihrer Mitte einen Querarm, der mit den Kurbelzapfen einer kurzen senkrecht zu ersterer liegenden Schwungradwelle der-

Fig. 119.



artig verbunden ist, dass das Auge des Querarms nicht nur um den Kurbelzapfen gedreht, sondern auch in Richtung der Achse auf demselben verschoben wird. Es wird dadurch die Kolbenstange geradlinig verschoben und zugleich etwas gedreht. Sie nimmt in Bezug auf diese Drehung in den toten Punkten ihre mittlere Lage an, und wird aus derselben beim Hingange nach der einen Seite um einen kleinen Winkel und wieder zurück gedreht, beim Rückgange aber um den gleichen Winkel nach der andern Seite und wieder zurück.

Fig. 120, 121.



### η. Zentrifugal-Pumpen.

Ausser einem Klappenventil, welches, wenn die Pumpe ausser Thätigkeit ist, das Saugerrohr verschliesst, ist kein Ventil vorhanden. Da hier nur eine drehende Bewegung erforderlich, so ist die Kraftübertragung sehr einfach. Es empfiehlt sich die Saughöhe möglichst gering zu nehmen, noch besser dieselbe ganz wegfällen zu lassen, d. h. das Schaufelrad unter den Unterwasser-Spiegel zu legen. Es fällt bei dieser Anordnung das oft zeitraubende „Angiessen des Kreisels“ weg, welches nothwendig wird, wenn in Folge von Undichtigkeit des Saugventils das Wasser aus Pumpe und Saugerrohr abgelaufen ist. Ist eine gewisse Saughöhe nicht zu vermeiden, so muss zum Angiessen an der höchsten Stelle des Kreisels-Gehäuses eine verschliessbare Oeffnung angebracht sein. Wenn die Betriebs-Maschine — Lokomobile — nicht weit vom Kreisels entfernt steht, so kann man das Füllen (auch ohne dass unten ein Ventil vorhanden ist) in sehr bequemer Weise dadurch bewirken, dass man auf das Kreisels-Gehäuse an der höchsten Stelle einen kleinen Ejektor setzt, der mit dem Kessel durch Rohr oder Schlauch verbunden ist. Hält man dann vor das Ausgussrohr der Pumpe eine gut schliessende Gummiklappe, öffnet das Rohr, welches den Ejektor mit dem Gehäuse des Kreisels verbindet und lässt gleichzeitig vom Kessel Dampf in den Ejektor strömen, so saugt dieser aus dem Kreiselsgehäuse sammt Saugerrohr und dem zugehaltenen kurzen Ausgussrohr die Luft fort, und es wird nach

einigen Umdrehungen das Wasser in dem Kreisel aufsteigen. Sobald der Ejektor Wasser wirft, lässt man den Kreisel angehen und stellt erstern ab.

Auch die Druckhöhe der Kreiselpumpen ist beschränkt, da der Wirkungsgrad bei Druckhöhen  $> 14^m$  sehr gering, und die Umdrehungsgeschw. sehr hoch ausfällt.

1. Zentrifugal-Pumpen m. liegender Achse,

Fig. 120, 121.

Die Schaufeln sind entweder ein-

seitig auf der Kreiselscheibe angebracht, und der Wasserzutritt erfolgt, dem entsprechend, ebenfalls nur von einer Seite; oder es ist die Kreiselscheibe auf beiden Seiten mit Schaufeln versehen und entsprechend tritt das Wasser an beiden Seiten zu. Die zweiseitige Anordnung ist die gebräuchlichere. Die Deckel *b* der Kreiselgehäuse sind abnehmbar.

— Kreisel mit liegender Achse stehen stets über dem Unterwasser-Spiegel, erfordern also ein Saugrohr.

2. Kreisel mit stehender Achse,

Fig. 122.

Sie können leicht so eingerichtet werden, dass das Saugrohr fortfällt. Die mitgetheilte Konstruktion rührt von Schwartzkopf her. Das kurze Saugrohr würde durch einige Verlängerung der Welle und des Kreiselgehäuses entbehrlich zu machen sein. Das Schaufelrad *c* ist hier kegelförmig, und hängt mit der Welle *b* oben an dem Kammzapfen *d*; die Welle wird über dem Kreisel noch in einen Stopfbüchse geführt. Das durch Saugen gehobene oder unmittelbar aufgenommene Wasser wird vor dem Kreisel zwischen den doppelten Wänden *f* u. *e* hindurch zu dem Ausflussrohr *i* gedrückt, welches eine Absperrklappe besitzt, die, falls die untere Klappe undicht ist, den Rücklauf verhindert.

Kreiselpumpen eignen sich gut bei allen durch Sand usw. verunreinigten Wassern.

### 3. Pulsometer.

Sie erfordern sehr wenig Raum, sind schnell aufzustellen, fördern hoch und sind daher gut verwendbar in engen Brunnen usw., haben indess bei Gründungen erst wenig Anwendung gefunden, wahrscheinlich wegen des bedeutenden Dampfverlustes, welcher durch das Erwärmen des Wassers entsteht. Indess gerade bei Bauausführungen, wo die Pumpen häufig nur ganz kurze Zeit in Thätigkeit zu sein brauchen, würde dieser Uebelstand bei den sonstigen

Vorzügen der Pulsometer am leichtesten zu verschmerzen sein.

Das Saugen und Drücken des Wassers erfolgt ohne alle Zwischentheile nur durch Dampf-Einwirkung, das Saugen durch Verdichten des Dampfes mittels

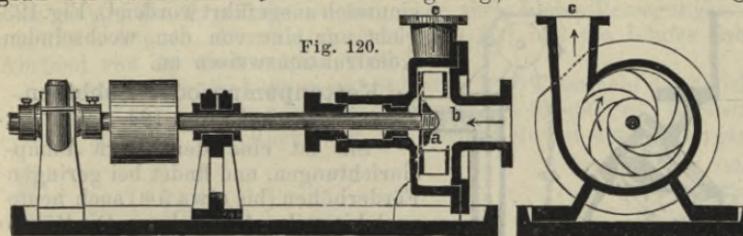


Fig. 120.

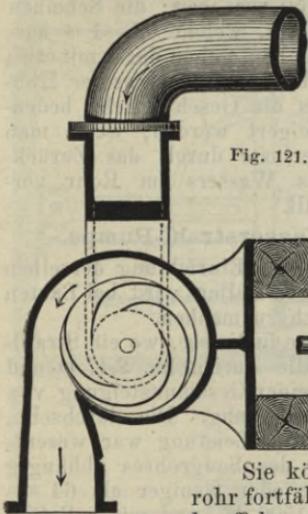


Fig. 121.

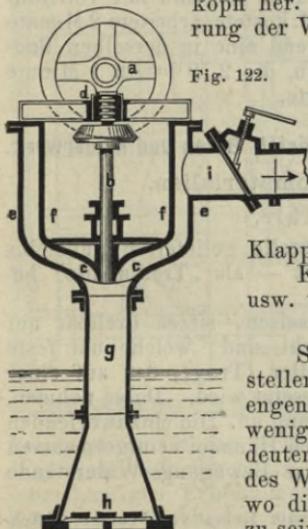
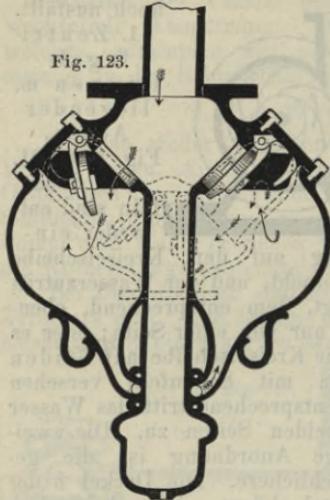


Fig. 122.

Wasser-Einspritzung in die eine Kammer, und gleichzeitig das Fortdrücken des Wassers aus der andern Kammer durch den Dampfdruck auf die Wasserfläche. Die Einrichtungen, welche das Einspritzen des Wassers zur Verdichtung, und damit gleichzeitig das Umsteuern bewirken, sind sehr wechselnd und sinnreich ausgeführt worden<sup>1)</sup>. Fig. 123



gibt nur eine von den wechselnden Konstruktionsweisen an.

#### l. Kettenpumpe oder Scheibenkunst, Fig. 124.

Sie ist eine der ältern Pumpeneinrichtungen, und findet bei geringen Förderhöhen (bis etwa 5 m) auch heute noch bisweilen Anwendung. Die Röhre ist 100—150 mm weit; die Scheiben an der Kette, welche 0,5—1 m auseinander stehen, gehen darin mit etwa 3 mm Spielraum. Bei grösserer Hubhöhe muss die Geschw. sehr bedeutend gesteigert werden; wenn man grösse Verluste durch das Zurücklaufen des Wassers im Rohr vermeiden will.

#### k. Wasserstrahl-Pumpe.

Wegen der Einrichtung derselben ist auf S. 730 von Band I zu verweisen; nur in wenigen Fällen wird bei Bauten Gelegenheit gegeben sein, von dieser Pumpe Gebrauch zu machen.

Bei einer grossen Ausbesserung der Hauptschleuse in Neisse, wo ein Strahl-Apparat verwendet ward<sup>2)</sup>, betrug das nutzbare Gefälle durchschn. 2,47 m und das Saugerohr war 14 cm weit, etwa 8,5 m lang, bei einer Gesamtsteigung von 2,5 m von der Sohle der Baugrube bis zur Rohrausmündung. Die durchschn. gehobene Wassermenge betrug 2,97 cbm in 1 Min. Diese Leistung war wesentlich von der Stellung der Klappe an der Mündung des Saugrohres abhängig und verminderte sich bedeutend, wenn dieselbe mehr oder weniger als 64 mm geöffnet war. Der Apparat, welcher mit Saugerohr 1500 M., und mit vollständiger Aufstellung (Gerinne, Zimmerarbeiten usw.) 1650 M. kostete, arbeitete 2 Monate ununterbrochen, ohne irgend welche Ausgaben, während eine in derselben Baugrube aufgestellte Kreiselpumpe mit Lokomobilbetrieb, die 2,79 cbm in 1 Minute lieferte, täglich 22,5 M. usw. Betriebskosten erforderte.

### f. Maschinen und Vorrichtungen zur Herstellung von Mörtel, Beton und Mauerwerk.

#### a. Zerkleinerungs-Maschinen für Rohmaterialien.

##### 1. Kollergang oder Rollmühle.

Dient zum Mahlen des in Stücken auf die Baustelle gelieferten Tuffsteins und wird — für diesen speziellen Zweck angewendet — als „Trassmühle“ bezeichnet.

2 schwere Walzen, Läufer genannt, von Gusseisen, sitzen drehbar auf liegenden Achsen, deren Lager in Armen angebracht sind, welche um feste Punkte schwingen. Die Läufer stehen in einem Teller (Trog), der auf einer senkrechten Welle festgekeilt ist, welche in Drehung gesetzt wird. Dabei nehmen, vermöge der Reibung, auch die Läufer eine Drehbewegung an. Die einzuwerfenden Stücke müssen zunächst in einem Brechwerk oder durch Hämmer einigermaassen zerkleinert werden, damit die Läufer nicht zu grosse Bewegungen-Widerstände

<sup>1)</sup> Mehrere der neusten, sowie überhaupt andere Apparate zum Heben von Wasser mittels unmittelbaren Dampfdrucks und durch Luftdruck finden sich mitgeteilt im Polytechn. Journ. 1882, Bd. 243, S. 277. Die meisten derselben sind indessen mehr geistreich ersonnen als praktisch verwertbar.

<sup>2)</sup> Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1873, S. 56.

erfahren oder zu hoch gehoben werden. Der dieser Beschreibung entsprechende Apparat ist in den Fig. 125, 126 dargestellt.

Es kommen übrigens Abweichungen vor, indem die Lager der Läufer in einer Hülse liegen, welche auf der senkrechten Welle befestigt ist, und zwar so dass sie mit dieser gedreht werden, aber auch kleine Bewegungen der Höhe nach ausführen können. Der Teller steht dann fest und die Läufer haben ungleichen Abstand von der senkrechten Welle.

Auf 1 Kollergang können in 1 Std. etwa 10 hl Trassmehl der üblichen Feinheit— (bei der auf dem Siebe von 500 Maschen pro 1 qcm 40—50 Proz. Rückstand verbleiben) erzeugt werden. Der Rückstand ist wiederholt auf den Kollergang zu bringen.

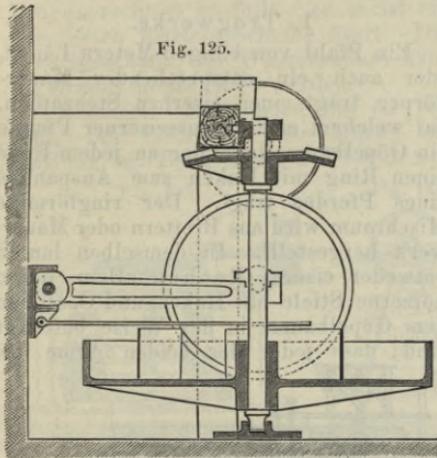


Fig. 125.

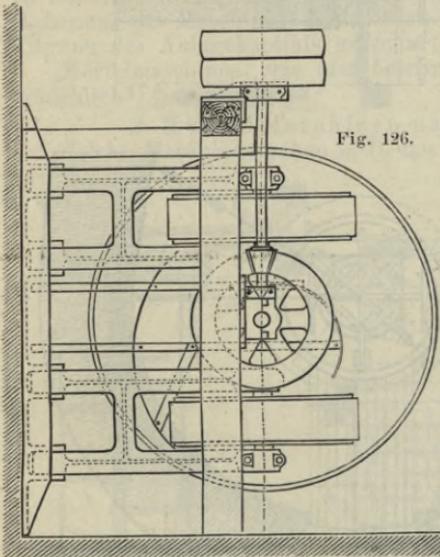


Fig. 126.

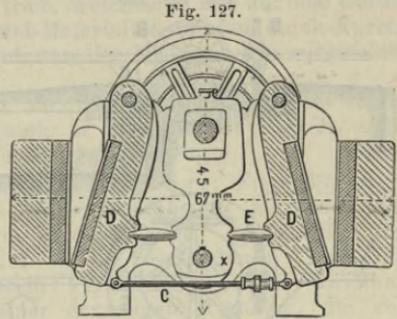


Fig. 127.

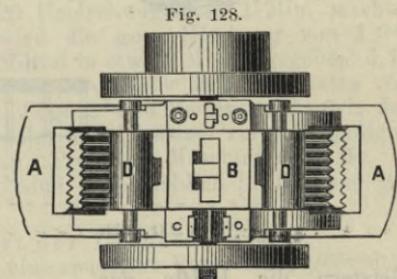


Fig. 128.

## 2. Quetsch- oder Brechwerke zur Herstellung von Schotter.

Sie sind bisher für Betonbauten weniger oft verwendet, als zur Zerkleinerung von Erzen usw., würden aber auch hier gute Dienste leisten können, da der ihnen gemachte Vorwurf, dass sie ein zu wenig gleichmäßiges Material, insbesondere solches von splittriger Form liefern, für die Verwendung des Schotters als Betonmaterial von keiner Bedeutung ist, zudem durch Hinzufügung einer Siebvorrichtung Abhilfe geschaffen werden könnte. Die gangbarsten Formen dieser Maschinen sind diejenigen von Blake<sup>1)</sup>, Marsden<sup>2)</sup>.

Bei letzterer ist die Verzahnung der Brechbacken in der Weise geschehen, dass dieselbe in der obern Hälfte geradlinige Furchen mit dazwischen liegenden scharfkantigen Erhöhungen bildet, während in der untern Hälfte versetzte Zahnreihen vorhanden sind. Hierdurch wird angestrebt, wenn schon nicht bei allen Steinarten erreicht, dass die Steine zuerst in längliche, annähernd parallelopepe-

1) Deutsch. Bauzeitg. 1879. — 2) Maschinenbauer 1876.

dische Stücke gebrochen werden, worauf die untere (versetzte) Verzahnung sie quer in Würfel bricht.

Die Stärke der Maschine beträgt bei System Blake 4—8 Pfdkr.; auf 1 Pfdkr. und 1 Std. rechnet man je nach Härte und Struktur des Gesteins 0,25—1,0<sup>cbm</sup> Schottermaterial. Das Blake'sche Quetschwerk ist in den Fig. 127, 128 dargestellt.

Bei einem Quetschwerk von Baxter & Comp. in Leeds werden die Steine nicht zerquetscht, sondern durch Stoss gebrochen; es soll in Folge davon weniger Abfall entstehen. Es erfordert geringere Betriebskraft, so dass Steine bis 20<sup>cm</sup> Breite und 12<sup>cm</sup> Dicke durch Handbetrieb gebrochen werden können.<sup>1)</sup>

Fig. 129, 130.

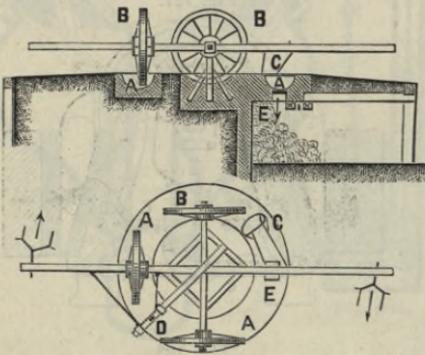
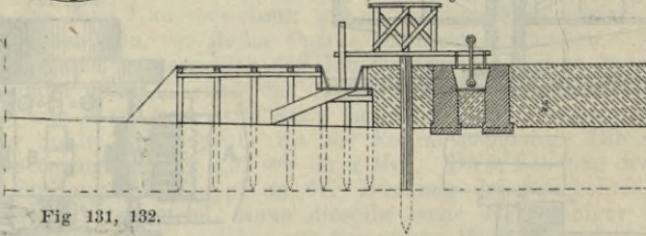


Fig. 131, 132.



letztern die Hälfte der Rechen mit sich zieht; oder es sind neben den Rechen an einen Rahm noch 2 oder 3 einfache Wagenräder drehbar angebracht, Fig. 129, 130. Die Oeffnung zum Abfluss des Mörtels liegt am besten im Boden des Mischtrogs.

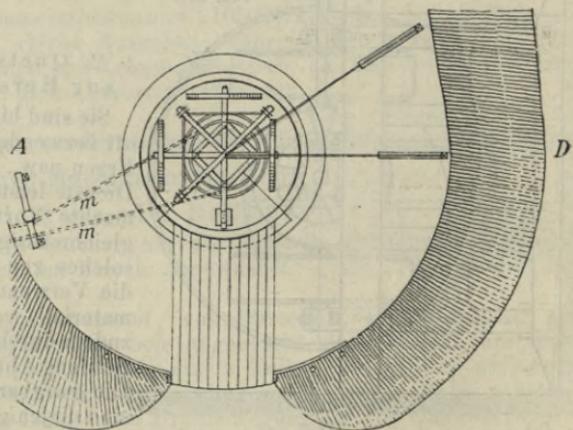
In einem Apparat dieser Art, nur mit Rechen versehen, von 1,57 m Breite und 1,5 m innern Halbm., kann man den Mörtel für 80—100 Maurer, also etwa 50<sup>cbm</sup>, täglich mischen. Zum Betriebe genügt 1 Pferd, wenn der Mörtel aus Zement und Sand, oder aus nicht zu alt gelöschtem, zäh gewordenem Kalk besteht.

Der Preis einer einfachen Rechen-Einrichtung mit Mischtrog aus Bohlen, stellt sich auf etwa 300 M. Die Kosten f. 1<sup>cbm</sup> Mörtel stellen sich auf 12 M., einschl.

### β Misch-Maschinen für Mörtel.

#### 1. Trogwerke.

Ein Pfahl von einigen Metern Länge, oder auch ein entsprechender Mauerkörper, trägt einen eisernen Stehzapfen, auf welchem mittels gusseiserner Pfanne ein Göpelbaum liegt, der an jedem Ende einen Ring mit Haken zum Anspannen eines Pferdes trägt. Der ringförmige Mischraum wird aus Brettern oder Mauerwerk hergestellt. In demselben laufen entweder eiserne Rechen allein, deren hölzerne Stiele mit Haken und Oesen an dem Göpelbaume in der Weise befestigt sind, dass jeder der beiden Arme des



<sup>1)</sup> Dinglers polyt. Journ. 1881, S. 147. — Stahl u. Eisen 1883, S. 372.

Tilgung des Anlagekapitals und Zinsen, sowie der Bedienung durch 16 Arbeiter, 1 Schachtmeister und 1 Pferd.<sup>1)</sup>

Bei Verarbeitung von alt gelöschtem zähen Kalk genügt der Rechen allein nicht, sondern es muss der bloß streifenden Wirkung desselben eine quetschende hinzu treten, die, wie bei den Kollergängen, durch Räder erzielt wird. Einen durch Lokomobile betriebenen Apparat dieser Art, wie er bei der Ruhrbrücke bei Düren gebraucht wurde, zeigen die Fig. 131, 132. Es sind an 3 Armen des einen Kreuzes Räder angeordnet, am 4. Arm wird eine Platte von der Form des Mischtrog-Querschnitts derart befestigt, dass sie, wenn man den fertigen Mörtel zu der im Boden befindlichen Abflussöffnung schieben will, den Trogquerschnitt ausfüllt. *m, m* ist ein Seiltrieb, welches zu der auf dem Gerüst gelagerten Betriebs-Scheibe führt. Die Mörtel-Materialien werden durch Karren herbeigeschafft; der Wasserzufluss kann event. von der Maschine aus selbstthätig regulirbar eingerichtet werden.

Stückiger Kalk wird um so schwerer zerquetscht, je breiter die Räder sind. Der Preis für 1 cbm Mörtel stellte sich in Düren auf 0,95 M. Die Leistung bei Betrieb mit 2 Pferden täglich ist etwa 20 cbm.

Fig. 133.

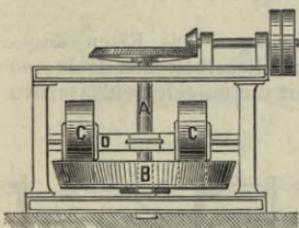
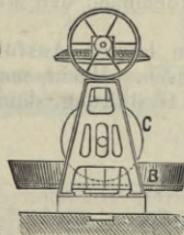


Fig. 134.



2. Kollergänge, Fig. 133, 134.

Die Ausführung ist leichter, im übrigen aber gleichartig der auf S. 53 beschriebenen für Tuffstein-Vermahlung. Als Leistung einer derartigen Maschine, die von einer 6pferd Dampfmaschine getrieben, 20 Umdrehungen in 1 Min. machte, wird die gute Mischung von 1 cbm Mörtel in etwa 9 Min. angegeben, d. h. etwa 50—60 cbm in 1 Arbeitstag von

10 Stunden. Preis für 1 cbm Mörtel, einschl. Tilgung und Verzinsung, sowie der Bedienung der Maschine 1,4 M., wenn nur 3 Jahre Betriebsdauer zur vollständigen Tilgung des Anlagekapitals gerechnet werden. Preis der Maschine 6000 M.

Mörtelmaschinen, wie hier beschrieben, sind hauptsächlich in England gebräuchlich<sup>2)</sup>.

3. Mörtel-Maschinen nach Art der Thonschneider.

Solche Maschinen haben in Deutschland eine ziemliche Verbreitung gefunden.

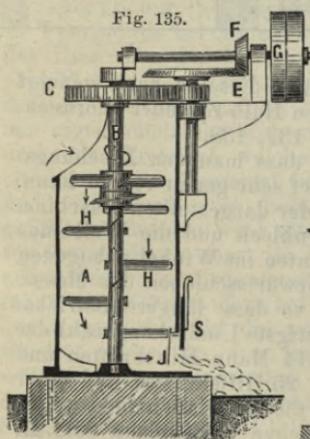
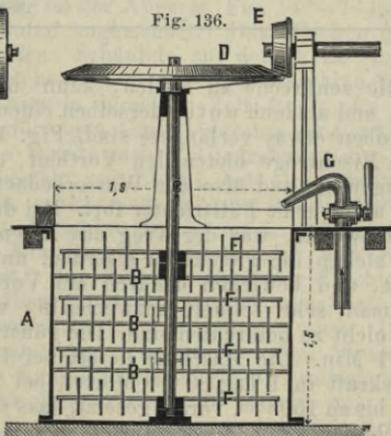


Fig. 136.



Sie bestehen aus einem hölzernen oder eisernen Bottich, in welchem sich eine senkrechte mit Messern schraubenförmig umgebene Welle dreht. An den Messerflächen sind die Schrauben etwas nach oben gerichtet, wodurch die Masse bei der Drehung der Welle nach unten gedrückt und der Austritt derselben aus der dort befindlichen Oeffnung befördert wird.

Fig. 135 zeigt eine Maschine wie die Fabrik von Schumacher in Köln sie in 2 Grössen anfertigt: eine kleinere für Maschinen- oder Handbetrieb von 80 cm Höhe und 60 cm Zylinder-Durchmesser und eine grössere von 1,1 m Höhe

<sup>1)</sup> Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 43. — <sup>2)</sup> Iron. 1879, S. 328. — Engineering 1876, S. 79.

und 0,85<sup>m</sup> Durchm. für Pferde- oder Maschinen-Betrieb. Letztere erfordert 1—2 Pferde zum Betriebe und 2—3 Mann Bedienung und liefert dabei täglich 20—30<sup>cbm</sup> fertigen Mörtel.

Nachdem der Bottich einmal gefüllt, ist der Betrieb ein ununterbrochener, indem unten stets der fertige Mörtel langsam austritt, während oben die zu mischenden Stoffe in den richtigen Verhältnissen nachgeschüttet werden. Preis der Maschine ohne Dampfmaschine 750 M., Kraftbedarf 2 Pfdkr.; Preis einer 2pferd. Dampfmaschine 2500 M.; Kosten für 1<sup>cbm</sup> Mörtel 1,4 M.

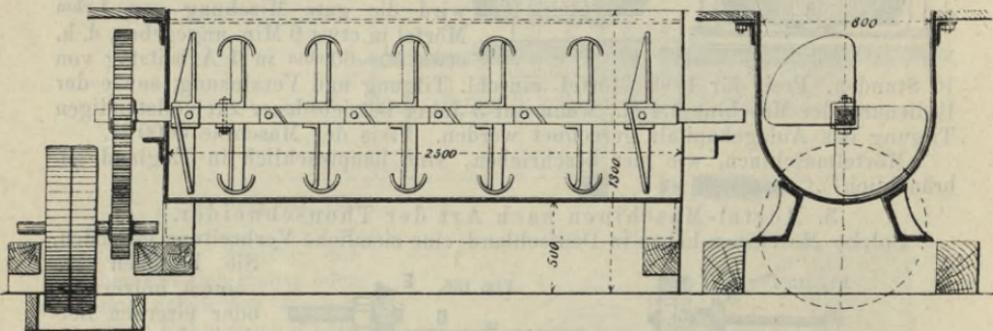
Die bisher erwähnten Mörtelmaschinen sind für Arbeiten mässigen Umfangs ausreichend. Für grosse Bauten (namentlich bei Herstellung grosser Betonmassen) eignet sich zur Mörtel-Bereitung die in Fig. 136 dargestellte Maschine, welche beim Hafenaubau zu Cherbourg verwendet wurde und eine verbesserte Durchbildung der vorigen Einrichtung ist.

In dem eisernen Bottich *A* liegen hier, in letzterm befestigt, 3 Armkreuze *B*, welche oben und unten mit Messern versehen sind, während 4 andere Armkreuze, *F*, von einer senkr. Welle gedreht, mit ihren Messern durch die Lücken zwischen den festen Messern gehen. Die Leistung des Apparats in der dargestellten Grösse bei 7 Umdrehungen i. 1 Min. und 3<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Pfdkr. Betriebskraft ist in 1 Stunde etwa 8<sup>cbm</sup> Mörtel; sie würde demnach den Mörtel für 160—180 Maurer fertig stellen können.

Die Bottiche sind bei den beiden letzten Ausführungen aus Eisen angenommen und in diesem Falle zylindrisch. Macht man dieselben aus Holz, so empfiehlt sich eine etwas kegelförmige Gestaltung, damit die umgelegten eisernen Bänder nachtreibbar sind.

Fig. 137.

Fig. 138.



Anstatt die Welle senkrecht zu stellen, kann man dieselbe auch geneigt (1 : 10—1 : 12) legen und alsdann unter derselben einen Halb-Zylinder anordnen, dessen Wände nach oben etwas verlängert sind, Fig. 137, 138.

Derartige offene Mischtröge bieten den Vortheil, dass man den Mischungsvorgang stets vor Augen hat und also den Wasserbedarf sehr genau regeln kann. Ausserdem fällt der unbequeme Fülltrichter fort. Bei der dargestellten Maschine, die in Kiel verwendet wurde, war der Trog aus Eisenblech und die Welle aus Eisen. Zu letzterer stehen die gleichfalls eisernen, unten im Winkel gebogenen Schläger verschränkt, und bewirken dadurch ein Vorwärtsschieben der Masse. Die Schläger kann man sehr schnell auswechseln, so dass längere Betriebsstörungen dieserhalb nicht zu befürchten sind. Die günstigste Umdrehungszahl der Welle beträgt 40 i. 1 Min. Die Maschine liefert bei 14 Mann Hilfskräften und einer 3pferd. Betriebskraft in 1 Tag 80<sup>cbm</sup> Mörtel, bei 25 Hilfskräften und einer 5pferd. Betriebskraft bis zu 150<sup>cbm</sup>, voraus gesetzt, dass die Materialien nicht weiter als 50<sup>m</sup> heran zu schaffen sind; 1<sup>cbm</sup> Mörtel zu mischen kostet dann 0,82 M. Kosten des Mischapparats 900 M., der dazu nöthigen 3pferd. Dampfmaschine 3000 M.

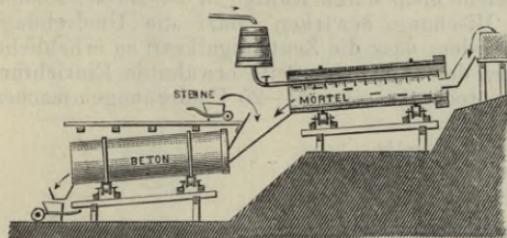
### γ. Misch-Maschinen für Beton.

Während man zum Mischen von Mörtel, der zähen Kalkbrei enthält, besser Rühr- und Quetscherke nach den vorbeschriebenen Konstruktionen ver-

wendet, genügen für Mörtel, die aus Sand und pulverförmigen Bindemitteln bestehen, Einrichtungen, bei denen die Mischung mittels häufigen Durcheinanderwerfens der Massen bewirkt wird, wie solche gleichzeitig zum Mischen des Mörtels mit dem Schotter verwendet werden.

Bei dem Bau des Ihle-Kanals waren für diesen Zweck 2 kurze Trommeln hinter, bezw. unter einander aufgestellt, Fig. 139, 140. Die obere, aus Brettern

Fig. 139, 140.



hergestellt, mischte aus Sand und Zement, unter Zufluss von Wasser, den Mörtel, der dann in die untere Trommel (aus Eichenholz) rutschte und hier unter Zufuhr von Schotter dem Beton beigemischt wurde. Zur bessern Mischung der Massen sind in den Trommeln Brettstücke oder Eisen längs der Wände befestigt, welche bei der Drehung Theile der Masse heben und niederfallen lassen. — Der Wasserzufluss wird von Hand durch einen Hahn geregelt.

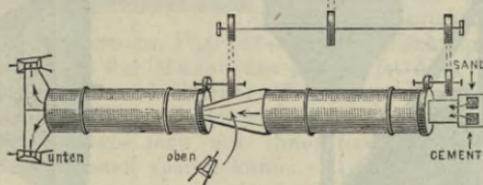
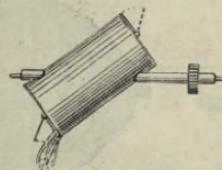


Fig. 141.



Man kann auch beide Trommeln zu einer einzigen von doppelter Länge vereinigen, wobei man etwas an Betriebskrft. spart, aber auf Kosten der sorgfältigen Mischung. Eine 5,64 m lange Trommel, von 6 pfd. Lokomobile getrieben, lieferte in 1 Stunde 8—9 cbm fertigen Beton, 2 kurze, von 8 pfd. Lokomobile betrieben, 10—12 cbm. Der Durchm. der Trommeln war etwa 1 m, die Länge (bei Anwendung von 2 Trommeln) 3,75—4,0 m.

Gründlicher wird der Beton in der Fig. 141 dargestellten Trommel gemischt, bei welcher die Drehungsachse diagonal angebracht ist<sup>1)</sup>. Auf der Welle befinden sich im Innern der Trommel schaufelförmige Eisen, welche die Masse durcheinander werfen, wenn dieselbe in Folge der Umdrehung von einem Ende über die Welle fort zum andern Ende fällt.

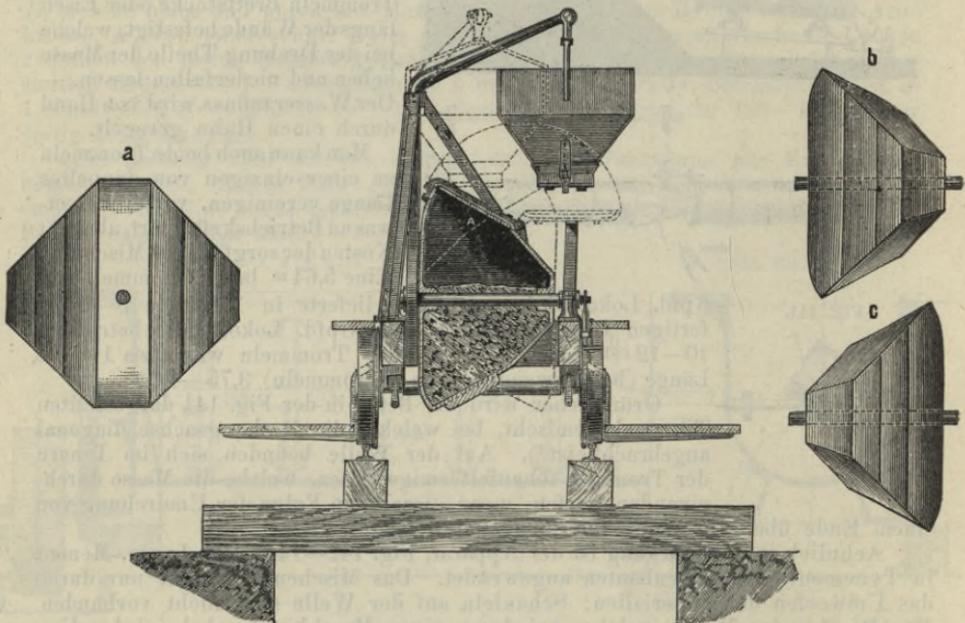
Ähnlich in der Wirkung ist der Apparat, Fig. 142—144, vom Ingen. Menent in Tynemouth bei Molenbauten angewendet. Das Mischen geschieht nur durch das Umwerfen der Materialien; Schaufeln auf der Welle sind nicht vorhanden. Das Werfen der Masse, welches bei der vorigen Maschine 2 mal bei jeder Umdrehung stattfand, erfolgt hier in derselben Zeit 4 mal. Es ist dies eine Folge der eigenthümlichen trapezförmigen Gestalt der um eine wagerechte Achse sich drehenden Trommel, welche bereits nach  $\frac{1}{4}$  Umdrehung, die punktirte Lage *a a a* einnimmt. Die Trommel besteht aus Blech, hat als grösste Ausdehnung 1,5 m und wird durch eine dicht schliessende Klappe gefüllt und entleert. Soll sie gefüllt werden, so wird die Maschine durch eine in das Getriebe greifende Falle so festgehalten, dass die Klappe sich oben befindet und geöffnet die punktirte angedeutete Lage einnimmt. Zur Füllung dient der Trichter *b*, dessen Rauminhalt ungefähr = dem halben Inhalt der Mischtrommel ist, und der zum Zweck des Einschüttens in die punktirte Lage *b* gedreht wird. Die einzelnen Stoffe werden vorher in dem passenden Verhältnisse dem Trichter zugeführt und während sie aus demselben in die Trommel gleiten, mittels eines Schlauchs in dem erforderlichen Maasse angehäuft. Je nach der Beschaffenheit des Schotters genügen 6—12 Umdrehungen um den Inhalt vollständig zu mischen. Die Anzahl der nothwendigen Umdrehungen wird, nachdem sie durch Versuche ermittelt, später selbstthätig angezeigt. Es geschieht dies durch eine eiserne Platte, welche jedesmal nach beendeter Füllung der Trommel auf das freie Ende

<sup>1)</sup> Konstruktion von Reitheimer, angewandt im Hell-Gate und bei Holyhead; Scientif. Americ. 1873, Febr., S. 99.

ihrer Welle bis zu einem verstellbaren Zeichen geschoben wird. Mit Hilfe eines Schraubengewindes, auf dem die Platte mit jeder Umdrehung um 1 Gang vorrückt, um bei der festgesetzten Zahl herunter zu fallen und ein entsprechendes Zeichen zu geben. Zur Bedienung dieses Apparats gehören 2 Mann für das Herbeischaflen und Einschütten der Materialien, 4 Mann zum Drehen der Trommel und Zuleiten des Wassers mittels einer Pumpe; bei dieser Bedienung kann man täglich 28  $\text{cbm}$  guten Zement-Beton fertig stellen. —

Bei allen Beton-Maschinen, welche nicht durch Röhren in der Masse, sondern durch Schleudern derselben die Mischung bewirken, darf die Umdrehungsgeschw. nicht so weit gesteigert werden, dass die Zentrifugalkraft zu erheblicher Wirkung kommt. Deshalb darf bei der auf vorig. Seite erwähnten Einrichtung die Trommel nur 8, bei der letztbesprochenen etwa 20—25 Umdrehungen machen.

Fig. 142—144.

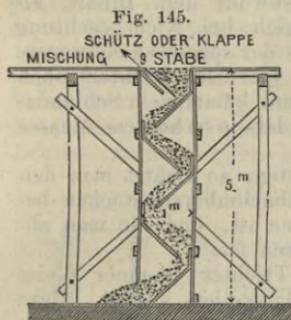


Während namentlich die beiden eben vorgeführten Einrichtungen geringere Mengen von vorzüglicher Mischung liefern, sich also zur Anwendung besonders da empfehlen, wo kleinere Schüttungen von grosser Dichtigkeit auszuführen sind, liefern Fallwerke grosse Mengen, aber nicht immer von so gleichmässiger Beschaffenheit wie dort. Dieselben müssen mindestens 4  $\text{m}$  hoch sein und bestehen zuweilen aus senkrechten, eisernen, zylindrischen Röhren von 50—60  $\text{cm}$  Weite, die in Abständen von etwa 8  $\text{cm}$  inwendig mit Sprossen aus 2  $\text{cm}$  starken Rundeseisen quer durchsetzt sind. Die Sprossen werden gegen einander um  $40^\circ$  versetzt. Die oben ungemischt eingeschütteten Materialien werden beim Durchgleiten von den Sprossen gedreht und gemischt und treten in einem zusammen hängenden Strome unten (als Beton) aus. Es ist vortheilhaft die Röhre nicht vollkommen zylindrisch zu machen, sondern nach oben etwas zu verjüngen, um ein Festklemmen der Masse zu verhindern.

Ein anderes Fallwerk, Fig. 145, ist so eingerichtet, dass die Materialien beim Fallen von einer schiefen Ebene auf eine 2. und 3. gelangen, dabei umgewendet und mit einander gemischt werden.

Obwohl eine gesonderte Anfertigung des Mörtels nicht gerade nothwendig ist, wenn zum Mörtel pulverförmige trockne Materialien benutzt werden, muss eine derartige Mörtelbereitung dann stattfinden, wenn hierbei zäher Kalk —

wie z. B. beim Trassmörtel — verwendet wird. Für solchen Fall dient der Apparat nur zum Mischen des Schotters mit dem Mörtel, wird am besten in unmittelbarer Nähe der Mörtelmaschine aufgestellt und kann von geringerer Höhe als oben angegeben sein (2,0—3,5 m). Doch ist die grössere Höhe immerhin günstig für die Beton-Beschaffenheit.



Der Betrieb der Fallwerke gestaltet sich am einfachsten und die Mischung fällt am sorgfältigsten aus, wenn man den obern Abschluss des Trichters durch eine Klappe bewirkt, die in Scharnieren hängt. Die jedesmalige Menge, welche durchpassiren soll, wird auf diese Klappe — karrenweise — zusammengestürzt und alsdann die Klappe ausgelöst.

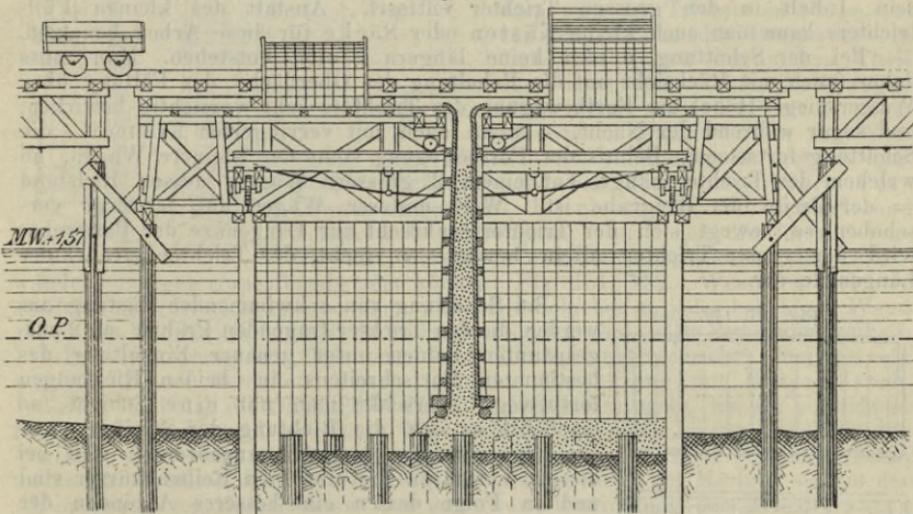
Fallwerke sind sehr billig herzustellen, auch bequem zu verwenden, wo die Materialien nicht sehr hoch zu heben sind, wo also die Lagerplätze der Baustoffe möglichst hoch, die Verwendungsstelle für den Beton (Baugrube, Brunnen) tief liegt.

Betreffs der Güte der Mischung folgen die aufgeführten Einrichtungen etwa in der Reihenfolge:

1. Mischtrommeln, Fig. 141—144, 2. Mischtrommeln, Fig. 139, 140, 3. Fallwerke.

Betreffs der Masse des Betons ist das Verhältniss umgekehrt. Die Kosten erhöhen sich erklärlicher Weise mit der Güte der Mischung. Die kleinern, leicht versetzbaren Einrichtungen sind dadurch vor den fest stehenden häufig im Vortheile, dass man mit ihnen nach Bedarf den Platz wechseln, und dadurch Transportkosten sparen kann.

Fig. 146.



Ausreichend ist die Güte des von den Fallwerken gelieferten Betons dann, wenn dieser nicht an der Bereitungsstelle liegen bleibt, sondern etwa durch Karrertransport vertheilt wird, da beim Ein- und Ausladen der Karren eine wesentliche Verbesserung der Mischung vor sich geht; dies setzt jedoch eine nicht sehr flüssige Mörtel-Beschaffenheit voraus.

#### 8. Versenk-Einrichtungen.

1. Betontrichter, Fig. 146.

Dieselben finden mit Vortheil Anwendung, wenn nicht sehr breite, aber lange Beton-Fundamente in mässiger Tiefe herzustellen sind. Man macht sie aus Eisenblech mit an der Innenseite versenkten Nietten oder aus Holz, innen

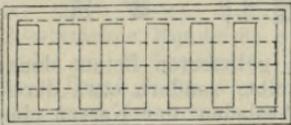
mit Blech beschlagen, oder auch unbeschlagen. In letzterm Falle ist es nothwendig, in den beiden andern wünschenswerth. den Trichter nach unten etwas zu erweitern, um Verstopfungen vorzubeugen. Damit der Beton beim Ausfluss möglichst wenig durcheinander geworfen und dabei der Mörtel vom Wasser nicht ausgewaschen werde, muss der Querschnitt der Schüttlage möglichst = dem untern Querschnitt des Betontrichters sein, und zwar sowohl dem Inhalt, als auch der Gestalt nach. Bei Zementbeton zeigt sich bei Nichtbeachtung dieser Bedingung die Erscheinung, dass der Zement, als der spezifisch schwerere Körper (3,0—3,20) zu Boden sinkt, die Sandkörner (als spezifisch leichter) oben bleiben.<sup>1)</sup> Ebenso werden Kalktheilchen abgesondert und kommen in Schlammform an die Oberfläche der Schüttung. Letzteres findet in erhöhtem Maasse statt, wenn zum Beton Trassmörtel benutzt wird.

Sind mehre Lagen Beton über einander zu schütten, so richtet man den Trichter so ein, dass sein oberer Theil aus einzelnen abnehmbaren Stücken besteht, deren Länge = der Höhe der einzelnen Schichten ist, und die man abnehmen kann, ohne dass der Trichter vorher zu entleeren ist.

Beim Wiederbeginn einer Betonirung muss der Trichter in einer Weise gefüllt werden, die auch die Anfangsschicht vor dem Ausspülen sichert. Dazu bedient man sich entweder eines zweiten kleinern Trichters, der in dem grossen bis auf den Grund hinab reicht, und dessen untere Oeffnung durch eine Klappe verschliessbar ist. Bei geschlossen gehaltener Klappe wird der kleine Trichter in dem grossen allmählich bis auf den Grund hinab gelassen und gleichzeitig in dem Maasse gefüllt, dass die Oberfläche der Füllung stets über Wasserspiegel-Höhe bleibt. Hat in dieser Weise der kleine Trichter den Grund erreicht, so wird die Bodenklappe vorsichtig — mittels Leinenzug — geöffnet, und durch Nachschütten von Beton, unter gleichzeitigem Anheben, sein Inhalt in den grossen Trichter entleert. Anstatt des kleinen Fülltrichters kann man auch kleine Kästen oder Säcke für diese Arbeit benutzen.

Bei der Schüttung dürfen keine längern Pausen entstehen. Man muss daher (auch mit Rücksicht auf die Erhaltung der Oberfläche der Füllung über Wasserspiegel-Höhe) die Fortbewegung des Trichters sehr vorsichtig bewirken, und sogar während der Nacht, — wenn auch mit verringerten Kräften — die Schüttung fortsetzen. Behufs der Fortbewegung steht der kleinere Wagen, an welchem der Trichter hängt, auf einem 2. grössern Wagen, dessen Radstand = der Breite der Baugrube ist. Wird ersterer Wagen auf letzterm verschoben so bewegt sich der Trichter senkrecht zur Längsaxe der Baugrube; wird der grosse Trichter allein bewegt, so rückt der Trichter parallel der Längsaxe vor.

Fig. 147, 148.



Bei Schüttung von schwimmender Rüstung aus werden die den Trichter tragenden Prähme an 2 ausgespannten Leinen unter genauer Einhaltung des bestimmten Fortschreitens in beiden Richtungen fortbewegt. Versenkt man nur eine Schicht, so empfiehlt es sich, die Richtung der Streifen quer zur Längsaxe der Baugrube anzuordnen, weil bei diesem Verfahren die einzelnen Reihen kürzer sind und in Folge dessen ein besseres Anbinden der nächstfolgenden an die vorhergehende Reihe erwartet werden kann, Fig. 147. Sind mehrere Schichten zu versenken, so lege man bei nicht zu langen Baugruben die Reihen kreuzweise, Fig. 148, über einander; oder auch man vermeide es,

wenigstens bei langen Baugruben, möglichst, dass Fuge auf Fuge trifft. Um die Reihen kreuzweise legen zu können muss man nach Beendigung einer ganzen Schicht den Trichter um 90° drehen, oder was dasselbe sagen will, die Walzen am untern Ende des Trichters um 90° versetzen. Ein derartiges Betonirungs-Verfahren ist ausserdem nur dann gut durchführbar, wenn der

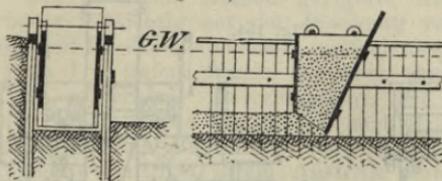
<sup>1)</sup> Vergl. insbesondere Protokoll der General-Versammlung des Vereins Deutscher Zementfabrikanten 1883, wo die Ergebnisse betr. besonderer Versuche mitgetheilt sind.

Trichter-Querschnitt quadratisch oder kreisförmig ist. Auf beide Umstände muss im voraus gerücksichtigt werden. Die Walzen (s. Fig. 146) dienen zum Glätten der Oberfläche der Schüttung.

Die Fortbewegung bewerkstelligt man gewöhnlich, indem man auf das untere Trichterende mittels eines Flaschenzugs einen Zug ausübt, während man gleichzeitig oben den Wagen mittels Einsetzen von Stangen zwischen Schienen und Rädern vorwärts drückt.

Meistens sind die Betontrichter unten horizontal abgeschnitten, wie in Fig. 146 angegeben. Mit dieser Form ist der Uebelstand verbunden, dass beim Vorrücken nicht nur der seitlich zur Bildung einer Böschung ausfliessende Beton mit dem Wasser in Berührung kommt, sondern auch derjenige Theil des Betons, nach welcher hin die Bewegung ausgeführt wird. Dieser Fehler ist bei der Trichterform, Fig. 149, 150,

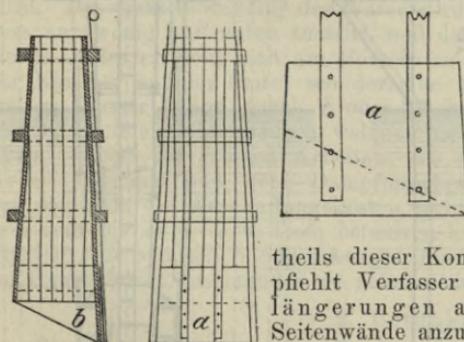
Fig. 149, 150.



wie sie beim Bau der Hafenanlage für die K. Porzellan-Manufaktur zu Charlottenburg Anwendung fand, vermindert. Es empfiehlt sich indess, um die Ecken der Baugrube besser füllen zu können, auch die Vorderwand des Trichters senkrecht anzuordnen und, wenn der Querschnitt des Trichters kein sehr grosser ist, aus oben erwähntem Grunde denselben nach oben etwas zu verjüngen. Der schräge Schnitt der Austritts-Oeffnung bietet noch den Vortheil, dass sich der Trichter in Folge einseitigen Drucks der Betonmasse in demselben gegen den untern Theil der Vorderwand leichter fortbewegen lässt. Um auch bei gerade abgeschnittenen Betontrichtern des Vortheils dieser Konstruktion theilhaftig zu werden, empfiehlt Verfasser von oben aus einstellbare Verlängerungen aus Eisenblech für Vorderwand und Seitenwände anzuwenden, von denen die für die Vorderwand bestimmte *a* rechteckig, die für die Seitenwände *b* dagegen trapezförmig sein können, Fig. 151, 152.

Fig. 151.

Fig. 152.



Wenn der Trichter quadratisch. Querschn. hat, so kann man diese Schieber an jeder beliebigen Wand anbringen, und hat, falls auch die Walzen versetzbar sind, volle Bewegungsfreiheit.

Der Betonirung mit Trichtern wird der Vorwurf gemacht, dass sie ein weniger dichtes Betonbett liefern, als eine Ausführung mit Betonkästen. Indessen lässt sich die Dichtigkeit durch Vorsichtsmassregeln, wie sie vorstehend besprochen, bedeutend erhöhen. Bei grossen Baugruben bieten Trichter den Vortheil, dass man mit ihnen grosse Mengen Beton schnell versenken kann, und ob hinsichtlich der Verhinderung des Auswaschens des Mörtels, so wie der Absonderung von Kalkschlamm eine anderweite Einrichtung dem Trichter unter allen Umständen gleichwerthig ist, dürfte noch eine offene Frage sein.

Die Leistungsfähigkeit eines Trichters hängt übrigens in hohem Grade von der Schnelligkeit der Zufuhr der zu versenkenden Massen ab; man hat daher auf bequeme Einrichtungen hierfür vor allem sein Augenmerk zu richten.

Zur Verhütung der Nachtheile, die in Folge unsorgfältiger Arbeit beim Schütten des Betons unter Wasser entstehen können, schlug Zschöcke<sup>1)</sup> vor, den Beton unter Luftdruck einzubringen, und entwarf einen sog. pneumatischen Betontrichter, Fig. 153, 154. Derselbe besteht aus einer kleinen, aus Eisen gebauten Kammer, die durch teleskopartig in einander verschiebbare Schachtröhre mit einer kleinen Luftschleuse in Verbindung steht. Diese dient sowohl

<sup>1)</sup> Tydskrift van het koninglijk Instituut van Ingenieurs 1881—1882.

zum Einsteigen eines in der Kammer beschäftigten Arbeiters, als auch zum Einschleusen des Betons. Für letztere Leistung ist die Einrichtung so zu denken, dass ein wagerechter Zylinder mit Hilfe von Kurbeln um eine Achse in einem zweiten Zylinder sich dreht, der an dem Zuleitungsrohre festsetzt, welches im Schachtröhre nach unten führt. Der drehbare Zylinder ist in 2 Abtheilungen getheilt, deren jede mit einer Oeffnung versehen ist; u. z. stehen die Oeffnungen der beiden Hälften einander gegenüber. Der äussere feste Zylinder hat eine Oeffnung nach der kegelförmigen Erweiterung des Trichters im Innern der Schleuse, und eine zweite nach aussen. Diese Oeffnungen liegen so, dass, wenn man den innern Zylinder gegen die äussere Oeffnung des festen Zylinders einstellt, die andere sich mit der innern deckt. Der Rand der äussern Oeffnung des fest liegenden Zylinders ist inwendig mit einer Vorrichtung versehen, die das Entweichen der verdichteten Luft zwischen der Wandung an den beiden Zylindern ver-

Fig. 153.

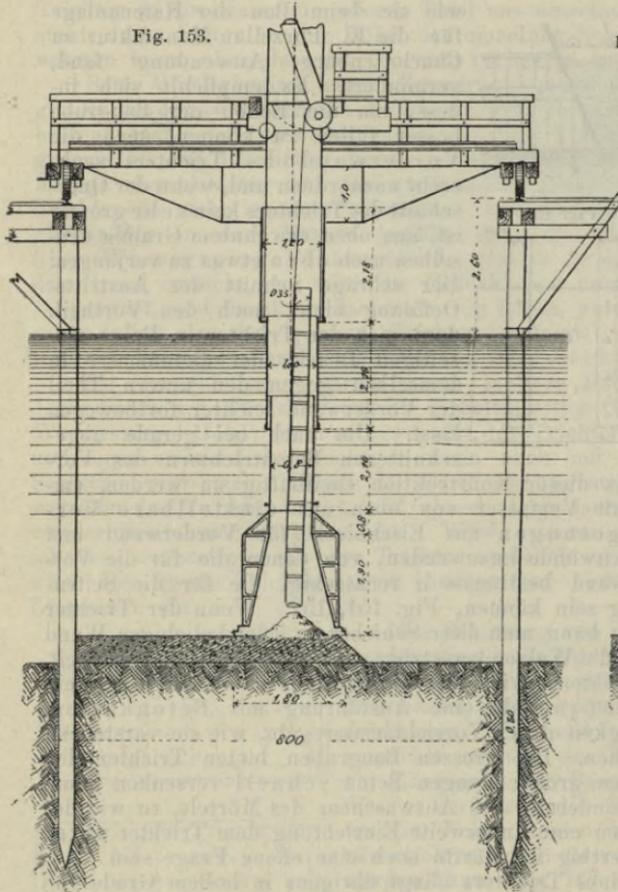
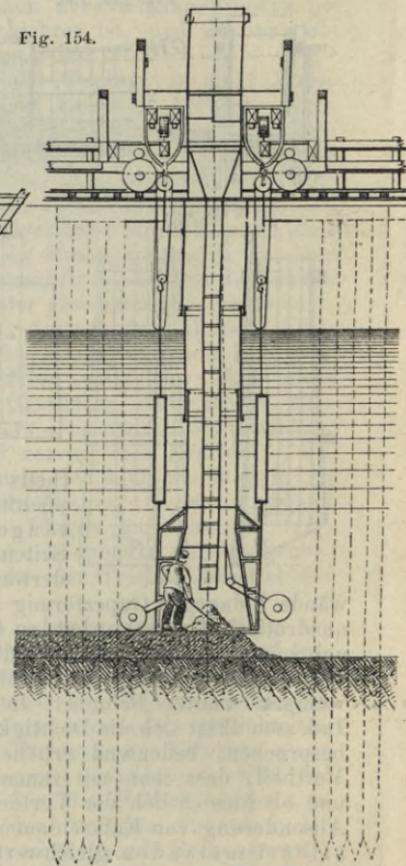


Fig. 154.



hindert. So wird stets die eine Hälfte des beweglichen Zylinders nach aussen offen sein, um gefüllt zu werden, während die andere sich nach innen entleert.

Der ganze Apparat ist fahrbar auf einem seinerseits ebenfalls fahrbaren Krahn aufgestellt und erhält die gepresste Luft durch Schläuche von einer Maschine zugeführt. Das Senken und Heben der untern Arbeitskammer wird durch Flaschenzüge von oben bewirkt.

Gegen den Auftrieb der gepressten Luft wird noch etwa 5000 kg Ballast auf der Arbeitskammer erforderlich. Man wählt diese Belastung nur gerade so gross, als nöthig, um den Krahn, sowie den Beton, wenn man die gepresste Luft entweichen lässt, nicht unnöthig zu belasten.

Die Arbeitskammer ist im Grundriss etwa 1,8 m im Geviert gross. Der untere Rand ist hier nicht als Schneide gebildet, sondern hat eine Breite von 10 cm, damit er die Beton-Oberfläche nicht beschädige. Den dichten Abschluss zwischen Beton und dem unteren Rande der Arbeitskammer bildet ein Gummischlauch, der unten längs des  $\perp$ -Eisens befestigt ist. Der Druck in dem Schlauche muss grösser sein, als der Luftdruck in der Schleusenammer. Um Ueberdruck zu erzeugen, hat man nur nöthig die Verbindung des Schlauches mit dem Luftraume oben an der Schleuse anzuordnen und den Schlauch zuvor mit Wasser zu füllen, auf dessen Spiegel dann die verdichtete Luft wirkt. Ausser an der Arbeitskammer sind 2 schwere Walzen angebracht, die man von innen durch Hebel und Schraube heben und senken kann. Sie liefern Ballast für den Apparat gegen den Auftrieb und dienen ferner mit zum Festwalzen der Betonschicht, wenn der Trichter weiter gerückt wird.

Der in einem Haufen gelagerte frisch zugeführte Beton wird von dem Arbeiter vorsichtig auf der Böschung vorgeschoben. Da dies Verfahren ohne Nachtheil für den Beton schon vielfach ausgeführt wurde, wenn eine Betonbettung in etwa 1 m tiefem Wasser bis über dem Spiegel desselben ausgeführt ward (vergl. weiterhin), so verspricht sich der Erfinder von der Verwendung seines Apparats eine weit festere und dichtere Lagerung des Betons bei geringer Schlamm- bildung. Es ist dem indessen entgegen zu halten, dass die überschüssige verdichtete Luft bei ihrem Austritte unter dem Rande einen starken Wellenschlag erzeugt, der den Mörtel aus der Oberfläche des Betons arg ausspülen wird. Um diese Bewegung des Wassers zu vermindern, muss man dafür sorgen, dass nur wenig Luft unten austritt, und dass diese wenige möglichst fein zertheilt werde. Dies erreicht man am einfachsten dadurch, dass man den untern Rand der Kammer auf der Seite, wo derselbe nicht auf dem Beton aufliegt, sondern frei im Wasser hängt, durch 2- oder 3fache Leinwandlage nach unten verlängert, und so ein Sieb bildet, durch welches die Luft nur in feinen Strahlen austreten kann. — Nur bei grossen Arbeiten, wo es ausserdem auf besondere Güte der Arbeit ankommt und wenn Dampfmaschinen vorhanden sind, wird der Nutzen des Apparats die Anschaffungskosten rechtfertigen. Ein Apparat dieser Art, mit dem man bis zu 6—7 m Tiefe betoniren kann, wiegt etwa 5500 kg, ist aber aus Theilen, die sämmtlich nur mässiges Gewicht haben, zusammen gesetzt, so dass das Ganze leicht auseinander zu nehmen und fortschaffbar ist.

## 2. Betonkasten.

Sie bieten gegenüber den Trichtern den Vortheil auch in sehr engen Baugruben anwendbar zu sein und kommen in neuerer Zeit öfter in Gebrauch, als

Fig. 155.

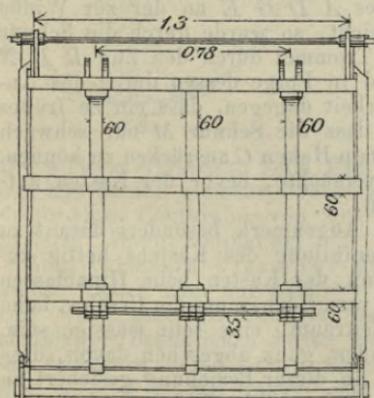
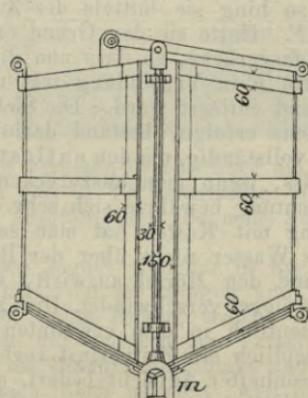


Fig. 156.



jene. Je grösser die Kasten, desto fester lagert sich der Beton, und desto geringer ist die Oberfläche einer Füllung im Verhältnisse zum räumlichen Inhalt derselben; desto dichter wird also die Betonirung ausfallen können.

a) Hölzernen Betonkasten giebt man gewöhnlich die Form nach Fig. 155, 156. Der Boden des Kastens besteht aus 2 Klappen, die durch einen von oben lösbaren einfachen Riegel geschlossen gehalten werden, während der gefüllte

Kasten hinunter gelassen wird. Steht der Kasten auf, so wird der Verschluss von oben aus mittels Leine geöffnet und der Kasten mit der Winde etwas angehoben, wobei er sich entleert.

Fig. 157, 158.

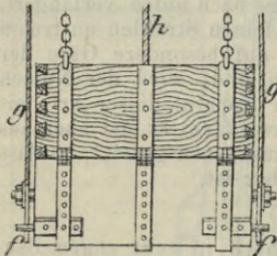
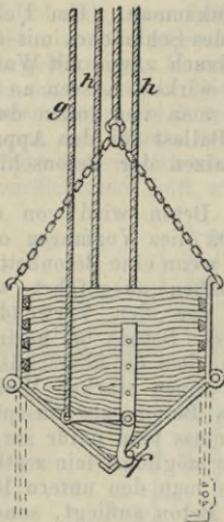
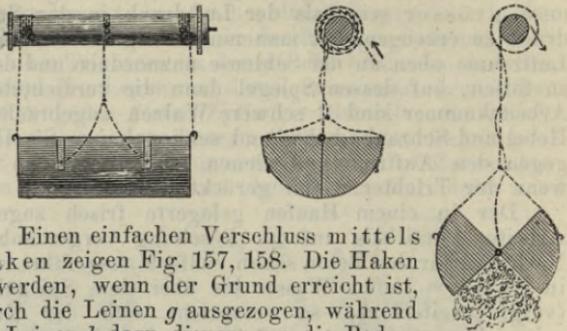


Fig. 159—161.



Einen einfachen Verschluss mittels Haken zeigen Fig. 157, 158. Die Haken *f* werden, wenn der Grund erreicht ist, durch die Leinen *g* ausgezogen, während die Leinen *h* dazu dienen, um die Bodenklappen wieder zu schliessen.

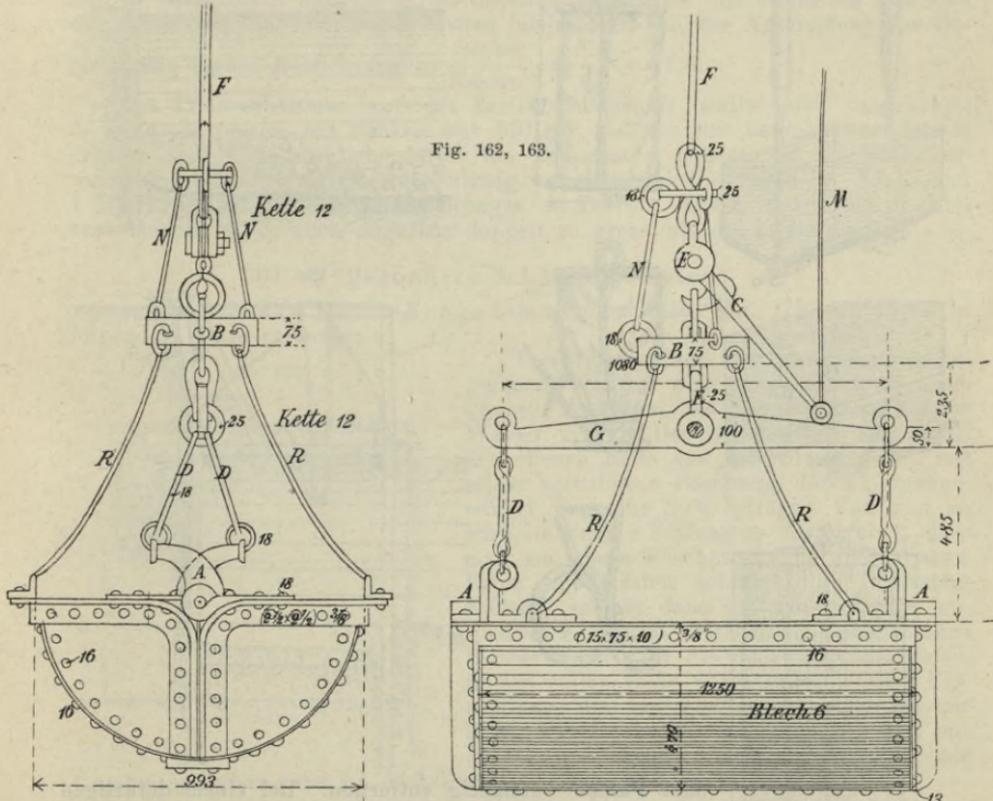
β. Eisernen Betonkasten (Betontrommeln) giebt man meistens eine halbzyllindrische Gestalt, Fig. 159—161. Die beiden Hälften des Kastens hängen, wenn sie gefüllt hinabgelassen werden, an den beiden Tauen, welche an ihren in der Achse liegenden Drehpunkten angreifen. Hat der Kasten den Grund erreicht, so werden diese Tauen gelöst, dagegen wird der Kettenzug *a a b* angezogen und dadurch die Trommel geöffnet und entleert. Bei dieser Form kommt der Beton während der Entleerung noch weniger mit dem Wasser in Berührung, als bei der ad *a* angegebenen Form. Bei beiden ist aber streng darauf zu halten, dass die Oeffnung nicht eher erfolgt, als nach Erreichung des Grundes. Um hierfür möglichste Sicherheit zu schaffen, wurden bei dem Bau der Elbbrücke bei Dömitz vom Verfasser halbzyllindrische eiserne Betontrommeln angewendet, bei denen die Aufhängung in derselben Weise angeordnet

war, wie bei dem Milroy'schen Exkavator, S. 39. Wurde die Trommel gefüllt hinab gelassen, so hing sie mittels des Zuges *A D G E* an der zur Winde führenden Kette *F*. Hatte sie den Grund erreicht, so wurde durch die Schnur *M* der Haken *C* ausgerückt, so dass nun die Trommel durch den Zug *R B N* mit der Windekette *F* in Verbindung trat und in Folge dessen durch das Anwinden geöffnet und entleert ward. Die Sicherheit dagegen, dass ein zu frühes Oeffnen des Kastens erfolge, bestand darin, dass die Schnur *M* nur schwach war. Sie genügte vollständig, um den entlasteten Haken *C* auszurücken zu können, während sie zerriss, wenn man auszürücken versuchte, bevor der Kasten aufstand. Die Einrichtung bewährte sich sehr gut.

Bei Betonung mit Kasten hat man sein Augenmerk besonders darauf zu richten, dass das Wasser nicht über der Betonfüllung des Kastens heftig zusammen schlägt und den Mörtel auswirft, wenn der Kasten beim Hinablassen unter dem Wasserspiegel verschwindet. Dies zu vermeiden, muss die Geschw. beim Hinablassen, namentlich in dem erwähnten Zeitraum, eine sehr mässige sein. Damit ist unvermeidlich ein Zeitverlust verbunden, ganz abgesehen davon, dass es stetiger, gewissenhafter Aufsicht bedarf, um in dieser Beziehung gesichert zu sein. Diesen Uebelstand kann man wesentlich dadurch einschränken, dass man den Betonkasten oben mit einem Stück getheerter Leinwand bedeckt, wie dies ebenfalls in Dömitz mit bestem Erfolge geschah. Die reichlich gross bemessene Leinwand wird an einer Längsseite des Kastens fest gemacht, während die

andern 3 Seiten durch Gewichte beschwert über den Rand herab hängen. Ist die Leinwand sehr dicht, so muss man einige Löcher in dieselbe machen, durch welche beim Eintauchen die Luft entweichen kann, weil sonst die Leinwand aufschwimmt. Bei dieser einfachen Einrichtung ist eine sehr schnelle Eintauchung der Kasten zulässig.

Bei Gebrauch schwimmender Rüstungen kann man mit Vortheil eine grössere Anzahl Betonkästen neben einander anordnen, so dass die Böschungen der einzelnen Kastenfüllungen beim Entleeren sich gegenseitig decken; dadurch kann auch die Beweglichkeit der Rüstung in der einen Richtung zum Wegfall gebracht werden. In Kiel wurden von einem schwimmenden Gerüste aus mit 10 Senkkästen, von denen je 5 gleichzeitig hinab gelassen wurden, bei 0,75 cbm Inhalt der Kasten, täglich im Durchschnitt



110 cbm Beton versenkt; beim Bau der Strassen-Brücke über die Elbe bei Hamburg, mit Kästen gleicher Grösse wie vor, in 12 Arbeitsstdn. 80 cbm, unter Benutzung eines Laufkrahns von 2000 kg Tragfähigkeit. Bequeme Zufuhr des Betons ist dabei Haupt-Bedingung.

Zum Versenken kleinerer Massen eignet sich der in Fig. 164—166 dargestellte Kasten von nur 0,04 cbm Inhalt, der an Stangen von Hand hinab gelassen wird, gut. Die Stangen haben unten Haken, welche die an der einen Bodenklappe befindlichen Stifte fassen und dadurch den Verschluss herstellen. Beim Aufstehen der Kasten werden die Stangen ausgehakt und hoch gezogen, wobei sie den leeren Kasten mit nach oben nehmen, weil die Haken nicht durch die Krampen am oberen Kastenrande gehen. Mit solchem Kasten versenken in Berlin bei der Augusta-Brücke 8 Arbeiter täglich 12—13 cbm Beton.

Um ein möglichst gutes Binden der einzelnen Kasten-Füllungen unter einander zu erreichen, ist es unzweckmässig in mehren Lagen über einander

zu schütten, und jede derselben erst durch die ganze Baugrube fertig zu stellen; vielmehr ist folgendermaassen zu verfahren: Man schüttet zunächst eine Anzahl Kasten-Füllungen *a*, Fig. 167, der untersten Lage vor, darauf gleich die Füllungen *b* der 2. Lage, und, wo grössere Stärke der Betonsohle nöthig ist, auch Füllungen der 3. Lage. So wird das Betonbett gleich in ganzer Höhe fertig gestellt; die nächstfolgenden Füllungen kommen auf die vorher gehenden tiefer liegenden, ehe diese abgebunden haben, und der Kalkschlamm, der sich etwa gebildet hat, sammelt sich an der tiefsten Stelle der Baugrube, d. h. auf der Sohle vor den Füllungen *a*, die ihn im weitem Verfolg vor sich her-treiben. Gegen Ende der Betonirung kann man den Schlamm mit Sackbagger

Fig. 164—166.

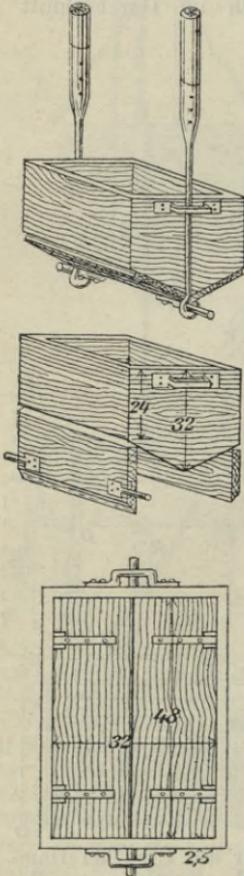


Fig. 168—170.



Fig. 167.

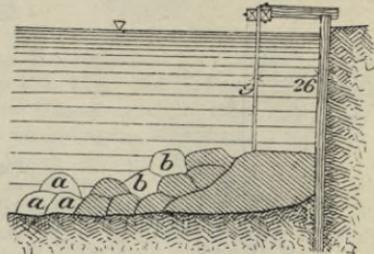
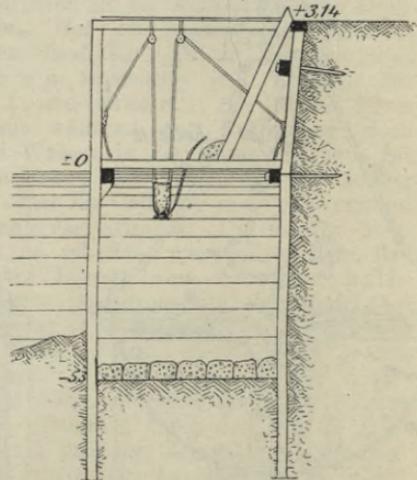


Fig. 171.



oder Pumpe vorsichtig entfernen. Bei einem derartigen Vorgehen stellt sich ein schwimmendes Gerüst als das einfachste Hilfsmittel dar, da bei entsprechender Grösse der Prähme alle 2 oder 3 Kastenreihen auf der Länge der Prähme Platz haben. Auch die Greifer, System Morris & Cumings und System Hall, lassen sich gut verwenden, und es ist auch aus diesem Grunde die Verwendung von Krahn-baggern (S. 38) für grössere Baustellen sehr zu empfehlen.

### 3. Säcke.

Beispiele der Schüttung kleinerer Betonmassen liegen aus Kiel<sup>1)</sup> und Berlin<sup>2)</sup> vor. Die in Kiel verwendeten Säcke, Fig. 168, 169, bestanden aus starker Leinwand; (es empfiehlt sich getheerte Leinwand zu nehmen, weil dieselbe dichter ist), waren oben und unten offen und an beiden Oeffnungen durch Ringe von Tau verstärkt. Die untere Oeffnung wurde durch eine Schleife

<sup>1)</sup> Wochenbl. f. Archit.- u. Ingen. 1881. S. 17. — <sup>2)</sup> Ebendasselbst 1880.

geschlossen, Fig. 170, die sich von oben durch Ziehen an dem einen Ende des schliessenden Taus leicht lösen liess. Die etwa 150<sup>l</sup> fassenden Säcke wurden an 2 Tauen hinab gelassen, welche, Fig. 171, über 2, an einem quer über die Baugrube gestrecktem Holze befestigte Rollen liefen. Auf dem Grunde angekommen, wurden die Schlingen vor der untern Oeffnung gelöst; die Säcke wurden mit der Hand hoch gezogen und dabei entleert. Ein gleichmässiger Fortschritt der Betonirung wurde dadurch erreicht, dass einmal die beiden Rollen längs des tragenden Balkenholzes und dann der Balken selbst längs der Baugrube stets um gleiche Längen verschoben werden konnten.

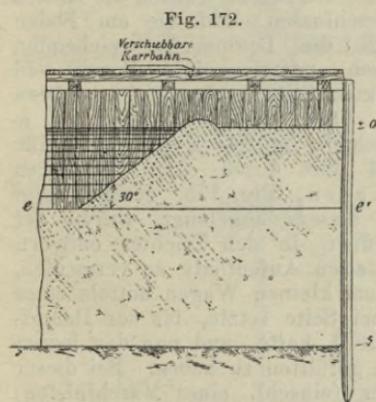
Abgesehen von der Beton-Bereitung, aber einschl. des 50 m weiten Transports, waren zur Herstellung von 1 cbm Beton-Fundament, 7,2 Arbeitsstunden nöthig, während die Herstellung von 1 cbm unter gleichen Voraussetzungen mittels Betonkästen nur 4,5 Arbeitsstunden erforderte. Es verhielten sich also die Leistungen und auch die Kosten (abgesehen von der Anschaffung der Geräte) bei beiden Einrichtungen:

$$\frac{\text{Säcke}}{\text{Kasten}} = \frac{7,2}{4,5} = 1,6.$$

Das Preisverhältniss auf der Berliner Baustelle stellte sich umgekehrt; d. h. das Betoniren mit Säcken war billiger als das mit Betonkästen. Dieses erklärt sich hauptsächlich durch die bedeutende Grösse der in Kiel verwendeten Kästen. (1 Kasten-Füllung = 10 Sack-Füllungen in Kiel, und 1 Kasten-Füllung = 3,5 Sack-Füllungen in Berlin. Dabei waren die in Kiel verwendeten Säcke noch ungefähr doppelt so gross, als die in Berlin.

#### 4. Besondere Schüttungsweisen.

a. Bei schmalen Beton-Fangedämmen hat man, Fig. 172, den Beton in folgender Weise versenkt:



Von einem Ende des Fangedammes beginnend, schüttet man zunächst mittels eines kleinen Trichters, bis die Krone sich über Wasser zeigt. Der Beton liegt dann nach der offenen Seite des Fangedammes hin mit seiner natürlichen Böschung, deren Neigungswinkel ungefähr 30° beträgt. Von nun an wird die weitere Füllung so fortgeführt, dass man am obern Böschungsrande über Wasser Beton mit Kästen schüttet. Jede Kasten-Füllung schiebt dann die nächst vorher geschütteten langsam zwischen den Spundwänden vorwärts; es wird die Schüttung also gleich in der vollen Höhe vorgetrieben. Diese Einrichtung, die den Vorzug hat, dass sie gar keine Apparate erfordert, wird indessen nur bei sehr vorsichtiger Ausführung befriedigende

Ergebnisse liefern, und ist deshalb nur bedingungsweise zu empfehlen.

β. Das Monolith-System von Kimpfle. Dasselbe hat den Zweck, grosse zusammen hängende Betonmassen herzustellen, bei denen indessen weder auf besondere Dichtigkeit noch auf grosse Festigkeit das Hauptgewicht gelegt wird. Der Beton wird ohne Apparate geschüttet, aber nicht in frisch bereitetem Zustande, sondern erst, nachdem er über Wasser eine geringe Härte erlangt hat. Der Zement wird vom Wasser nicht leicht mehr ausgespült, während der Beton noch so dehnbar ist, dass er sich, auf dem Boden angekommen, der Form desselben anschliesst.

Bei diesem Verfahren muss sowohl die Festigkeit als auch die Dichtigkeit leiden: erstere, weil der Erhärtungsvorgang unterbrochen wird, und die Festigkeit, weil die Masse an Dünflüssigkeit einbüsst. Dem ersten Uebelstand kann man indessen durch Wahl von Zement mit kurzer Abbindezeit aber langsamer Erhärtung in etwas begegnen; wo es also nicht auf grosse Dichtigkeit, als vielmehr darauf ankommt, möglichst schnell grosse einheitliche

Körper herzustellen, denen Strom und Wellenschlag ungefährlich sein sollen, wird dies Verfahren gute Dienste thun können.

### ε. Kasten und Wagen zum Beton-Transport.

Die Fig. 173—174 zeigen die Kasten, welche beim Bau der Koblenzer Rheinbrücke (Staatsbahn) benutzt wurden. Sie bestehen aus einem Gerippe von Eisen mit hölzerner Bekleidung. Der bewegliche Boden ist 2theilig und wird durch 2 an den Seitenwänden angebrachte Haken mit Einfallklinken geschlossen gehalten.

Fig. 173, 174.

Längenschnitt

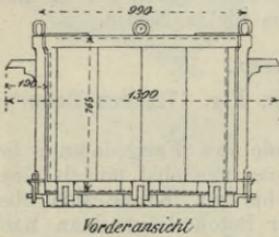
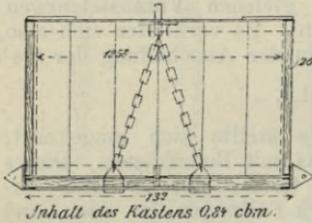
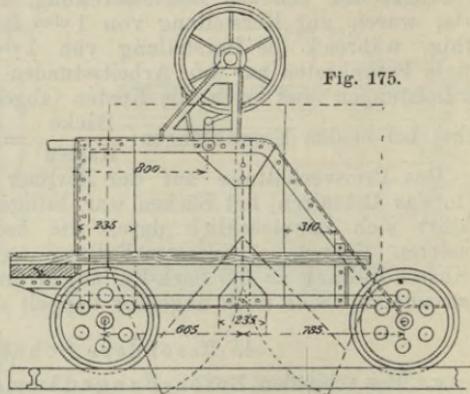


Fig. 175.



Bei der Aufnahme des Betons wurden die Kasten durch die Last geschlossen, und die am Boden befestigten, durch die Betonmasse reichenden Ketten provisorisch mittels eines durch ein Kettenglied gesteckten Stiftes, der auf der obren Querverbindung des Kastens ruhte, gehalten. Diese Kasten wurden zu je zwei auf Bahnmeister-Wagen zum Ufer geschafft, mittels Krahn in Schiffe verladen, an das Pfeilergerüst gefahren und dort durch einen fahrbaren Dampfkrahn auf einen kleinen eisernen Wagen, Fig. 175, gesetzt. Auf der fahrbaren Bühne des Betontrichters, über diesem angelangt, wurde der Kasten mittels der Bremse der Triebwelle geöffnet, in den Trichter entleert, wieder geschlossen und zurück befördert. Um allen Aufenthalt zu vermeiden, geschah das Abheben des leeren Kastens von dem kleinen Wagen mittels eines Handkrahns, der den Kasten auf dem Gerüst bei Seite setzte, bis der Dampfkrahn den vollen Kasten auf den Wagen gestellt hatte, und nun den leeren mit zum Schiffe hinunter nahm, um einen neuen gefüllten zu heben. Bei dieser Einrichtung waren auf dem Pfeiler 7 Arbeiter (einschl. eines Maschinisten) nöthig, die durchschnittlich in 1 Tag 116 cbm Beton versenkten.<sup>1)</sup>

Einen andern Transportwagen für Beton mit festem Kasten zeigen die Fig. 176, 177. Derselbe, beim Bau der Weichselbrücke bei Graudenz benutzt, ist im Längenschnitt 3eckig, so zwar, dass die vordere Wand senkr. steht. Letztere bildet eine Klappe, die sich oben um eine wagerechte Achse dreht, und unten durch 2 an den Seitenwänden sitzende Häkchen geschlossen gehalten wird.

### ζ. Geräte zum Heben und Bewegen schwerer Werkstücke.

#### 1. Steinklauen oder Wölfe.

a. Die gewöhnliche Steinklaue, Fig. 178, 179, ist 3 theilig und mittels Bügel und Bolzen gemeinsam gefasst. Der mittlere Theil hat überall gleichen rechteckigen Querschn., während die Seitentheile nach unten an Breite zunehmen. Im Querschn. gestaltet man die Klaue nach einer der Skizzen, Fig. 179. Die Form mit abgerundeten Ecken erleichtert die Herstellung des

<sup>1)</sup> Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 97.

Loches im Werkstück sehr. Um einen guten Anschluss der Klaue an die schrägen Wände des Loches zu erreichen, wird der verbliebene Hohlraum durch Wasserspülung mit feinem Sand gefüllt.

β. Die schwedische Klaue, Fig. 180. Der Vorzug derselben gegen die Konstruktion zu *a* besteht darin, dass sowohl die Herstellung des runden Loches billiger ist, als auch in der einfachen Art des Einsetzens. Die Klaue besteht aus einem runden Bolzen von etwa 25 cm Länge und 3–4 cm Stärke, oben mit Auge und an einer Seite von *a* bis *c* abgeplattet. In die Abplattung passt ein Keil *b* (etwa 14 cm lang) in der Weise, dass er die Form zu einer zylindrischen ergänzt. Einem Zuge am Auge folgt nur der Bolzen, nicht der Keil *b*, wodurch das Festklemmen jenes bewirkt wird. Zur Lösung der Klaue muss der Bolzen nach unten geschlagen, oder der Keil *b* mittels eines sogen. Kuhfusses etwas angehoben werden.

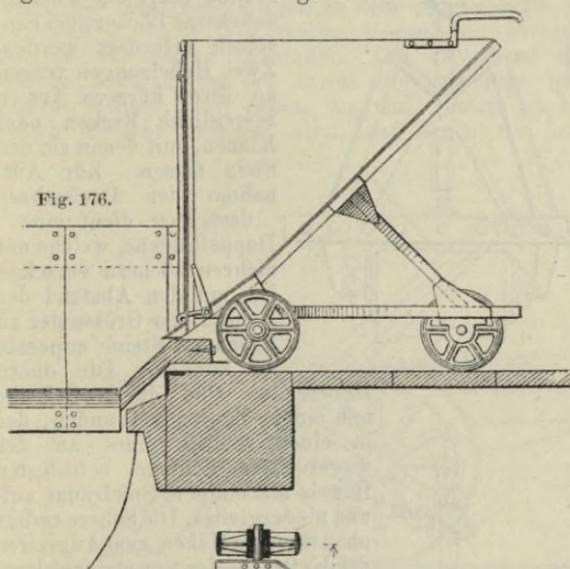


Fig. 176.

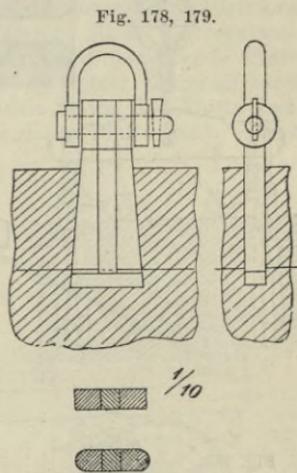


Fig. 178, 179.

Fig. 180.

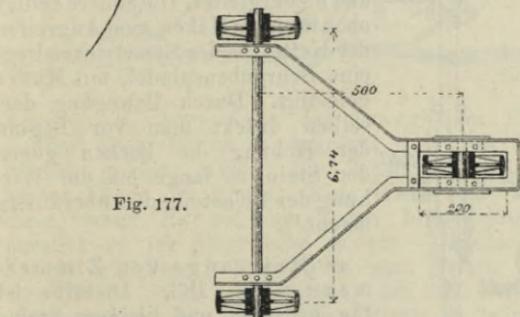
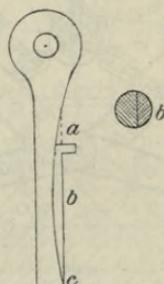


Fig. 177.

Beide beschriebenen Wölfe sind nur für feste Werkstücke anwendbar, verhältnissmässig schwer zu lösen, und daher nur zum Versetzen von Steinen über Wasser oder mit Hilfe von Tauchern zu gebrauchen.

γ. Wolf von Mathew, Fig. 181. Bei diesem, der besonders zum Verlegen künstlicher Steinblöcke, in denen bei der Herstellung die Löcher in beliebiger Länge und Weite leicht ausgespart werden können, bestimmt ist, ist der eben gedachte Uebelstand vermieden. Die Seitenwände des Loches haben nach oben etwas Anlauf. Die beiden Theile jeder der beiden Klauen sind durch kurze Gelenkstangen so mit einander verbunden, dass, wenn der äussere Theil nach oben gezogen wird, beide Theile gegen die Wände des Loches gedrückt werden, während umgekehrt ein Zug an den beiden innern Theilen sie löst.

Beim Senken sind die äussern Theile durch übergehängte Bügel mit dem eisernen Querbalken in Verbindung, während die Ketten, welche die innern Theile des Wolfs mit dem Balken verbinden, schlaff hängen. Nach dem Versetzen des Stücks senkt man den Querbalken bis die Bügel nicht mehr aufliegen und hebt die mit den Bügeln fest verbundenen Gegengewichte, so, dass die Bügel seitwärts von dem Querbalken abgehoben werden. Wird jetzt dieser selbst in die Höhe gewunden, so werden beide Klauen durch den Zug an den Ketten und den innern Theilen gleichzeitig gelöst.

δ. Stein-Hebezeug von Barrère, Fig. 182.

Dasselbe dient um Steine jeder Art über Wasser zu versetzen, ist zwar in der Anschaffung theurer, besitzt aber den Vorzug, dass keine Löcher zum Einsetzen erfordert werden. Zwei Hebelzangen tragen an ihren kürzern Armen bewegliche Backen oder Klauen, mit denen sie den Stein fassen. Zur Aufnahme der Drehachsen derselben dient eine

Doppelschiene, welche mit mehreren Löchern versehen ist, um den Abstand der Achsen, der Grösse der zu hebenden Steine anpassen zu können. Die obern

Hebelenden sind durch Gelenke mit einem Zapfen verbunden, der in einem Schlitz eines an der wagerechten Schiene befestigten Bügels mit einigem Spielraum auf- und niedergleitet. Die Schere endigt oben in einem Haken, zum Angreifen der Kette. In der Symetrieaxe liegt eine Schraubenspinde, mit Mutter befestigt. Durch Bewegung derselben drückt man vor Beginn der Hebung die Backen gegen den Stein, so lange bis die Wirkung der Belastung dies überflüssig macht<sup>1)</sup>.

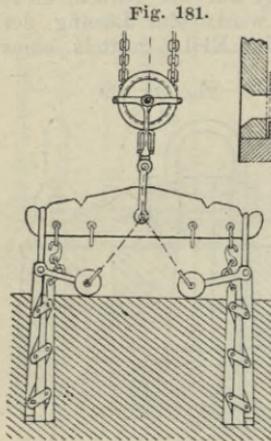


Fig. 181.

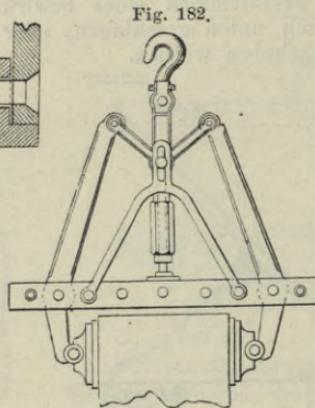


Fig. 182.

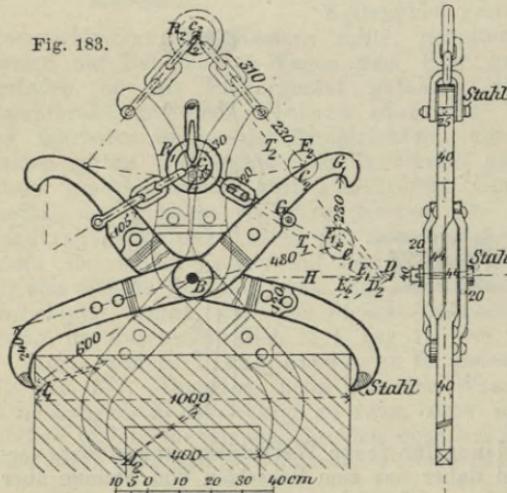


Fig. 183.

Ketten sich auf den oben verschieben lassen. Will man kleine Stücke heben so schiebt man die kleinen Ketten nach oben (punktirte Stellung), wodurch erreicht wird, dass sie an der Krahnkette einen grossen Winkel mit einander bilden, der zur Erzeugung eines kräftigen Drucks der Hebel gegen den Stein nothwendig ist. Bei grossen Stücken nähern sich die Angriffspunkte der Ketten dem Drehpunkte des Hebels, wodurch das Umsetzungs-Verhältniss zwischen obern und untern Hebelarmen ungünstiger wird, trotzdem die Last wächst. Es ist dies ein

ε. Steinzange von Zimmermann, Fig. 183. Dieselbe ist für grössere und kleinere Steine dadurch passend gemacht, dass die untern Enden der an der Krahnkette befestigten kurzen

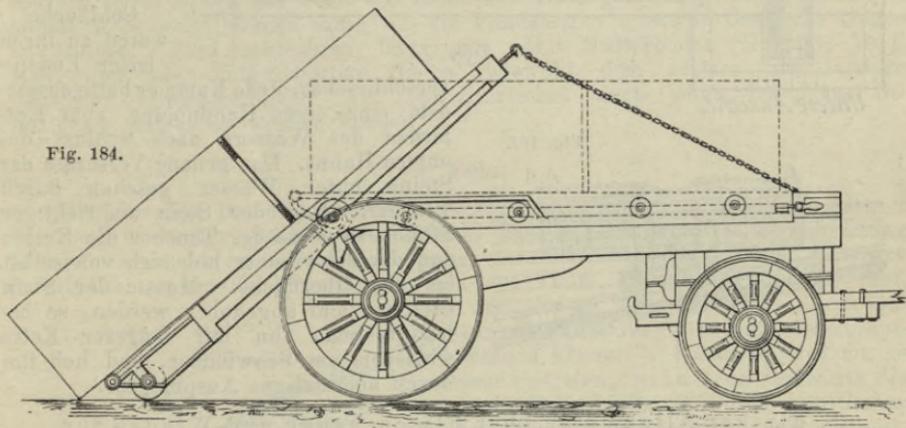
<sup>1)</sup> Dinglers Polyt. Journ. Bd. 225.

Mangel des Geräths, den man aber dadurch wieder ausgleichen kann, dass man die Ketten möglichst weit nach oben schiebt. Ein Gleiten der Ketten auf den Hebelenden ist theils durch die gebogene Form derselben verhindert, theils kann man demselben weiter dadurch vorbeugen, dass man die Berührungsfächen beider Theile mit kleinen, in einander greifenden Rippen versieht, oder auch in die obern Hebelarme Löcher bohrt, durch die man kleine Stifte steckt. Statt der Klauen wendet Zimmermann einfache verstärkte Spitzen an, die indessen bei weichen Steinen die Flächen leicht beschädigen, weshalb für solche die Klauenform den Vorzug verdient.

## 2. Einrichtungen zum Transport schwerer Werkstücke.

a. Der Wagen von Folacci, Fig. 184, für Verkehr auf gewöhnlichen Strassen eingerichtet, ist auch ebenso leicht auf Schienengleis zu verwenden. Die Figur zeigt den Wagen in dem Augenblicke, wo die bewegliche Plattform, auf der 2 grosse Werkstücke liegen, mit ihrem hintern Ende niedergelassen ist, um die Stücke abzuladen. Die andere auf dem Gestell festsitzende Platte, welche nach hinten zu etwas abfällt, trägt quer zu ihrer Längenrichtung eiserne Achsen, auf denen an den Enden zu beiden Seiten der Platte Laufrollen drehbar befestigt sind, auf denen die bewegliche Platte ruht. Gleit-

Fig. 184.



schienen zu jeder Seite der beweglichen Platte haben den Zweck, mittels Zapfen diese Platte in schräger Lage zu halten, wenn sie mit ihrer Belastung gekippt wird. Die Zapfen sitzen einander gegenüber, ungefähr in halber Länge der Platte. Eine Walze am Ende der beweglichen Platte stützt diese, wenn sie auf den Boden hinabgelassen ist. Oberhalb derselben und parallel zu ihr liegt eine andere — kleine — Walze, die das Abgleiten der Steine erleichtert. Eine Kette zum Halten der beweglichen Platte geht über eine Winde vorn am Wagen, die den Zweck hat, sowohl die Geschw. des Herabgleitens der beweglichen Platte zu mässigen, als auch diese selbst leer oder mit Steinen beladen wieder auf die feste Platte zu ziehen. Um schwere Stücke aufzuladen, stellt man dieselben hochkantig hinter den Wagen und kippt die Stücke auf die Platte, bindet jene fest und windet nun die Platte auf. Zur noch weitern Erleichterung des Auf- und Abladens empfiehlt es sich die feste Platte etwas stärker, als in der Skizze angegeben, nach hinten abfallen zu lassen.

β. Die Fig. 185, 186 zeigen einen einfachen Steinwagen, der geeignet ist, schwere Steine auf nur kurze Strecken fortzuschaffen. Anstatt der Räder hat der Wagen eine eiserne oder stark mit Eisen beschlagene Walze.

γ. Zum Versetzen grosser Stücke unter Wasser ist ein Schwimm-Apparat, Fig. 187, mit Vorthell in Fiume angewandt worden. Die Betonblöcke wurden zunächst unter einem hochräderigen Wagen dicht über der Erde hängend auf

einer geneigten Ebene ins Wasser gebracht und dort auf einer Plattform *a* niedergesetzt. Alsdann wurde der Apparat über den Stein gefahren und durch Einlassen von Wasser in die Schwimmer *c* möglichst tief gesenkt. Dann wurde der Stein (*b*) durch umgeschlagene Ketten an den Apparat durch Festlegen der letztern bei *e* befestigt, das Wasser wieder ausgepumpt und so der Stein gehoben. Damit die Ketten beim Versetzen der 11 <sup>ebm</sup> grossen Stücke nicht hinderlich seien, hatte man an den Blöcken Nuthen ausgespart. Jeder Kasten des Schwimmers hatte 2 getrennte Kammern, und jede Kammer wieder unten einen Hahn zum

Fig. 185, 186.

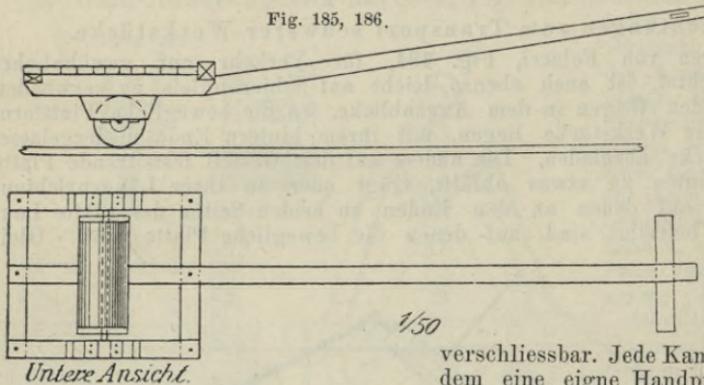
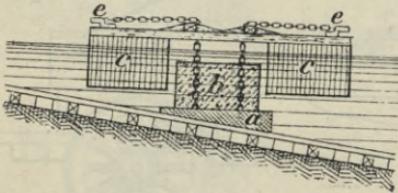


Fig. 187.



Wassereinlassen, wenn man den Schwimmer senken wollte, und oben einen Gummischlauch, aus dem die Luft während des Senkens entwich. Die Schläuche waren an ihren freien Enden

verschliessbar. Jede Kammer hatte ausserdem eine eigne Handpumpe, zum Entfernen des Wassers nach Schluss des untern Hahns. Das genaue Versetzen der Steine unter Wasser geschah durch Taucher. Lag der Stein an richtiger Stelle, so löste der Taucher die Ketten und der Schwimmer hob sich von selbst bis zur Oberfläche. Musste der Stein noch ein mal abgehoben werden, so befestigte man ihn mit längerer Kette wiederum am Schwimmer, und hob ihn durch abermaliges Auspumpen.

### 3. Einiges Allgemeine über Flaschenzüge und Winden für Bauzwecke.

Von den Flaschenzügen sind die Differenzial-Flaschenzüge bei kleinen Bauten, wo nicht viele Arbeiter zur Verfügung stehen, und doch bisweilen grosse Lasten gehoben werden müssen, von besonderm Werth. Aber auch auf grössern Baustellen sind dieselben sehr nützlich, hauptsächlich bei Montagen von Senkungs-Apparaten, Schleusen, Bagger-Apparaten usw., wo es auf Schnelligkeit des Hebens weniger ankommt, als darauf, dass wenige geübte Arbeiter eine Leistung allein ausführen können, d. h. ohne Zuhilfenahme einer grössern Anzahl gewöhnlicher Arbeiter, die nur für das Heben erforderlich, die übrige Zeit aber unbeschäftigt sein würden. Bei Bauzwecken besteht bei Differenzial-Flaschenzügen mit Ketten ein Vorzug auch in dem Umstande, dass die Last in jeder Stellung stehen bleibt, ohne dass die Kette festgelegt zu werden braucht.

Sehr brauchbar für einen Differenzial-Flaschenzug ist häufig ein Dreifuss oder auch ein Ausleger (Zweifuss), der nach hinten durch ein Tau gehalten wird. Geht dieses wieder über einen Flaschenzug oder über eine Winde, so kann man auch ein Vor- und Rückwärtssetzen der Last in gewissen Grenzen ausführen. —

Bei allen Winden ist darauf zu sehen, dass die Bremse auf der Trommelwelle, nicht auf einem Vorgelege sitze, und dass die Krafrichtung in den Lagern der Trommelwelle nicht gegen den Lagerdeckel gerichtet sei. Bei

letzterer Einrichtung, die man freilich oft genug findet, hängt die Last an den Schrauben des Lagerdeckels, was immer recht unsicher ist. Die Stirnschilder der Winden müssen möglichst dauerhaft sein, weil die Arbeiter, die mit denselben umgehen, häufig sehr ungeübt sind, und die Schilder wohl auseinander genommen und wieder zusammen gesetzt werden, ohne das dabei auf Genauigkeit der Stellung geachtet wird. Es würde sich empfehlen, diese Theile aus Schmiedeseisen herzustellen. Bei Herstellung aus Gusseisen sind einige Ersatzstücke vorrätig zu halten, um Betriebs-Unterbrechungen vorzubeugen.

Ueber sogen. Sicherheits-Winden, die für gewisse Zwecke von besonderem Werth sein können, ist der betr. Abschn. in Bd. II zu vergleichen.

## II. Baugrund und Tiefe der Fundamente.

### a. Eigenschaften der verschiedenen Bodenarten.

Will man von der Eintheilung in guten, mittlern und schlechten Baugrund ausgehen, so kann man zu dem guten den sogen. gewachsenen Fels, Kies, Sand, trocknen Thon und Lehm, genügend starke Schichten voraus gesetzt, rechnen, weil man auf diesen Bodenarten grosse Bauwerke ohne weiteres gründen darf. Als mittlerer Baugrund kann Thon und Lehm gelten, der viel Wasser enthält, sowie Boden aus Sand mit Lehm und Thon gemischt, weil derselbe erst künstlich befestigt werden muss um die Fundamente schwerer Bauwerke tragen zu können. Zum schlechten Baugrunde zählt Mutterboden (Humus), Torf, Moor und aller aufgeschüttete Boden, wiewohl dem erstern und letztern Bauwerke untergeordneter Art (provisorische) auch ohne besondere Befestigung aufgesetzt werden können.

#### α. Fels.

Derselbe hat für die meisten Bauwerke genügende Tragfähigkeit, falls er in etwa 3<sup>m</sup> starker geschlossener Schicht ansteht, und wenn seine Schichtung nahezu wagerecht ist. Starke Neigung der Schichten lässt leicht Rutschen befürchten, namentlich, wenn der Fels auf Thon- oder Lehmschichten ruht,

Fig. 188.

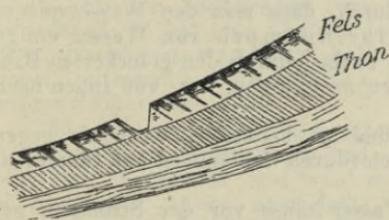


Fig. 188, die an ihrer Oberfläche durch eingedrungenes Tagewasser erweicht und schlüpfrig werden können<sup>1)</sup>. Rutschen wird um so sicherer eintreten, wenn noch thalwärts die tragende Felsschicht in Folge künstlicher oder natürlicher Einschnitte unterbrochen ist. Bei derartigem Baugrunde muss man sich also nicht nur an der Baustelle selbst genaue Kenntniss von der Bodenschichtung verschaffen, sondern auch ihren ganzen Verlauf untersuchen. Ob ein Fels geschlossen ist oder Höhlungen enthält, (namentlich häufig bei Kalkstein), kann man bisweilen schon an dem hohlen Tone beim Aufschlagen mit einem schweren Instrument erkennen. Liegen die Höhlungen dicht unter der Oberfläche, so öffnet man sie und füllt sie mit Beton aus, oder führt, wenn sie sehr gross sind, nur einzelne Pfeiler aus Mauerwerk bis auf den festen Grund hinab.

Bei Felsarten, die durch den Frost leiden, muss die Fundam.-Sohle durch reichliche Umschüttung mit Erde gegen Frostzutritt gesichert werden.

Bevor mit dem Aufsetzen des Fundam. begonnen wird ist verwittertes Gestein zu entfernen und die Oberfl. event., in Treppenform, wagerecht abzugleichen.

<sup>1)</sup> Wie gefährliche Rutschflächen die erweichten Oberflächen von Thonschichten bilden, zeigt der vom Ingen. Ballif in der Wochenschr. d. Oesterr. Ingen.- u. Arch.-Ver., Bd. I, S. 289 von der Salzburg-Tiroler Bahn mitgetheilte Fall. Dort lagen über einer undurchlässigen Thonschicht Lehmschichten, die mehrfach in der nassen Jahreszeit (Frühling und Herbst) in Bewegung geriethen, trotzdem der Neigungswinkel der Rutschfläche nur 4° betrug, wie genaue Bohrungen ergaben. Der Reibungskoeff. war also nur:  $\tan 4^\circ = 0,07$ . In den trockenern Jahreszeiten (Sommer u. Winter) stand die Bewegung still. Die Lehmschicht war thalwärts durch das Bett der Salzach unterbrochen.

Besonderer Vorsicht bedarf es in Gegenden mit Bergbau-Betrieb. Bei wichtigen Bauwerken muss sich hier die Untersuchung bis in die Stollen erstrecken. Man wird diese nöthigenfalls ausmauern, oder, wo solches nicht angängig, auswölben müssen. Ueber die Verankerungen von Wänden von Bauwerken, welche auf derartigem unterhöhltem Grunde stehen, s. weiterhin.

Sehr gefährlich für schwere Bauwerke ist die Nähe von Salinen. Da man über die Zufluss-Richtungen unter der Oberfläche selten genau unterrichtet sein wird, bleibt meist nichts anders übrig, als mit wichtigen Bauwerken Salinen möglichst fern zu bleiben. Dies gilt namentlich für Fabrik-Anlagen die schweren Erschütterungen, wie sie bei Dampfhämmern vorkommen, ausgesetzt sind.

### β. Kiesschichten.

Kies ist in einer Stärke der Schicht von etwa 3<sup>m</sup> ein sehr guter Baugrund falls er fest gelagert ist. Letzteres wird der Fall sein, wenn die Schicht aus dem Wasser abgesetzt ist, im Gegensatz zu ihrer Entstehung als Verwitterungs-Produkt von Gesteinen an steilen Abhängen oder aus Gletscher-Ablagerungen; alsdann ist die Tragfähigkeit eine weit geringere. Fernerweit ist es wesentlich, dass die Schicht frei von Lehmtheilen sei.

### γ. Sandschichten.

Bei 3—4<sup>m</sup> Mächtigkeit bilden sie ebenfalls einen guten Baugrund, wenn sie aus Wasser niedergeschlagen und fest abgelagert sind. In diesem Falle vermag selbst ganz feiner Sand, sogen. Triebssand, grosse Lasten zu tragen; nur darf man dessen feste Lagerung nicht durch Wasserschöpfung während der Ausführung der Mauerarbeiten zerstören. Ueberhaupt muss bei allen Gründungen auf Sand das Wasserschöpfen während der Aufmauerung möglichst vermieden werden, weil es die feinem Sandtheilchen zum Treiben bringt, bei gröberem aber die Festigkeit der Ablagerung und damit die Tragfähigkeit vermindert. Es ist bei derartigem Baugrunde richtiger, als unterste Fundamentschicht eine unter Wasser zu schüttende Betonlage anzuwenden, und erst nach deren Erhärtung das Wasser abzupumpen und zu mauern. Indessen kann der Erdaushub unter Anwendung von Pumpen ausgeführt werden; nur muss man vor Beginn der Ausführung der Mauer- bezw. Betonirungs-Arbeiten dafür sorgen, dass der gelockerte Grund sich wieder fest lagere und dann die Lagerung nicht weiter gestört werde. Eine feste Lagerung des Grundes erzielt man dadurch, dass man den Wasserspiegel in der Baugrube oder dem Brunnen durch Hineinpumpen von Wasser einige Zeit gegen den Grundwasser-Spiegel erhöht, so dass durch den gelockerten Baugrund eine Strömung in der Richtung von oben nach unten, bez. von innen nach aussen stattfindet.

Flugsand-Ablagerungen sind als Baugrund zu benutzen, wenn sie gegen weitere Windwirkungen gesichert und künstlich (durch Schlämmen und Stampfen) befestigt sind.

Sandiger Baugrund in fliessendem Wasser [muss vor der Strömung geschützt werden.

### δ. Thon- und Lehmschichten.

sind bei wenig Wassergehalt und 3—4<sup>m</sup> Mächtigkeit als guter Baugrund zu betrachten. Da diese Bodenarten eine gewisse Elastizität besitzen, so wird ein Setzen des Bauwerks stattfinden, welches aber, wenn es gleichmässig geschieht, ohne Nachtheil ist. Um dieser Gleichmässigkeit sicher zu sein, Sorge man für möglichst gleichmässige Belastung des Baugrundes.

Thon- und Lehmboden muss sorgfältig vor Nässe und Frost bewahrt werden, da derselbe durch Aufweichen viel von seiner Tragfähigkeit einbüsst und durch Frost gelockert wird. Auch vor zu grosser Austrocknung ist Lehm- und Thonboden zu schützen, weil er dabei stark schwindet, Risse bekommt und alsdann das Fundament zu ungleichmässigem Setzen veranlassen kann.

Sandiger Lehm kann unter Umständen recht tragfähigen Baugrund abgeben, ist aber mit grösster Sorgfalt vor Wasserzutritt zu sichern; die Gefahr ist um so grösser je höher der Sandgehalt.

### e. Wechselnde Schichtung.

1. Liegen schwächere Sand- und Kiesschichten über starken Felschichten, so wird man im allgemeinen dieselben abräumen und auf dem Fels gründen. Nothwendig ist dies in fließendem Wasser, während man in stehendem, oder nicht stark bewegtem Wasser sowie im Trocknen die schwächere Sand- und Kiesschicht als tragfähig betrachten kann, falls die Felsfläche möglichst wagrecht und eben ist.

2. Liegen starke und feste Thon- oder Lehmschichten unter schwachen Sand- und Kiesschichten, so geht man bei einer Stärke der letztern von weniger als 1 m mit der Fundam.-Sohle meist bis zu diesen hinab. Bei wichtigeren Bauwerken ist dies unbedingt erforderlich.

3. Schwache Sandschichten über Thon- und Lehmschichten sind besonders unter den Fundam. von solchen Mauern gefährlich, bei denen die Resultirende der auf die Fundam.-Sohle wirkenden Kräfte schräg gerichtet ist (Futtermauern) und die im Wasser stehen (Durchlässe, Kaimauern), weil das Wasser die Oberfläche der Thonschicht schlüpfrig macht und dadurch Rutschungen veranlassen kann. Bei Durchlässen kann man dem Rutschen durch Anlage starker Herdmauern oder Sohlengewölbe vorbeugen; bei Futter- und Kaimauern muss man Verankerungen anbringen, falls die feste Thon- oder Lehmschicht nicht so mächtig sein sollte, dass ein genügend tiefes Einsinken der Fundam. in dieselbe unbedenklich erscheint.

4. Liegen schwache Lehm- und Thonschichten über starken Fels-, Sand- oder Kiesschichten, so ist es immer rathsam mit den Fundam. bis auf die letztern hinab zu gehen, auch wenn der Lehm und Thon au und für sich fest ist. Liegt unter der Thonschicht Sand oder Kies, in denen das Fundam. steht, so bildet die erstere, da sie schwer löslich ist, in fließendem Wasser einen wirksamen Schutz gegen Unterspülung. Es wird also nur eine schwache Steinschüttung erfordert, und es wäre fehlerhaft, die Thonschicht zu beseitigen, um die Steinschüttung, wie es bei Sandboden sonst in der Regel geschieht, tiefer hinab zu bringen.

### ƒ. Besondere Eigenschaften von Lehm-, Thon- und Sandboden.

Lehm und Thon gleichen in vieler Beziehung den Flüssigkeiten. Und zwar tritt die Aehnlichkeit um so mehr hervor, je mehr Wasser dieselben enthalten. So hat man vielfach beobachtet, dass Thonboden, in dem ein Pfahlrost geschlagen war, sich hob, und selbst früher eingeschlagene Pfähle dabei mitnahm. Der Boden weicht wie eine Flüssigkeit nach allen Seiten hin aus.

Sand dagegen hat die Eigenschaft einer Flüssigkeit nur bei grosser Feinheit des Kornes (Flugsand) und in wassergesättigtem Zustande (Trieb sand), während er trocken und von mittlern und grobem Korn nur senkr. und schräg nach unten ausweicht, und nur in dieser Richtung den Druck einer Belastung fortpflanzt. Besonders deutlich zeigt sich diese Eigenschaft des Sandes bei Anwendung der Sandtöpfe zum Ausrüsten von Gewölben.

Die Eigenschaften zäher Flüssigkeiten zeigt der Thon auch insofern, als derselbe für den Augenblick eine starke Last zu tragen vermag, während er unter einer weit geringern, länger ruhenden Last zusammen sinkt. Dieser Umstand wirkt erschwerend bei Rammarbeiten, indem bei den Schlägen leichterer Zugrammen die Pfähle sich nach jedem Schlage mit dem Boden senken und dann wieder etwas heben (sogen. Prellschlag).

Stark zusammen gedrückter Thonboden, der eine grosse Festigkeit hat, büsst mit der Zeit daran ein, indem die künstlich erzeugte Spannung sich allmählich ausgleicht. Hierdurch wird die Nutzwirkung rasch schlagender Rammen (Dampframmen) häufig sehr vermindert; es spricht sich dies dadurch aus, dass Pfähle, die bereits vollständig fest zu stehen schienen, nach kurzer Pause, in welcher die Spannungen im Boden Zeit gefunden haben, sich auszugleichen, abermals kräftig ziehen.

Sehr wasserhaltiger Thon und Lehm bedingt stets künstliche Fundirung,

selbst bei der grössten Mächtigkeit der Lagerung. Enthält der Lehm viel Sand, so kann man allerdings den Grund durch Drainage austrocknen und tragfähiger machen. Fetter Thon dagegen lässt sich in dieser Weise nicht behandeln, schon aus dem Grunde nicht, dass er stark schwindet und rissig wird; überdem hält er einen grossen Theil seines Wassergehalts dauernd fest.

### 7. Mutterboden, Schlamm- und aufgeschütteter Boden

sind niemals zur unmittelbaren Aufnahme wichtiger Fundam. geeignet. Bei schwachen Schichten geht man mit den Fundam. bis auf den tragfähigen Baugrund hinab. Wenn dies nicht möglich, ist künstliche Befestigung oder Verbreiterung der Sohle durch Sandschüttung u. dergl. erforderlich.

Eine eigenthümliche, schwer erklärliche Erscheinung hat man in Norfolk bei einem Boden beobachtet, der aus Moor mit eingelagerten Schichten von Sand und Kies bestand. In demselben liessen sich Spundbohlen stets nur 3—4 m tief einrammen. Namentlich ward tieferes Rammen unmöglich, sobald man eine Pause beim Rammen von selbst nur wenigen Minuten Dauer machte.

### b. Grösse der Tragfähigkeit.

Die meisten Felsarten haben eine rückwirkende Festigkeit, grösser als diejenige des Mörtels. Ausgenommen hiervon sind vielleicht Tuffstein, Trachyt, sehr weicher Sandstein, einige Kalksteine und Konglomerate (rückwirkende Festigkeit 50, 60 bezw. 150 kg f. 1 qcm), wenn man zum Vergleich guten Zementmörtel benutzt.

Ueber die Tragfähigkeit aller übrigen Bodenarten lassen sich allgemein gültige Angaben nicht machen, weil dieselbe bei Sand und Kies von der Festigkeit der Ablagerungsweise, bei den übrigen Erdarten von dem Wassergehalt abhängt.

Für fest gelagerten Sand und Kies kann man die Tragfähigkeit in einiger Tiefe unter der Oberfläche zu mindestens 4—5 kg/qcm annehmen, und ebenso gross etwa diejenige eines festen Thonbodens. Es kommen indessen in der Praxis sehr bedeutende Abweichungen von diesen Zahlen vor; z. B. ist man bei Schraubenspindeln mit der Belastung von sehr tief liegenden Sandschichten, ohne irgend welchen Nachtheil, bis zu 8 kg und noch höher gegangen. Wesentlich für die Bemessung der Tragfähigk. ist es, ob die Belastung nach Grösse und Richtung wechselt oder nicht. In letzterem Falle, sind höhere Zahlen zulässig. Von Einfluss ist ferner die Grösse der Fundam.-Sohle: je mehr diese zunimmt, um so höher kann man mit der spezif. Belastung gehen. Ferner kommt die Tiefenlage der Fundam.-Sohle in Betracht. Liegt diese so tief, dass ein seitliches Ausweichen unmöglich ist, oder ist eine Umschliessung mit festen Wänden vorhanden, so kann man die spezif. Belastung steigern; umgekehrt muss man dieselbe verringern, wie z. B. bei Hochbauten, welche Kellerräume enthalten. Die Sohlen von Fundam.-Mauern, welche Hohlräume umschliessen, sollten niemals weniger als 30 cm unter Fussbodenhöhe der Hohlräume liegen, weil sonst ein Ausweichen der Sohle zu fürchten ist.

In Berlin, wo man den verhältnissmässig losen Sand des Baugrundes nach polizeilicher Vorschrift nur bis zu 2,5 kg belasten darf, hat sich eine höhere Belastung als ungefährlich gezeigt<sup>1)</sup>.

Die Fundam. der Mittelpfeiler der East-River-Brücke zu New-York drücken auf den aus festem Thon bestehenden Untergrund mit 6,0 bezw. 7,1 kg. Ungefähr ebenso gross (6,67 kg) ist die Beanspruchung der mächtigen Thonschicht, welche den grossen Schornstein der Bochumer Gussstahl-Fabrik trägt.

Für Fundam. wichtiger Gebäude empfiehlt es sich eine Probebe-

<sup>1)</sup> Bei den Viadukten der Berliner Stadteisenbahn sind 4,5 kg als obere Grenze angenommen worden, auf Grund von speziellen Ermittlungen, die s. Z. beim Bau der Berliner Verbindungsbahn angestellt worden waren. Dabei hatte sich gezeigt, dass der sandige Untergrund in und bei Berlin, wenn die Last gleichförmig vertheilt und ein geringes Setzen für das Bauwerk nicht nachtheilig ist, weit höher als bis zur obigen Grenze belastet werden darf, dass aber bei den Pfeilern gewölbter Bauten, wo der Druck sowohl der Grösse, als der Richtung nach wechselt, die Grenze von 4,5 kg nicht überschritten werden darf. (Deutsch. Bauztg. 1874, S. 497.)

lastung vorzunehmen, um die Grösse der Tragfähigkeit zu erfahren. Wenn man diese Probe auch nur an der Oberfläche der tragfähigen Schicht ausführen kann, während die Sohle des Fundam. häufig bedeutend tiefer gelegt wird (wie bei Brückenpfeilern) so gestattet sie doch immerhin einen Schluss auf die Tragfähigk. in der Tiefe, die ja im allgemeinen die grössere ist. Insbesondere gilt dies von allen aus Wasser niedergeschlagenen Erdarten und selbst von flüssigem Schlamm. Bei letzterm erklärt sich das schon daraus, dass der Fundam.-Körper, je tiefer er eintaucht, desto mehr an Schlammtheilen verdrängt. Da die schweren Theile des Schlammes unten schwimmen, muss zudem der Gewichtsverlust der Last in der Tiefe am grössten sein. Ausnahmen von dieser Regel machen jedoch Sandschichten, die nicht aus Wasser niedergeschlagen wurden, und auch solche, die nicht von Grundwasser durchzogen sind, namentlich, wenn sie Lehm enthalten. Solche Schichten können durch nur wenig eingedrungenes Tagewasser an der Oberfläche fester gelagert sein, als in der Tiefe.

Das Gesetz, nach welchem die Tragfähigk. mit der Tiefe zunimmt, ist leider noch ungenügend erforscht. Hagen<sup>1)</sup> entwickelt zwar Formeln, nach denen die Tragfähigkeit für Sandboden allgemein einem Ausdruck von der Form  $g = a + \beta e^2$  und für Thon von der Form  $g = a^1 + \beta^1 e$  entspricht, (worin  $g$  die Tragfähigkeit der Einheit des Baugrundes,  $a$  und  $\beta$  Zahlenwerthe und  $e$  die Tiefe bedeutet), bis zu welcher ein Stäbchen durch die betr. Last in den zu untersuchenden Boden eingedrückt wurde. Die Art und Weise der Ermittlung jedoch, entsprach mehr dem Vorgange beim Rammen, wie auch die Form des belasteten Körpers derjenigen eines Pfahls, mit dem Unterschiede nur, dass die Belastung eine ruhende war. Daher können die Ergebnisse kein Bild von der Tragfähigk. der Bodenart in den verschiedenen Tiefen bei ihrer ursprünglichen Lagerungsweise liefern, sondern nur von derjenigen, welche sie annahm, nachdem sie durch den eindringenden Stab zusammen gedrückt ward. Die für die Tragfähigk. von Thonboden aufgestellte Formel zeigt jedoch das ähnliche Verhalten dieses Bodens mit dem von Flüssigkeiten.

Da Sand weniger elastisch ist, als Thon und auch bei Ueberlastung schwerer seitlich ausweicht, als dieser, so wird die Tragfähigk. desselben mit der Tiefe stärker zunehmen als bei Thon; auch dies bestätigen die Hagen'schen Versuche.

Die Tragfähigk.  $g$  einer Bodenart in der Tiefe  $t$  unter der Oberfläche, lässt sich aus 3 Theilen zusammen gesetzt denken:

1) Aus der Tragfähigk. an der Oberfläche, die mit  $g_0$  bezeichnet sei.

2) Aus der Zunahme der Tragfähigk. in Folge der Belastung durch die darüber liegenden Erdmassen. Diese Belastung wirkt in doppelter Beziehung vermehrend auf die Tragfähigk. ein. Einmal dadurch, dass sie die Schichten in der Tiefe verdichtet, sowie 2. dadurch, dass, wenn man von der Elastizität des Bodens absieht, ein Einsinken eines überlasteten Fundam. nur dann stattfinden kann, wenn die unter der Fundam.-Sohle verdrängten Bodenmassen seitlich ausweichend, die neben dem Fundam. lagernden Massen verschieben und heben. Diese Zunahme der Tragfähigk. mit der Tiefe muss also eine Funktion des Gewichts  $\gamma$  der Kubikeinheit des Bodens und der Tiefe  $t$ , oder allgemein  $= f(\gamma, t)$  sein.

Zur nähern Entwicklung von  $f(\gamma, t)$  fehlen die nöthigen Unterlagen, die nur durch Versuche zu ermitteln wären<sup>2)</sup>. Die geringste Grösse von  $f(\gamma, t)$  muss das Produkt  $\gamma t$  sein, welches einem vollständig flüssigen Zustande entspräche, bei dem die Tragfähigk. um so viel mit der Tiefe zunimmt, als an Flüssigkeit verdrängt wird.

3) Die Tragfähigk. wird in der Tiefe auch noch durch die Reibung vermehrt, welche zwischen dem umgebenden Erdreich und den Seitenwänden des

<sup>1)</sup> Handb. d. Wasserbaukunst, Bd. I.

<sup>2)</sup> Die Versuche würden etwa in der Weise anzustellen sein, dass in Bohrlöchern in verschiedenen Tiefen mittels Stempel Belastungen ausgeführt würden. Die Fussplatten der Stempel müssten nur am untern Ende möglichst genau in die Futterrohre des Bohrlochs passen, auf ihrer übrigen Länge aber Spielraum haben um Reibung an den Seiten zu vermeiden.



Als mittlere Werthe der Reibungs-Widerst. kann man bis zu 14<sup>m</sup> Tiefe die folgenden annehmen:

No.	Bezeichnung.	Mittl. Reib.-Widerstd. pro qm in kg
1	Grober Sand und Kies auf Gusseisen . . . . .	1500
2	" " " " " Eisenblech mit Nieten . . . . .	2500
3	" " " " " rauhem Mauerwerk . . . . .	3500
4	" " " " " glatt geriebenem Zementputz . . . . .	1500
5	Ziegelmauerwerk an Schlick, ( <i>Exc. Min. of Proc., 1880-81.</i> ) . . . . .	1000
6	Abwechselnde Lagen von Thon und vulkanischer Asche auf Ziegelmauerwerk (Boyle, Rokugo-Brücke) . . . . .	2000
7	Derselbe Boden auf Gusseisen . . . . .	1600
8	Weicher Thon auf Holz (Maasbr. bei Rotterdam, <i>Ann. ind. 1874</i> ) . . . . .	1860 <sup>1)</sup>
9	Sehr steifer Thon auf Holz (Hurtzig: <i>Excerpt. Min.</i> ) . . . . .	6000 <sup>1)</sup>

Der hohe Widerstand zeigte sich bei eingerammten Pfählen, die den Boden durch ihr Eindringen bedeutend verdichtet hatten. Bei Brunnen und Senkkästen, die man in Thon einsenkt, wird man auf eine solche Grösse nicht rechnen dürfen, weil die Berührung mit dem Boden keine so innige sein wird. Es empfiehlt sich also für diese Fälle nur etwa  $\frac{1}{3}$  oder  $\frac{1}{2}$  der für die Pfähle ermittelten Widerstände anzunehmen, also etwa ebenso viel als für Mauerwerk oder Eisen und Sand.

Bezeichnen wir die Grundfläche eines Fundam. mit  $G$ , den Umfang mit  $U$ , so drückt sich nach dem Vorigen die Tragfähigk.  $g_t$  für 1<sup>qm</sup> in einer Tiefe  $t$  unter der Oberfläche allgemein aus durch:

$$1. \quad g_t = g_0 + f(\gamma, t) + \frac{UR}{G}.$$

Für groben Sand und Kies und senkr. gemauerte Umfläche würde  $\gamma$  bei wassergesättigtem Boden = 2190,  $R = 3000$  sein. Nehmen wir für  $f(\gamma, t)$  den vorhin angegebenen geringsten Werth  $\gamma t$  und ferner  $g_0 = 25000$  kg/qm, so erhalten wir:

$$2. \quad g_t = 25000 + 2190 t + \frac{3000 U}{G}.$$

Die hier zugrunde liegenden Verhältnisse werden bei Pfeiler-Gründungen in Flüssen sehr häufig zutreffen. Wie bedeutend der Einfluss der beiden letzten Glieder der Formel (1) ist, erkennt man daran, dass bei Auskolkungen Pfeiler bereits Senkungen zeigen, lange bevor die Fundam.-Sohle an irgend einer Stelle frei gelegt worden ist.

Erwähnt sei ferner, dass auch die Wasserhöhe über der Fundam.-Sohle bei der Anwendung der Formel (2) mit in Rechnung zu ziehen ist. Läge z. B. ein Pfeiler-Fundam in der Tiefe  $t$  unter der Sohle, und betrüge die geringste Wassertiefe in  $m$  ( $t_w$ ), so würde (2) lauten:

$$g_t = g_0 + 2190 t + 1000 t_w + \frac{3000 U}{G}.$$

Der oben schon erwähnte Einfluss der Grösse der belasteten Fläche auf die Tragfähigk. erklärt sich meistens daraus, dass bei kleinen Flächen der Boden leichter nach allen Seiten ausweichen kann, als bei grössern. Auch diese Verhältnisse sind noch nicht genügend erklärt; man weiss nur, dass bei gleichem Flächeninhalt kreisrunde Fundam.-Flächen die vortheilhaftesten sind, wegen dieselben, weil sie den geringsten Inhalt der Umfläche bieten, am wenigsten Reibungs-Widerstand erfahren. Da die Vermehrung der Tragfähigk. durch die Reibung aber grösser sein dürfte als diejenige, welche durch die Vergrösserung der kleinsten Grundflächen-Ausdehnung entsteht, so wird bei Fundam., die tief im Boden stecken, die runde Form da weniger zu empfehlen sein, wo dieselbe nicht etwa wegen der leichtern Ausführung den Vorzug besitzt.

Es seien noch die Ergebnisse<sup>2)</sup> einiger direkten Belastungs-Proben umstehend mitgetheilt:

<sup>1)</sup> Diese Ziffern sind aus dem Widerstande ermittelt, welchen Pfähle dem Ausziehen entgegen setzten.

<sup>2)</sup> Zeitschr. f. Bauw., Bd. XIII, S. 629.

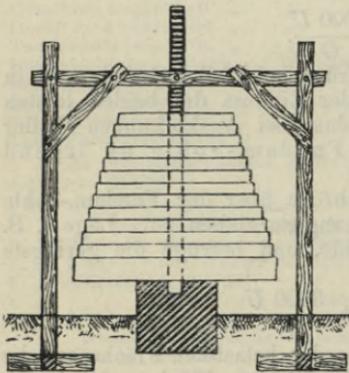
Druck in kg f. 1 qm, bei welchem die Senkung eintrat kg	Senkungen in mm im ganzen		
	Künstl. Sandschüttung in dünn. Lagen hergest., ein- geschlämmt und gestampft. Grösse der belast. Fläche 0,0985 qm mm	200 Jahre lagernder auf- geschütt. Sandbod. Grösse der belast. Fläche 0,0985 qm mm	Gewachsen. Sand. oberh. des Grundwassers. Grösse der belast. Fläche 0,0985 qm mm
15 640	—	13,1	4,4
17 360	3,3	—	—
20 100	6,5	—	—
20 360	—	—	—
22 090	—	26,15	13,1
23 060	—	39,23	26,15
26 360	—	—	—
28 960	—	—	—
35 250	—	—	—

Am tragfähigsten zeigte sich danach künstlich befestigte Sandschüttung, bei der sich die Platte unter der Belastung von 20700 kg/qm im ganzen um 6,5 mm senkte, darauf aber bis zu 35 250 kg Belastung keine weitere Senkung erkennen liess.

In 2. Linie steht der gewachsene Boden und in 3. der bereits 200 Jahre gelagerte aufgeschüttete Sand, der sich, so weit die angestellten Versuche reichen, um 50 % nachgiebiger zeigte.

Die Zulässigkeit der unmittelbaren Uebertragung dieser Ergebnisse auf Fälle der Wirklichkeit ist indess bezweifelt worden. Im Jahrg. 1881, S. 403 der Deutsch. Bauztg. machte Lehmann auf den Einfluss, den die Grösse der Belastungsfläche übt, aufmerksam und sprach Zweifel daran aus, dass bei Belastung einer Fläche von nur 0,0985 qm (1 □ Fuss) wie hier, Zahlenwerthe von einiger Brauchbarkeit für die Baupraxis gewonnen werden könnten; die Werthe, welche man dabei fände, seien viel zu klein und führten deshalb event. zur Wahl un- nöthig grosser Fundamente. Indem diese Ansichten im Einzelnen begründet werden, machte Lehmann den Vorschlag, Belastungs-Flächen von 1 qm, jedenfalls

Fig. 189.



nicht unter 0,64 qm Grösse zu benutzen und alsdann diejenige Zahlen für die Tragfähigk. anzunehmen, welche sich bei einer Senkung der Belastungs-Fläche bis etwa 25 mm ergeben, weil ein gleichmässiges Setzen des Bauwerks bis zu 25 mm wohl nur in Ausnahmefällen bedenklich sein würde; zudem sei dieses bei grösserer Ausdehnung des Fundam. nicht einmal zu erwarten.

Lehmann macht alsdann auch einen Vorschlag für eine einfache und zweckmässige Belastungs-Vorrichtung. Dieselbe soll, Fig. 189, aus einem 4seitigen festen Gerüst bestehen, in dessen Mitte ein würfelförmiger Mauerkörper unter Verwendung von Zementmörtel und mit möglichst glatten Umflächen aufgeführt wird. Der Mauerklotz wird etwa bis zur Hälfte eingesenkt und trägt eine mit ihm

sicher verbundene getheilte Latte, auf der die erfolgte Einsenkung ablesbar ist. Die obere Fläche des Klotzes dient zur Aufnahme der Belastung.

Ueber die Tragfähigk. von mit Trieb sand gemischten Schlamm, wie derselbe an Meeresküsten vorkommt, giebt eine in Kiel angestellte Probelastung Auskunft. Bei derselben wurde ein Pfahl von 30 cm Durchm., der unten gerade abgeschnitten war, am obren Ende belastet. Die folgende Tafel giebt die aus den Beobachtungen abgeleiteten Ergebnisse:

Die Unterkante d. Pfahls stand		Tragfähigk. f. 1 qm Grundfl. ohne Adhäs. an der Seitenfl.	Durchschn. Grösse d. Adhäs. f. 1 qm d. Seitenfl. b. d. verschied. Einsenkungstief.	Bemerkungen:
unter Wasser- spiegel m	unter d. Sohle m			
5,85	0,5	31075	1863	Die Einsenkung erfolgte allmählig bei zunehmender Belastung. Die Einsenkung erfolgte von 0,5 auf 3,0 von 3,0 auf 4,8 und von 4,8 auf 5,6 m unter der Sohle ruckweise.
8,35	3,0	42070	492	
10,15	4,8	63154	663	
10,95	5,6	105587	nicht ermittelt	

Der Grund bestand (von oben aus gerechnet): 0,95 m reiner Moorboden, darauf folgend 4,2 m hoch Moorboden mit Tribsand gemischt, und zwar letzterer mit der Tiefe zunehmend, darunter endlich Kies mit Tribsand und wenig Thon. Letztere Schicht begann 10,5 m unter Wasser, so dass mit dem letzten ruckweisen Sinken der Pfahl bereits in dieselbe eingedrungen war. Es wurde zwar in dieser Stellung die Belastung noch fortgesetzt, aber nicht bis zum weitem Einsinken. Die Tragfähigkeits-Angabe von 105 587 kg/qm ist daher noch nicht, wie die Angaben bei den übrigen Stellungen, als Grenzwert anzusehen; der Pfahl blieb vielmehr auch noch bei einer Belastung von 124000 kg/qm unbeweglich.

Das ruckweise Sinken dürfte sich daraus erklären, dass bei Boden wie der vorliegende die Adhäsion eine besondere Rolle spielt. Sie wirkt nur so lange als der Pfahl in Ruhe ist; wenn die Belastung schliesslich in irgend einer Stellung so gross geworden, dass sie grösser ist, als die Summe der ihr entgegen wirkenden Kräfte (Tragfähigkeit des Bodens unter der Grundfläche, Reibung und Adhäsion an der Umläufung), beginnt der Pfahl zu sinken. In demselben Augenblicke hört die Wirkung der Adhäsion auf; es bleiben nur noch Tragfähigkeit und Reibung übrig, und Folge dieser grossen plötzlichen Widerstands-Verminde- rung ist das ruckweise Einsinken bis zu einer Tiefe, in der Tragfähigk. und Reibung allein zur Aufnahme der Last genügen.

Nach diesem Gesichtspunkte ist die durchschnittliche Adhäsion für die 3 Stellungen des Pfahls berechnet. Dieselbe zeigt sich in der obern reinen Schlammschicht am stärksten (1863 kg/qm), in der mittlern Stellung am schwächsten, nimmt also, vermuthlich in Folge des wechselnden Drucks, mit der Tiefe wieder zu. Die Ergebnisse zeigen zunächst wiederum den bedeutenden Einfluss der Tiefe auf die Tragfähigk. bei allen Bodenarten. Denn wenn auch zuzugeben ist, dass, wie bei den Hagen'schen Versuchen, ein Zusammendrücken des Bodens unter dem Pfahle stattgefunden hat, so kann dasselbe doch bei diesem Boden (der gebaggert ohne messbare Böschung aus einander floss) jedenfalls nicht so gross gewesen sein, um die bedeutende Steigerung der Tragfähigk. zu erklären, weil er nach Art der Flüssigkeiten seitlich zu leicht auswich. Nehmen wir das Gewicht  $\gamma$  von 1 cbm dieses Schlammes zu 1500 kg an, so berechnet sich die Zunahme der Tragfähigk. bei der Senkung von 0,5 m unter der Sohle bis 3,0 m unter derselben zu  $2,93 \gamma t$  ( $t = \text{Tiefe}$ ) und von da bis 4,8 m unter der Sohle zu  $4,97 \gamma t$ , die Tragfähigk. unberücksichtigt, welche durch Adhäsion erzeugt wird. Da die Reibung in diesem Boden verhältnissmässig unbedeutend ist, so ist die Zunahme fast ausschliesslich der dichtern Lagerung des Bodens unter dem stärkern Druck zuzuschreiben, also  $f(\gamma, t)$  Gleichg. (1) S. 79.

Wird daher in (2)  $f(\gamma, t)$  nur = dem Produkte  $\gamma t$  gesetzt, so liefert dieselbe bereits Werthe, die der Hinzufügung eines Sicherheitskoeffiz. nicht mehr bedürfen.

Die Tragfähigk. der Sand- und Schlamm-Mischung zeigt sich in Folge der grössern Tiefe sogar grösser, als die des gewachsenen Sandes von der Art wie er in den Versuchen vorlag, deren Ergebnisse in der Tabelle S. 80 mitgetheilt sind.

Eine ähnliche im Laibacher Moor angestellte Probe ergab<sup>1)</sup> 14000 kg/qm Tragfähigk.; es ist dabei aber die Tiefenlage der tragenden Schicht nicht angegeben.

Bei der Ermittlung der Last, welche auf die Fundam.-Sohle drückt, ist nicht nur das von dem Bauwerk selbst herrührende Gewicht, sondern auch das Gewicht von Erdreich und Wasser zu berücksichtigen, welches senkrecht über der Grundfläche lagert. Bei den meist geringen Fundam.-Tiefen von Hochbauten, ist diese weitere Last in der Regel so klein, dass sie vernachlässigt werden darf; anders bei tiefen Fundam., mit bedeutend verbreiteter Grundfläche, worüber Spezielles an späterer Stelle folgt.

### c. Boden-Untersuchungen.

#### α. Aufgraben (Schürfen).

Es ist das sicherste unter allen Mitteln, weil dabei alle Schichten unmittelbar besichtigt werden können. Doch ist dies Verfahren ziemlich theuer,

<sup>1)</sup> Klases. Handb. d. Fundirungs-Methoden.

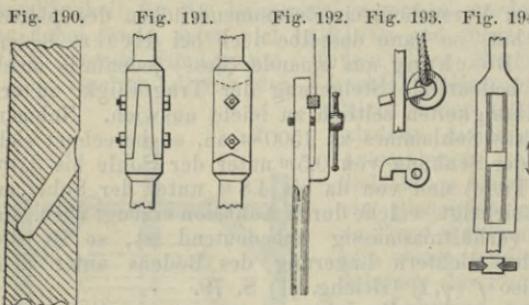
weil man bei grössern Tiefen die Grube auszimmern muss, und auch meist Wasserzudrang hinderlich sein wird.

### β. Visitir- oder Sondireisen und Bohrer.

Beim Gebrauch des Sondireisens ist einige Erfahrung in der Beurtheilung der durchstossenen Schichten nothwendig, namentlich, wenn es sich zugleich um die Beurtheilung der Tragfähigk. handelt. Das Geräth ist nur für grobe Ermittlungen geeignet, gebrauchsfähig insbesondere dann, wenn beim Schürfen das Grundwasser erreicht wird, um einigen Aufschluss über die folgende 2 m Tiefe zu gewinnen. Es besteht aus einer schlank zugespitzten, 2—4 m langen und etwa 3 cm starken Eisenstange, die am obern Ende ein Auge für einen hölzernen Handgriff trägt. Schon durch Aufstossen mit dem Auge auf den Baugrund kann man einigen Aufschluss über die obern Erdschichten erlangen, indem heller Klang auf festen, dumpfer auf lockern Boden schliessen lässt, selbst wenn die oberste Schicht fest erscheint. Bei Unterlagerung von Torfboden erhält man einen auffallend hohlen Klang.

Beim Eindringen der Spitze in den Boden erhält man durch Geräusch und Gefühl Aufschluss über Dichtigkeit sowohl, als über die Art der durchstossenen Schichten. Sand und Kies knirschen an der Stange, Lehm erweist sich als zähe, Torf als hohl oder speckig und häufig von ungleichem Widerstande, Mutterboden giebt einen dumpfen Ton. Steht die Stange in Sand- oder Kiesschichten so reibt sie sich blank; steht dieselbe in Thon oder Lehm so wird sie von anhaftenden Theilchen gelblich oder bläulich gefärbt; stand sie in Torf, so fühlt sie sich klebrig an. In wassergesättigtem Boden, oder bei Lagerung unter offenem

Wasser werden die anhaftenden Lehm- oder Torftheilchen beim Herausziehen der Stange abgestreift oder abgespült. Um auch alsdann Bodenproben zu erhalten, bringt man in dem Visitirisen in Abständen von je 30 cm sogen. Taschen an, denen man am besten die in Fig. 190 dargestellte Form giebt. Bei dieser Form wird die Füllung erst beim Aufziehen der Stange erfolgen und darum die Lage der Schichten erkennen lassen,



während Taschen, die aus senkr. zur Längsaxe der Stange liegenden Einkerbungen oder Löchern bestehen (wie man sie häufig findet), sich schon beim Einstossen mit der zu oberst liegenden Erdart füllen können.

Zu Untersuchungen auf grössere Tiefen, (die bis etwa 30 m anzunehmen sind) dienen Bohrer. Die Bohrarbeiten werden fast durchweg mit festem Gestänge ausgeführt.

Geschieht die Bohrung durch Drehen, so darf die Stärke des Gestänges, auch bei geringen Tiefen, nicht wohl unter 3 cm genommen werden, während grosse Tiefen bis 7 cm und darüber verlangen.

Die einzelnen Theile des Gestänges erhalten Längen von 2—5 m, die in der durch Fig. 191 oder Fig. 192 verdeutlichten Weise verbunden werden; erstere Art der Verbindung ist die bequemere. Das oberste Stück, das sogen. Kopfstück, endigt oben in einen Ring, an dem das Tau oder die Kette des Hebezeugs beim Aufholen des Gestänges angreift.

Der Querschnitt des Gestänges ist, um in jeder Höhe den Hebel zum Drehen desselben befestigen zu können, quadratisch. Bei geringen Tiefen genügt zum Heben und Senken des Bohrers ein über dem Bohrloch aufgestellter Dreifuss, mit eingehängter Rolle oder Flaschenzug; bei grössern Tiefen ist eine Winde zu Hilfe zu nehmen.

Muss das Bohrgestänge aus einander genommen werden, so hält man dasselbe unten über dem Bohrloche durch einen sogen. Schlüssel fest, Fig. 193, der

an jeder beliebigen Stelle aufgesetzt werden kann. Der Schlüssel wird event. an einem 2. Windetau aufgehängt.

Arbeitet man mit Ventilbohrern oder in Felsboden mit Bohrern, bei denen das Gesteige nicht zum Drehen, sondern zum Fallen dient, so würde bei langen Gesteige leicht ein Bruch eintreten. Zur Verhütung wird das sogen. Wechselstück, Fig. 194, in mässiger Höhe über dem Bohrer eingeschaltet, welches so eingerichtet ist, dass das obere Gesteigetheil etwas auf dem untern gleiten kann, wenn der Bohrer aufstösst.

Zum Aufholen abgebrochenen Gesteiges benutzt man Fanginstrumente, von denen Fig. 195—200 eine Anzahl zeigen. Bei einigen erfolgt das Greifen durch die scharfen Kanten von Schraubengewinden, bei andern durch Federdruck, bei noch andern durch Zähne oder kleine Daumen.

Fig. 195—200.

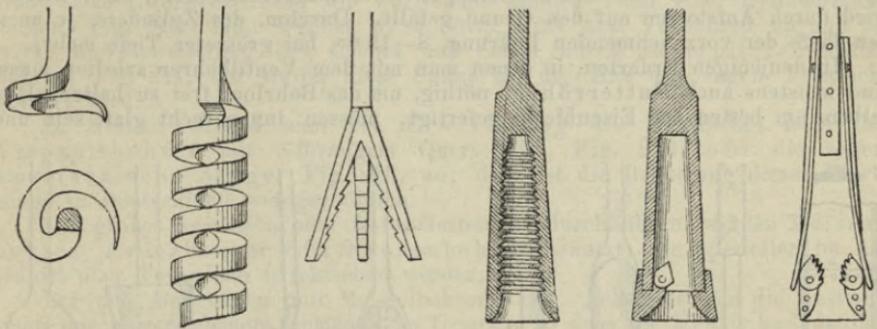


Fig. 203.

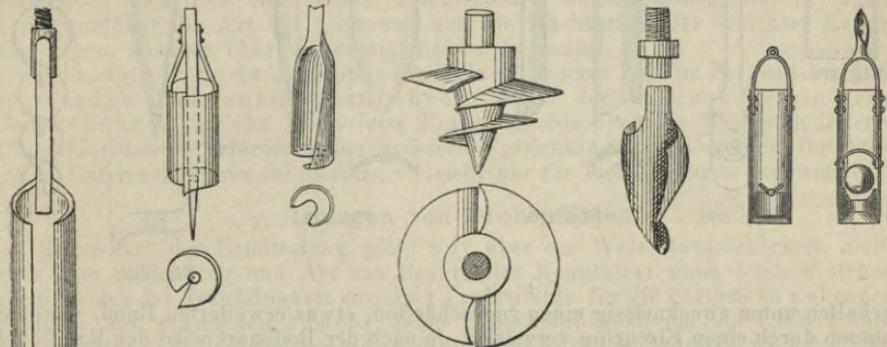
Fig. 201.

Fig. 202.

Fig. 204.

Fig. 205.

Fig. 206, 207.



Von Wichtigkeit ist, dass die Verbindungsstellen der Gesteigetheile unter einander möglichst kräftig sind, damit ein Bruch niemals hier entsteht, weil in solchem Falle das Gesteige mit den Fanginstrumenten weit schwieriger zu fassen ist.

Die Bohrer selbst sind, den verschiedenen Bodenarten entsprechend sehr verschieden gestaltet. Für weichere Erdarten, Muttererde, Moor, Thon benutzt man besonders den Zylinderbohrer, Fig. 201, mit durchgehender unten gespitzter Achse und schraubenförmig aufgeschlitztem Boden, und geschlitzter und geschärfter Mantelfläche aus verstärktem Eisenblech. Die Grösse des Schlitzes in der Mantelfläche richtet sich nach der Zähigkeit des Bodens. Ist dieselbe sehr gering, so wird der Mantel auch wohl ganz geschlossen ausgeführt. Durchmesser des Mantels 15—30 cm.

In festern Boden ist der Zylinderbohrer schwer zu drehen; man benutzt hier besser den Löffelbohrer, Fig. 202, mit vortretender Boden- und Mantelschneide aus Stahlblech. Für einen trocknen, aber mit Sand gemischten und in Folge dessen

lockern Lehm, empfiehlt sich mehr die Form nach Fig. 203: der aufgenommene Boden kann nicht so leicht heraus fallen.

Bei geringen Tiefen in zähern Erdarten (Thon, Lehm, Mutterboden) kann man sich auch des Bohlken'schen Patentbohrers, Fig. 204, bedienen, bestehend aus 2 Schraubengewinden auf konischer Fläche, von denen das untere grössere Steighöhe als das obere hat. Diese Anordnung bewirkt, dass der Bohrer sich besonders leicht eindreht, weil der gelockerte Boden rasch nach oben gedrängt wird.

Um Rasen und Wurzelwerk zu durchschneiden, benutzt man den Schneidebohrer, welchen Fig. 205 zeigt.

Schlamm, Sand und Kies mit Wasser gemischt, würden aus den bisher beschriebenen offenen Bohrern abfliessen. Für diese Erdarten wendet man den Ventilbohrer, Fig. 206 u. 207, an, der hier aus einem geschlossenen, unten zugespitzten Zylinder besteht, in welchem ein Klappen- oder Kugelventil liegt. Der Bohrer wird durch Aufstossen auf den Grund gefüllt. Durchm. des Zylinders, je nach der Tiefe der vorzunehmenden Bohrung, 8—15 cm, bei grösserer Tiefe mehr.

In denjenigen Erdarten, in denen man mit dem Ventilbohrer arbeiten muss, sind meistens auch Futterröhren nöthig, um das Bohrloch frei zu halten. Dieselben, am besten aus Eisenblech gefertigt, müssen innen recht glatt sein und

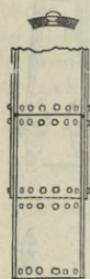


Fig. 208.

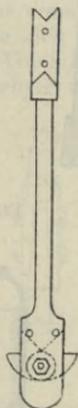


Fig. 209.



Fig. 210.



Fig. 211.

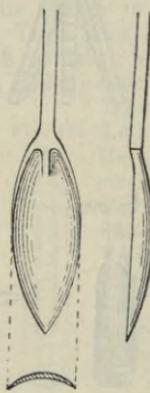


Fig. 212.



Fig. 213.

erhalten unten zweckmässig einen zugespitzten, etwas erweiterten Rand, den man aussen durch einen Eisenring verstärkt. Je nach der Bodenart wird der Rand auch wohl verstäht oder mit Sägezahnung versehen. Die Röhre werden bei geringen Tiefen durch Drehen, meistens aber durch Rammen eingetrieben. Bei passenden Erdarten, frei von grossen Steinen oder Hölzern, kann man dieselben auch unten mit einem (äussern) Schraubengewinde versehen. Durchm. der Futterrohre etwa 4 cm weiter, als derjenige der Bohrer. Bei Tiefen bis zu 30 m können einfache Bleche zu den Röhren verwendet werden, in Stärken bis 7 mm (je nach der Tiefe). Die Stösse ordnet man dann in der Weise an, dass jedes Rohr an seinem obern Ende eine angenietete Muffe erhält, in welche das nächstfolgende Rohrende eingesteckt und vernietet, verlötet oder am besten verschraubt wird, Fig. 208. Die Schrauben, welche als Kopfschrauben herzustellen sind, erhalten die doppelte Blechstärke zum Durchmesser.

Zum Herausziehen von Röhren dient ein Geräth nach Fig. 209.

Hat man durch sehr flüssigen Triebssand zu bohren, der in den Futterröhren aufsteigt, so benutzt man zum Durchtreiben am besten Druckwasser. Dies Verfahren ist allgemein für alle leicht löslichen Bodenarten zu empfehlen, weil es ungleich schneller zum Ziele führt. Das Druckwasser-Rohr, oben durch

einen Schlauch mit der Pumpe (oder Druckwasserleitung) verbunden, muss bis unten an das Ende der Futterröhre reichen. Das hier austretende Wasser löst den Boden und drängt ihn in dem Zwischenraume zwischen Druckrohr und Futterröhre nach oben. Die Anwendung von Druckwasser bei Probe-Bohrungen hat indess einen Nachtheil, der darin besteht, dass die Bohrproben verschiedener, sich überlagernder Schichten durch einander gemischt wurden, so dass Tiefenlage und Schichtenwechsel nicht deutlich erkennbar werden; ausserdem erhält man über die Festigkeit der Lagerung der verschiedenen Schichten keine ganz sichernde Vorstellung, weil der Boden in gelöstem Zustande nach oben gelangt.

Die Geschwindigkeit, welche das ausströmende Wasser haben muss, damit es Erdtheile von bestimmtem Korn nach oben mitreisse, ist aus der Tab. S. 43 zu ersehen. —

Bei weichem Gestein, aber auch bei sehr festem Thon, Mergel usw., benutzt man Löffelbohrer, die nur einen kleinen Theil einer Zylinderfläche bilden, Fig. 210. Man wendet diese Form auch zum Vorbohren an und bewirkt die Erweiterung des Loches mit einem unten zugespitzten Löffelbohrer, Fig. 211, der durch diese Spitze in der Axe des engen Bohrlochs geführt wird.

In Gestein wendet man zur Erweiterung des Bohrloches auch den Trepanirbohrer mit Sförmigem Querschnitt, Fig. 212, oder die sogen. amerikanische Zange, Fig. 213, an; doch ist die Benutzung dieser Werkzeuge in Deutschland weniger üblich.

Um grobes Geschiebe oder festes Gestein zu durchbohren, werden Meisselbohrer, Kreuzbohrer oder Kronenbohrer benutzt, die spezieller im Abschnitt über Tunnelbau beschrieben werden.

Bei den Bohrungen mit Meisselbohrern usw. bekommt man die Gesteinsarten nur in zerriebenem Zustande zu Gesicht, so dass die Festigkeiten derselben nach den Fortschritten der Bohrarbeiten zu beurtheilen sind. Aehnlich verhält es sich mit den andern beschriebenen Bohrapparaten, die in erster Linie nur über die Art der Lagerung und die Mächtigkeit der Schichten Kenntniss geben, weniger über die Festigkeit der Lagerung.

Günstiger in dieser Beziehung sind die in neuerer Zeit im Bergbau vielfach angewandten Diamant-Kronenbohrer, sowie der Schreckensteins'sche Patentbohrer, welche beide feste Kerne der durchbohrten Schichten liefern. Diese Instrumente erfordern aber grössere Vorrichtungen und werden für Baugrund-Untersuchungen wohl niemals, vielmehr nur für Tiefbohrungen angewendet.<sup>1)</sup>

### γ. Schlagen von Probepfählen.

Diese Art der Ermittlung giebt nur über die Widerstandsfähigkeit, nicht aber über Schichtung und Art des Baugrundes Kenntniss; ohne letztere stehen aber die aus der Tragfähigkeit einzelner Probepfähle für die übrigen zu ziehenden Schlüsse auf schwachen Füßen. Jeder Probepfahl giebt nur ein Urtheil über die Tragfähigkeit des Bodens an seinem Standorte und dessen nächster Umgebung, und berechtigt nur zu weitem Schlüssen, wenn man weiss, dass die Schichtung auch in der weitem Umgebung dieselbe bleibt. Zahlenwerthe etc. werden erst weiterhin gegeben.

### δ. Probelastungen des Bodens.

Hierüber ist schon S. 79 ff. das Nöthige angeführt worden. Eine häufigere Anwendung, als dieses Hilfsmittel bis jetzt findet, würde erwünscht sein, damit mehr Licht, namentlich über die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe, geschaffen würde.

Bei sehr unsicherm Boden, der unter Wasser liegt, bewirkt man die Ausführung in der Weise, dass man die Fundam. bis über Wasser fertig stellt und sie dann mit der  $1\frac{1}{2}$ —2 fachen, der in Wirklichkeit zu tragenden grössten Last, und zwar für eine längere Zeit belastet. Dies ist ein sehr sicheres, allerdings aber auch sehr kostspieliges Verfahren.

<sup>1)</sup> Ueber den Diamantbohrer ist zu vergl. Deutsch. Bauztg. 1876. S. 405 u. 460.

### III. Einschliessung, Abdämmung, Trockenlegung der Baugrube.

Die einfache Umschliessung der Baugrube mit hölzernen oder eisernen, aus einzelnen Bohlen bestehenden Wänden geschieht hauptsächlich, um das umgebende Erdreich am Nachstürzen in die Grube zu hindern, sowie auch, um das fertige Fundam. vor Unterspülung durch fließendes Wasser zu schützen. Bei Gründungen auf dem Lande in gewachsenem Boden genügt die Umschliessung mit dem ausgeschachteten — gewachsenen — Boden gleichzeitig, um den Wasserzudrang zur Baugrube so weit zu mindern, dass man diese ausschöpfen kann, vorausgesetzt, das die Sohle genügende Dichtigkeit besitzt.

Bei Gründungen in fließenden oder stehenden Gewässern liefern einfache Wände aus Holz oder einzelnen Eisenplatten selten einen genügend dichten Abschluss, namentlich dann nicht, wenn der Wasserspiegel in der Baugrube erheblich gegen den äussern gesenkt werden muss. Hier finden Fangedämme, hölzerne und eiserne Umhüllungen, sowie abgedichtete Spundwände ihre Anwendung, die man in ganzen versenkt.

#### a. Bohl-, Spund- und Pfahlwände.

Die Stärke derselben richtet sich nach dem einseitigen Drucke (Wasser-, Erd- oder beides vereint), den dieselben erleiden.

1. Stülpwände. Bei geringen Tiefen (etwa 1—1,25 m Druckhöhe des Bodens) wendet man sog. Stülpwände, Fig. 214—216, an, welche aus 2 Reihen Brettern von 4—5 m Stärke bestehen, die sich gegenseitig überdecken.

Die der zuerst geschlagenen Reihe schärft man am untern Ende von beiden Seiten zu, die der 2. dagegen zum bessern Zusammenschluss nur einseitig. Zuweilen dienen für die 2. Reihe schmalere Bretter, die nur die Fugen der ersten Reihe decken; oder man bringt auch anstatt der 2. Reihe nur Fugenleisten an der ersten Bretterreihe an, die vor dem Einschlagen der Bretter aufgenagelt werden. Endlich kann man Stülpwände auch in der Weise anordnen, wie Fig. 216 zeigt. In diesem Falle werden die Bretter beider Reihen einseitig geschärft und gleichzeitig eingetrieben.

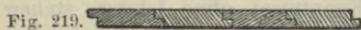
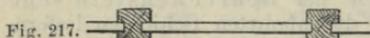
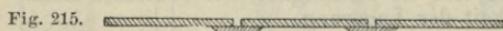
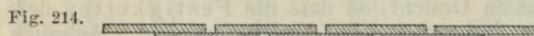
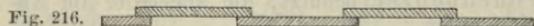
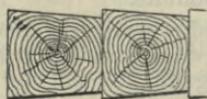


Fig. 222.



2. Wagerecht gelegte Bretter, die in genutheten Pfählen endigen, Fig. 217. Zunächst sind die Leitpfähle bis zur vollen Tiefe einzuschlagen, ehe mit dem Ausheben der Baugrube begonnen wird, während die Bretter in dem Maasse, wie die Erd- oder Baggerarbeiten fortschreiten, eingebracht werden, so dass stets das unterste zugeschärfte Brett etwas tiefer steht, als die jeweilige Sohle der Baugrube.

Während Stülpwände für die Ausführung der Erdarbeiten insofern be-

quemer sind, als man sie vor dem Beginn derselben fertig stellen kann, besitzen die Wände aus liegenden Brettern den Vorzug, dass man leichter einen dichten Abschluss erreicht. Dazu werden die einzelnen Bretter an ihren Unterkanten mit irgend einem Dichtungsmaterial (Wulst aus Werg, Streifen aus Dachfilz etc.) benagelt und kräftig gegen einander getrieben auch durch Leisten in ihrer Lage gesichert. — Auch diese Art der Abschliessung ist nur für kleine

Tiefen (1,0—1,25 m) anwendbar, schon aus dem Grunde, dass die einzelnen Nuthpfähle den ganzen Erddruck aufnehmen müssen.

3) Bei grössern Tiefen bis etwa 2 m unter Wasser genügt meist noch eine Bohlwand aus Hölzern von 8 cm Stärke, die man der bessern Führung und des bessern Schlusses wegen mit einer Gradspundung, Fig. 218, oder auch mit halber Spundung, Fig. 219, versieht.

4. Ist die Tiefe beträchtlicher, so wendet man Spundwände mit voller quadrat. Spundung, Fig. 220, oder Keilspundung, Fig. 221, an. Letztere ist für schwächere Bohlen vorzuziehen, weil Nuth und Feder dabei an den Wurzeln stärker bleiben, doch unbequemer in der Herstellung. Für volle Spundung dürfen die Bohlen nicht schwächer als 10 cm sein. Bohlen von dieser Stärke kann man bis zu etwa 3—3,5 m Länge verwenden, während man für je 1 m grössere Länge, 2 cm grössere Stärke rechnet.

Je breiter die einzelnen Bohlen sind, desto weniger Fugen, desto höher aber auch der Preis. Darnach stellt man gewöhnlich die Bedingung für die Lieferung, dass die Bohlen nicht schmaler als etwa 20—23 cm (ausschl. der Feder) sein dürfen.

5. Das Herausarbeiten der Feder aus dem Bohlstück selbst, bringt einen grossen Holzverlust mit sich. Deshalb hat man bei hohen — und entsprechend starken — Bohlwänden die Federn wohl ganz fortgelassen.

Die einzelnen Hölzer dieser sogen. Pfahlwände, Fig. 222, können am Zopfende ihre runde Form theilweise oder ganz beibehalten. Sie werden dann in der Weise bearbeitet, dass der untere Durchm. des Rundholzes für die Breite des daraus herzustellenden Pfahles maassgebend ist. Um die Dichtheit der Pfahlwand zu fördern, hat man wohl den Querschnitt der Pfähle trapezförmig gemacht und beim Eintreiben die grössere der parallelen Seiten dem bereits eingetriebenen Pfahle zugekehrt.

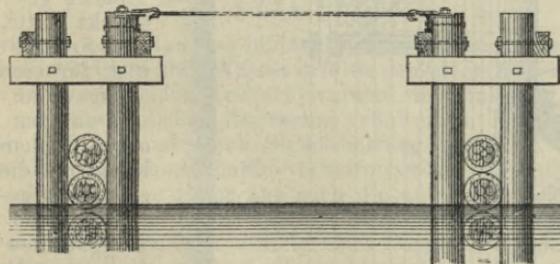
Beim Bau der Strassenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg sind Pfahlwände bei 13 m Länge und 26 m Dicke der Pfähle angewendet worden, doch ohne Trapezform des Querschnitts. Dieselben steckten bis zu 4,5 m tief im Grunde, während die Sohle der Baugrube etwa 2,5 m höher als die Pfahlspitze lag.

Der Holzverlust beim Anschneiden der Federn hat noch zu dem fernern Mittel geführt, die Pfähle auf beiden Seiten zu nuthen und die Federn für sich herzustellen; es wird hierbei nicht nur Holz, sondern auch Arbeit gespart. Die Befestigung der Federn geschieht mit Holzschrauben oder Nägeln mit versenkten Köpfen. Man kann die Sonderfedern auch aus festern Holzarten und dann schwächer herstellen, als die angearbeiteten.

Die Konstruktion mit Sonderfedern ist zu empfehlen. —

Fertige Spundbohlen muss man vor dem Austrocknen schützen, weil sie sonst rissig werden, und sich auch werfen. Kann man die Bohlen nicht sofort verwenden, so sind sie — am besten — im Wasser aufzubewahren. —

Fig. 223.



In starker Strömung Wände zu stellen, und während des Rammens sie in der Flucht zu erhalten, ist schwer, zumal bei grosser Wassertiefe.

Um sich die Arbeiten zu erleichtern, stellt man, wenn man von schwimmenden Rüstungen aus rammen will, zunächst eine strömungsfreie Wasserfläche für die Spundwände

her, indem man ausserhalb derselben die ganze Baugrube mit Ausnahme der stromabwärts gelegenen Seite abschliesst.

Gut eignen sich Wände aus Faschinen, die man zwischen doppelten Pfahlreihen bis zur Flusssohle senkt, Fig. 223. Die innern Pfahlreihen können event. als Leitpfähle beim Schlagen der Spundwände dienen.

Sind die Rammarbeiten von festen Rüstungen aus vorzunehmen, so empfehlen sich sogen. Senkrüstungen, wie sie bei dem Bau der zweiten Rheinbrücke bei Koblenz, Fig. 224, 225, angewendet wurden. Die Senkvorrichtung bestand aus 2 gekuppelten, an beiden Enden durch Querbalken mit ein-

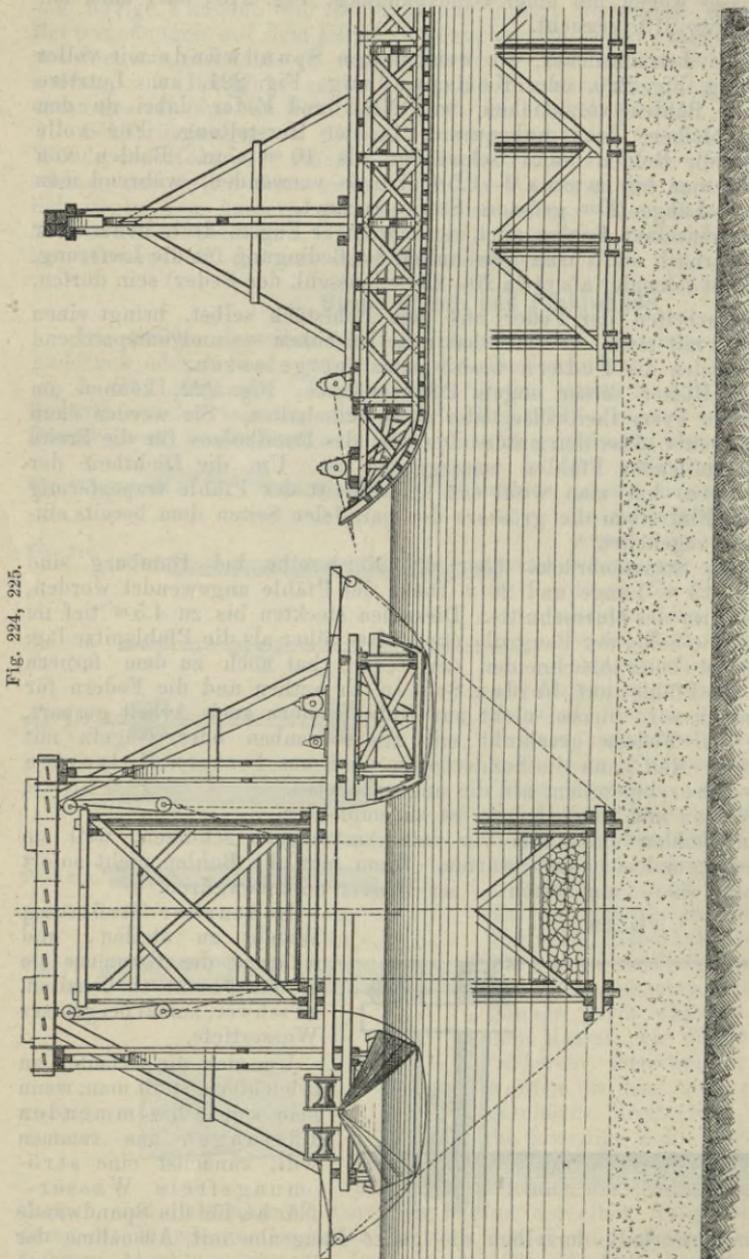


Fig. 224, 225.

ander verbundenen Prähen, von je 3000 z Tragfähigk. Jedes der durch einen innern Ausbau sehr verstärkten Schiffe trug 2 etwa 9 m hohe, aus je 2 x 4 Säulen von 21/21 cm Stärke hergestellte Böcke, welche auf je 2 Längsbalken standen, und mit diesen durch Seitensteifen (Zangen) verbunden waren.

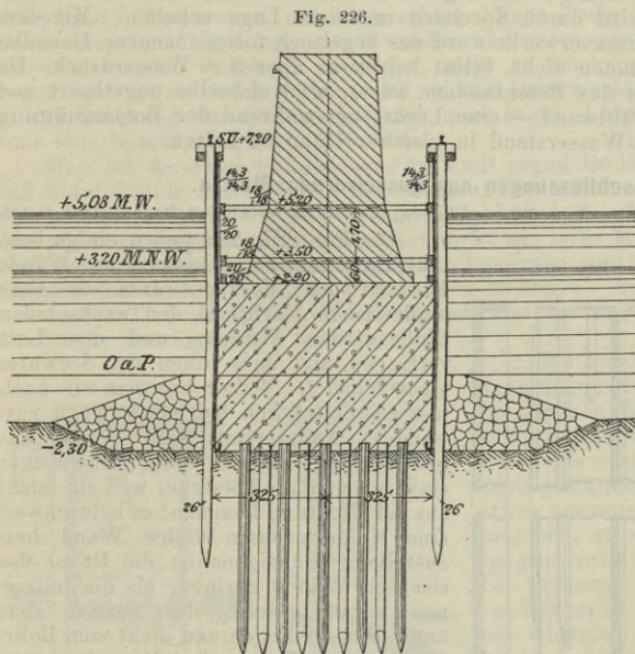
Ueber den Köpfen je zweier, einander gegenüber stehender Säulenstützen lag ein verbüelter

Doppelbalken. Nachdem auf Querbalken, die man über die untern Längsbalken der Böcke gestreckt hatte, das Senkgerüst für eine Längswand, bis auf den obern Bohlenbelag und die zu diesem gehörigen Längsbalken fertig gestellt war, wurde die ganze Senk-

anstalt durch ein Dampfboot an Ort und Stelle geschleppt und daselbst vor Anker gelegt, sodann das Gerüst durch 4 schwere Flaschenzüge (jeder von 15 000 kg Tragfähigk.) etwas angehoben, und nach Entfernung der untergelegten provisorischen

Querbalken langsam gesenkt, bis es zum Schwimmen kam. Durch 2 seitliche Flaschenzüge, welche ihre Befestigung einestheils unten an der hintersten Säule des Senkgerüsts, andertheils an einem starken, über das Vordertheil der beiden Schiffe reichenden Querbalken hatten, und ausserdem durch 2 Paar Ketten, welche von den untern Gerüstzangen über die an Auslegern befestigten Rollen nach den 4 Winden führten, gehalten, wurde es unter Lösung der 4 Haupt-Flaschenzüge durch allmähliche Steinbelastung so lange gesenkt, bis es den vorher geebneten Grund erreichte. Die Arbeit des Versenkens fand bei verhältnissmässig hohem Wasserstande (fast 7 m. Wassertiefe) und einer Stromgeschw. von 2,5 m statt, verlief aber ohne jeden Unfall.

Waren in dieser Weise die Senkgerüste für die beiden Langseiten der Baugrube versenkt und durch Steinschüttungen genügend beschwert, so wurde der Bohlenbelag aufgebracht und auf jedem eine Dampfbramme aufgestellt, welche die Pfahlwände der beiden Langseiten des Pfeilers schlugen. Die Pfähle erhielten dabei ihren Halt zwischen oben und unten an den Senkrüstungen befestigten Doppelzangen.



Da das Versenken eines ähnlichen Gerüsts zur Bildung der obern Querwand bei dem heftigen Strome und wegen der nicht stromrechten Lage dieses Gerüsts Schwierigkeiten geboten haben würde, ferner auf die Bildung einer Arbeitsplattform hier ein besonderer Werth nicht gelegt zu werden brauchte, so wurde zur Herstellung der obern Querwand ein einfacheres Verfahren angewendet: Es wurde ein eiserner Träger bis etwa 1 m über Flusssohle versenkt, welcher an den Enden seine Stützpunkte an den bereits gerammten Langpfahl-Wänden fand und den untern Halt der Pfahlwand gegen Aus-

weichen beim Rammen bildete, indem der starke Strom die Pfähle gegen denselben drückte. Oben über Wasser erfüllte denselben Zweck ein hölzerner armirter Träger. Vor diesen beiden Trägern wurden die einzelnen Pfähle der Querwand mittels einer gewöhnlichen Zugamme von einem Fahrzeuge aus bis auf den Felsen eingetrieben und durch Steinschüttung gesichert. In der nunmehr völlig abgestellten Strömung konnte verhältnissmässig leicht eine untere Querrüstung versenkt, und von dieser aus auch die untere Querwand geschlagen werden. Diese Rüstung wurde an Ort und Stelle auf einem Flosse aufgezimmert und demnächst versenkt, indem man mittels eines Dampfbootes die einzelnen Stämme des Flosses unter der Rüstung vorzog, wodurch die letztere zum Schwimmen kam und wie die frühere durch Steinschüttung versenkt werden konnte<sup>1)</sup>

Beim Bau der Hamburger Strassenbrücke über die Norderelbe wurden die auf S. 87 erwähnten Pfahlwände mit Dampfbrammen geschlagen, die auf Prähmen

<sup>1)</sup> Zeitschr. f. Bauw. 1881. S. 94.

montirt waren, aber erst nachdem man einen Theil der innerhalb der Pfahlwände stehenden Grundpfähle geschlagen, und an diesen Gurthölzer zur Führung der Pfahlwände angebracht hatte. Die noch fehlenden Grundpfähle wurden alsdann von leichter beweglicher Rüstung aus geschlagen, welche auf die Pfahlwände gelegt war. So wurden nicht nur Pfahlwände mit verhältnissmässig gutem Schluss erzielt, sondern auch die Kosten, der Aufstellung einer festen Rüstung erspart, sowie ein nicht unbeträchtlicher Zeitgewinn erzielt.

An die Dichtigkeit einfacher Wände aus Pfählen oder Spundbohlen darf man keine hohen Anforderungen stellen, so dass in allen Fällen, wo eine Gründung im offenen Wasser stattfindet, ein derartiger Abschluss der Baugrube nicht ausreicht, sobald der Wasserspiegel in derselben erheblich gegen den äussern gesenkt werden muss.

Ein wirksames Mittel zur Dichtung von Pfahlwänden hat man bei dem Bau der Strassenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg in einer Lage von Segeltuch gefunden, welches auf beiden Seiten einen 3maligen Anstrich aus einer Mischung von 10 Gew.-Th. Theer und 1 Gew.-Th. Terpentinöl erhielt. Fig. 226 zeigt die Anordnung; der Segeltuch-Sack ist innerhalb der Pfahlwand eingehängt und wird durch Spreitzen in seiner Lage erhalten. Mit dem Fortschreiten des Pfeilermauerwerks ward das Segeltuch fortgenommen. Dasselbe erwies sich fast vollkommen dicht, selbst bei etwas über 3<sup>m</sup> Wasserdruck. Da wo das Segeltuch gegen das Betonfundam. stiess, blieb dasselbe ungetheert und enthielt — nebst der Pfahlwand — eine Lücke, um während der Betonschüttung den Innen- und Aussen-Wasserstand in gleicher Höhe zu halten.

### b. Einschliessungen aus gusseisernen Platten.

Litteratur: Zeitschr. f. Bauw. I., S. 310. — Ebenda, XV, S. 15. — Allgem. Bauztg. 1885, S. 185.

Die Fig. 227, 228 geben einige betr.

Ausführungen an. Gusseiserne Wände besitzen den Vorzug, dass sie ohne sonderlichen Nachtheil den wechselnden Einfluss des Wassers und der Luft vertragen und dass ihnen der Seewurm nicht schadet. Daher hat man sie auch fast ausschliesslich bei Seebauten verwendet. Andererseits sind Wände aus gusseisernen Platten weit schwieriger einzurammen als hölzerne, weil sie leicht aus der Richtung kommen; es hält schwer, eine einigermaassen dichte Wand herzustellen. Uebrigens ist die Dauer der eisernen Wände geringer als die hölzernen, voraus gesetzt, dass letztere stets unter Wasser liegen und nicht vom Bohrwurm angegriffen worden. Um gusseiserne Platten beim Rammen nicht zu zerschlagen, empfiehlt es sich, entweder einen hölzernen Bär zu benutzen, oder eine Jungfer aufzusetzen.

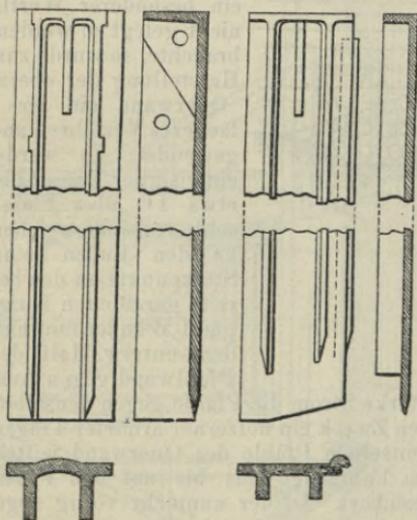
Neuere Anwendungen derartiger Platten sind nicht bekannt geworden.

### c. Einschliessungen aus Wellblech.

Zu zeitweisen Einschliessungen von Baugruben sind dieselben zu empfehlen; für lange Dauer dürften sie ihrer geringen Stärke wegen nicht verwendbar sein, voraus gesetzt, dass sie ohne den schützenden Ueberzug der Verzinkung angewendet werden. Wellblech-Wände sind verhältnissmässig leicht einzutreiben, haben eine grosse Widerstandsfähigkeit gegen einseitigen Druck und ausserdem nur sehr wenige Fugen. In weiche Erdarten (Thon, Triebsand) wird man sie bei mässigen Tiefen im ganzen mit vernieteten Stössen eintreiben können.

Fig. 227.

Fig. 228.



## d. Fangedämme.

Litteratur: Zeitschr. f. Bauw. XVI., S. 49. — Ebend. XXII., S. 414. — Ebend. XXIV., S. 166, — *Engineering* 1870, S. 347. — Ebend. 1877, S. 460.

Fangedämme kommen zur Anwendung, wo wegen höhern Wasserdrucks die einfache Spund- oder Bohlwand nicht ausreichend dicht herzustellen ist.

Fig. 229.

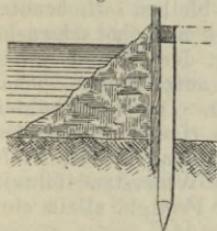
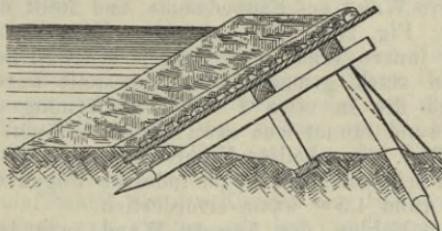


Fig. 230.



1. Bei der Anlagenach Fig. 229 ist nur an der Baugrubenseite eine Umschliessung durch Holzwand angewendet, gegen welche sich eine Erdschüttung stützt. Die Holzwand kann je nach Umständen eine Stülpwand, Bretterwand mit wagerechten Fugen, oder Spundwand sein. Der Boden muss gehörig festgestampft werden und aus wenig Wasser durchlassendem Thon oder Lehm bestehen. Sandiger, nicht zu trockner Lehm ist im Vorzuge gegen sehr fetten und trocken, weil er sich dichter schieben lässt. Die wasserseitige Böschung der Erdschüttung muss gegen Abspülen durch Rasenbelag oder eine Spreitlage gesichert werden.

Man hat derartige Fangedämme auch mit gegen die Baugrube stark geneigten und durch Pfähle unterstützten Holzwänden, Fig. 230, ausgeführt, auf die sich in gleichmässiger Stärke die abdichtende Bodenlage legt. Diese Anordnung ist indess nicht zu empfehlen. Sie erfordert nicht nur mehr Holz, sondern vergrössert auch den trocken zu legenden Raum der Baugrube und ausserdem ist die Ausführung mit senkr. Wand auch deswegen richtiger, weil bei ihr mit der zunehmenden Tiefe unter dem Wasserspiegel, also mit zunehmendem Wasserdruck, die Stärke der Erdschicht wächst.

Fig. 231.

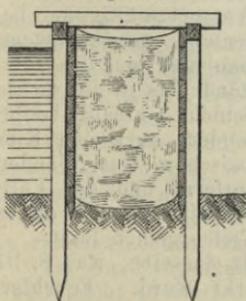
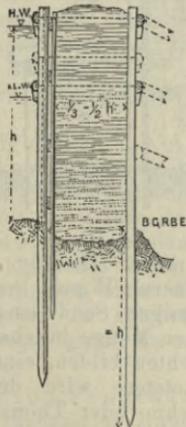


Fig. 232.



2. Bei starkem Wellenschlage oder in heftigen Strömungen, sowie auch bei grossen Wassertiefen wendet man sogen. Kasten fangedämme an, welche im wesentlichen aus 2 parallelen senkr. Wänden oder auch nach oben etwas zusammen gezogenen Wänden bestehen, zwischen die man das Dichtungsmaterial bringt. Die Wände sind bei grösserer Höhe nicht nur oben, sondern auch weiter hinab mehrmals mit einander durch Zuganker zu verbinden, damit sie durch das einzustampfende Dichtungsmaterial nicht auseinander getrieben werden. Die oberste Verbindung, welche meist in der Oberfläche des Dichtungsmaterials liegt, kann aus Holz hergestellt werden, während die tiefern, welche ganz umschüttet werden, besser aus Eisen bestehen. Diese Zuganker bilden, betreffs der Dichtigkeit, in der Regel die schwächsten Stellen der Fangedämme, weil der Raum unter ihnen schwer gut ausfüllbar ist, so dass dort bequeme Gelegenheit zum Durchdringen von Wasser geboten ist.

Als Zuganker eignen sich am besten hochkantig gestellte Flach-eisen, die nach der Unterkante zugeschärft werden, wenigstens nahe den Enden.

Die Holzwände für einen Fangedamm führt man bei geringern Tiefen, und wenn sie nicht als bleibender Schutz des Fundam. erforderlich sind, in der

Weise aus, dass man 2 Pfahlreihen schlägt, die man oben in der Längsrichtung verholmt, Fig. 231.

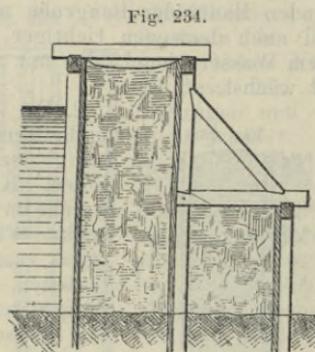
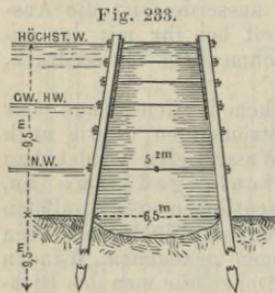
Bevor man das Dichtungsmaterial einbringt, reinigt man die Sohle durch Wegbaggern etwaigen lockern Bodens, und bringt oben über den Holmen oder unmittelbar an den Pfählen Querzangen an.

Bei grössern Tiefen (über 2 m), sowie bei Gründungen auf Sandboden, wo eine Spundwand als dauernder Schutz des Fundam. erhalten bleiben soll, benutzt man diese als innere Wand des Fangedamms, und stellt dann nur eine schwache äussere Wand her, Fig. 232. Bei gehöriger Verankerung der Wände unter einander, hat die innere Wand den ganzen Wasserdruck aufzunehmen, muss daher entsprechend stark gemacht oder abgesteift werden. Die Spundbohlen der Innenwand und die in etwa 1—1,5 m Entfernung von einander stehenden Pfähle der Aussenwand rammt man etwa ebenso tief ein, als das Wasser Tiefe hat. Nach den S. 137 ff. mitgetheilten Untersuchungen über die Widerstandsfähigk. von Pfählen gegen seitlichen Druck, ist indessen wegen der Festigk. allein eine grössere Tiefe, als rund 4,5 m kaum erforderlich.

Stellt man die Bohlen der äussern Wand, wie in Fig. 232, senkr. und treibt sie gleichfalls etwas in den Grund ein, so stützen sie sich gegen Gurt- oder Rahmhölzer.

Wagerechte Verbände an den Innenseiten der Wände anzubringen, ist unzulässig, weil sie sich nicht dicht unterfüllen lassen.

3. Bei grossen Wassertiefen wendet man sowohl innen als aussen Pfahl- oder Spundwände an, Fig. 233, oder stellt auch wohl 3 Wände, von denen dann die innere nur etwa bis zur halben Höhe der beiden andern zu reichen braucht, Fig. 234. Durch die mittlere Holzwand werden etwaige Wasseradern, die sich durch das Dichtungsmaterial ziehen könnten, wirksam unterbrochen.



Besteht der Baugrund aus Kies, unter dem in erreichbarer Tiefe undurchlässige Schichten (Thon, Schiefer usw.) gelagert sind, so wird man an Kosten für die Wasserbewältigung bedeutend sparen, wenn man nicht nur die Holz- wände bis in die dichte Schicht hinab treibt, sondern auch den Kies zwischen den Wänden entfernt und das Füllmaterial bis zu dieser Tiefe reichen lässt.

4. Füllmaterial der Fangedämme. Hierfür gilt dasselbe, was S. 91 über die Hinterfüllung nur einer innern Wand bemerkt ward. Feuchter, sandiger Lehm, Gartenerde oder lehmiger Sand sind am geeignetsten. Ist derartiges Material nicht in genügender Menge beschaffbar, so kann man die Füllung auch aus 2 — senkr. — Schichten bilden, einer innern aus Lehm und einer äussern aus feinem Sande. Letztere wird der Entstehung grösserer Hohlräume vorbeugen, während die Lehm- oder Thonschicht, den dichtern Abschluss bewirkt. Zur Trennung der beiden Schichten ist eine provisorische Scheidewand zwischen ihnen herzustellen, die man mit dem Fortschreiten der Ausfüllung hoch zieht; wobei der Sand die sich unter der Scheidewand bildenden Hohlräume füllt. Mit der Lehmschüttung muss man beginnen, dieselbe auch stets etwas höher halten, als die Sandschüttung, um zu vermeiden, dass einzelne Sandadern sich durch den ganzen Fangedamm erstrecken. Bei grosser Stärke der Lehmschicht ist diese Vorsicht unnöthig.

Ein sehr gutes Füllmaterial, welches geringe Stärke des Fangedammes ermöglicht, ist eine Mischung aus lehmigem Sand und Gerberlohe. Es genügt

event., diese Mischung nur an der innern Wand anzuwenden, und den übrigen Theil aus gewöhnlichem feinem Sande herzustellen. Der Vorzug des genannten Materials besteht darin, dass es, wenn sich Quellen bilden, von dem Wasser gegen die undichten Stellen der innern Holzwand mitgerissen wird und dort den dichten Abschluss selbstthätig wieder herstellt.

5. Die Dicke des Fangedamms richtet sich ausser nach seiner Höhe, auch nach der Güte des Füllmaterials und der Arbeit. Ist dasselbe von geringer Dichtigkeit, so muss man diesen Fehler durch grössere Stärke auszugleichen suchen.

Früher wählte man: Stärke = Höhe, so lange die Höhe etwa 3<sup>m</sup> nicht überschritt, bei grössern Höhen =  $0,5 h + 1,25^m$ . Diese Regeln sind willkürlich und werden in neuerer Zeit auch nur wenig oder gar nicht mehr beachtet.

Wesentlich für die Bestimmung der Stärke eines Fangedammes sind Jahreszeit der Bauausführung, und Dauer, wie der Charakter der Gewässer. Bei auf kurze Dauer berechneter Ausführung in einer Jahreszeit, welche wenig Wahrscheinlichkeit für den Eintritt von Hochwassern bietet, wird man in der Stärke weniger weit greifen, als bei Fundirungen, die über einen längern Zeitraum sich erstrecken, welcher Jahreszeiten einschliesst, in denen mit Wahrscheinlichkeit Hochwasser zu erwarten sind. Ist die Wahrscheinlichkeit von Störungen durch Hochwasser nur sehr klein, so kann es im Interesse sparsamer Ausführung in Frage kommen, den Fangedamm so niedrig zu halten, dass derselbe (und mit ihm die Baugrube) gelegentlich überfluthet wird. Es ist dann aber nöthig, die Krone gegen Abspülungen sicher zu stellen.

6. Dichtung von Quellen. Grössere Quellen, welche sich bei Fangedämmen mit Erdfüllung zeigen, muss man, namentlich wenn dieselben unterhalb der innern Wand ihren Weg gefunden haben, zunächst von aussen abzufangen suchen. Hat man die betr. Stelle in oder neben der Aussenwand ermittelt, so schliesst man sie durch einen fertig verzimmerten Kasten ein, oder rammt eine leichte Spundwand um die Stelle und füllt dann den Raum mit Materialien von sehr guter Beschaffenheit aus. Zu unterst eignet sich am besten Dünger aus langem Stroh, der den ersten Abschluss bildet; darüber folgen Sägespähne und Lohe mit Lehm und sandiger Lehm.

Ist eine Fehlstelle nicht von aussen auffindbar, besteht dieselbe vielleicht aus mehren kleinen Einzeladern, welche sich erst an der Innenseite zu einer Quelle vereinigen, so muss man in derselben Weise wie vor den Schaden von innen aus zu beseitigen suchen.

Bei grössern Löchern wendet man zu unterst auch wohl mit Erde gefüllte Säcke an.

Besteht die Undichtigkeit an der Aussenwand aus einer grössern Anzahl kleiner Oeffnungen, so kann man sie bisweilen dadurch schliessen, dass man ein entsprechend grosses Stück getheerter Leinwand vor die betreffende Stelle bringt. Gleichzeitig wird man das Füllmaterial des Fangedammes fester zu rammen suchen, um etwaige Hohlräume zu schliessen,

Ist der Fangedamm hoch und dabei schmal, so wird der Boden im obern Theil leicht so stark verdichtet, dass die Wirkung des Rammens sich auf die Hohlstellen nicht erstreckt. In solchen Fällen bleibt nichts übrig, als das Füllmaterial theilweise oder ganz bis zur undichten Schicht zu entfernen und neu wieder einzustampfen.

7. Den Anschluss von Fangedämmen ans Ufer bildet man dadurch, dass man sie so weit in dasselbe einbindet, als sich das Erdreich des Ufers locker und von Wurzeln durchsetzt zeigt. — Der Anschluss an fertige Mauern erfordert stets grosse Sorgfalt bezüglich der Ausführung und der Wahl des Dichtungsmaterials. Lehmiger Sand mit Sägespähnen oder Lehm sind für den Kern der Füllung am zweckmässigsten; für die Lagen an den Holzwänden eignet sich aber besser Langstroh-Dünger, welcher namentlich die grössern Fugen zwischen der Mauer und den Holzwänden dichtet.

8. Eine gleichartige Schichtung wie vor empfiehlt sich auch bei Fangedämmen auf felsigem Grunde, deren Holzwände nicht vollständig genau

aufstehen. Da hölzerne Pfähle in Felsmassen nicht zu befestigen sind, wendet man hier auch runde eiserne Stangen an, deren untere Enden in gebohrten Löchern stecken.

9. Bei Gründungen auf Beton<sup>1)</sup> stellt man in der Regel die Fangedämme im Anschlusse an die Sohle gleichfalls aus Beton her. Es ist dies allerdings ein theures, aber auch vorzügliches Füllmaterial, welches eine weit geringere Stärke des Fangedammes zulässt. Bei derartigen Fangedämmen ist dann die äussere Wand namentlich dann, wenn man sie zum dauernden Schutze des Fundam. als Spund- oder Pfahlwand herstellt, die stärkere und die tiefer reichende.

Diese äussere Wand muss zunächst vollständig fertig gestellt werden. Hierauf hebt man die Sohle in der Baugrube bis zum tragfähigen Baugrunde aus und bringt die Betonsohle in voller Stärke ein. Auf die noch frische Schüttung stellt man alsdann die innere Wand des Fangedammes, die man ein wenig eintreibt. Am untern Ende, wo die Wand nur geringen Halt hat, ist eine gute Aussteifung anzubringen.

Um einen dichten Anschluss des Fangedammes an die Sohle zu erzielen muss etwaiger Schlamm der Sohle sorgfältig entfernt werden.

Fig. 235 zeigt einen Fangedamm für eine Schleusenkammer. Derselbe ist gleichzeitig als ein Theil der Seitenwände verwerthet, indem die innern Holz- wände nach vollständiger Erhärtung entfernt werden.

Eine etwas abweichende, bei der Koblenzer Rheinbrücke, angewendete Form

Fig. 235.

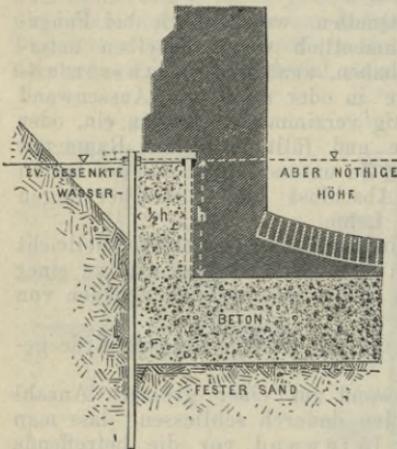


Fig. 236.

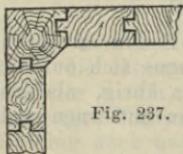
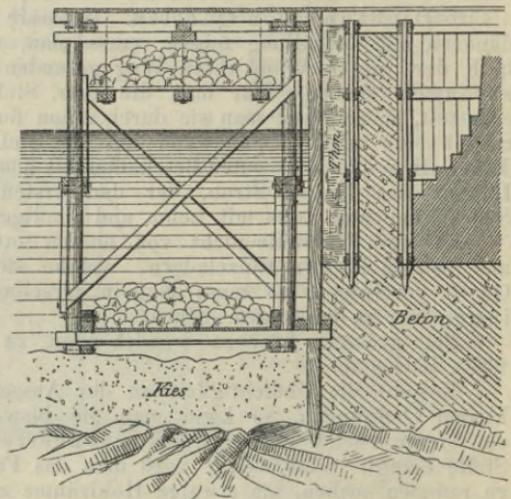


Fig. 237.

zeigt Fig. 236. Es sind hier 2 kleine innere Wände angeordnet; der Zwischenraum zwischen denselben ist mit Beton gefüllt, derjenige zwischen der äussern Spundwand und der zunächst stehenden innern Wand dagegen mit Thon.

Einen unter Umständen zweckmässigen Ersatz des Fangedammes aus Beton bildet die auf S. 89 ff. kurz beschriebene Ausführung beim Bau der Strassenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg.

10. Bei allen Fangedämmen müssen scharfe und namentlich spitze Ecken möglichst vermieden werden, weil dieselben sich schwer ausfüllen lassen, und in Folge dessen leicht Veranlassung zur Bildung von Quellen geben. Daher sind bei Spundwänden die Eckpfähle innen abzuschrägen, Fig. 237. In England vermeidet man die Ecken häufig ganz, indem man bogenförmige Grund-

<sup>1)</sup> Ueber Beton-Fangedämme vergl. u. a.: Allgem. Bauzeitg. 1858, S. 197. — Zeitschr. f. Bauw. XIV, S. 605; XXXI, Rheinbr. b. Coblenz; Moselbr. b. Güls; XXXII, Weichselbr. b. Graudenz.

risse wählt, eine Form, die jedoch in der Herstellung unbequem und theuer ist und bei Vorsicht auch entbehrt werden kann.

11. Bei der Entfernung der Fangedämme nach Fertigstellung des Fundam. dürfen tief unter die Fundam.-Sohle reichende Pfähle nicht ausgezogen werden, sondern sind zu kappen oder abzuschneiden, weil die beim Ausziehen entstehenden Löcher zu Senkungen des Fundam. Veranlassung geben können.

### e. Geschlossene Umhüllungen aus Eisen oder Holz.

Litteratur: a. Ueber eiserne, unten offene Umhüllungen: Zeitschr. d. Archit. u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215, Weser-Brücke in Bremen. — *Ann. d. ponts et chaussées* 1856 u. Zeitschr. f. Bauw. 1857, S. 431, Marne-Brücke b. Nogent. — b. Ueber hölzerne, unten offene Umhüllungen: *Ann. d. ponts et chauss.* 1849 u. 1864, auch Zeitschr. f. Bauw. 1865, derselbe Bau. — *Scientif American* 1876, Missouri-Brücke b. Bonneville. — *Engineering* 1875, S. 394, Brücke in Philadelphia. — *Ann. d. ponts et chauss.* 1881.

Statt der Fangedämme aus einzelnen Wänden mit eingeschütteten Dichtungsmaterial, stellt man auch geschlossene und abgedichtete Umhüllungen aus Eisen oder Holz her, die man im ganzen versenkt.

Fig. 238.

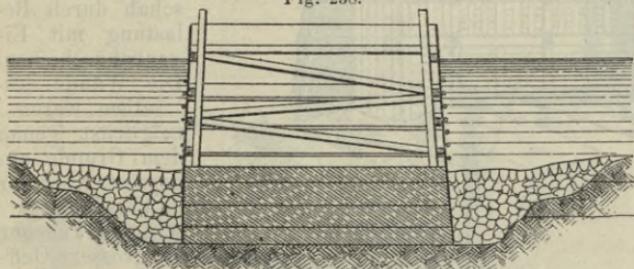


Fig. 239.

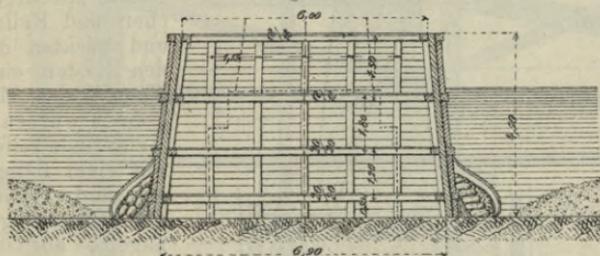
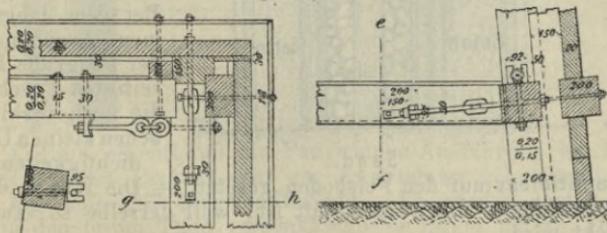


Fig. 240, 241.



1. Eine eiserne Umhüllung, wie dieselbe beim Bau der Eisenbahn-Brücke über die Marne bei Nogent von Pluyette angewendet wurde, zeigt Fig. 238. Der Blechmantel besteht aus 2 Theilen, die durch von innen zu lösende Schrauben mit einander verbunden sind. Die Höhe des untern Theils ist etwas grösser, als die Betonsohle stark gemacht wurde. Nachdem der Mantel auf den Grund gesetzt ist, muss derselbe zunächst durch Steinschüttung gegen Unterspülung gesichert und dann gegen den äussern Wasserdruck angesteift werden. Das auf die Betonsohle zu setzende Mauerwerk muss gegen den Eisenmantel genügend weit zurück treten, um nach Fertigstellung desselben bis über Wasser die obern Theile des Mantels lösen zu können. So weit der

Mantel ausbetonirt wird, kann derselbe aus schwachen Blechen von etwa 5 mm Stärke bestehen. Gegen den Druck der äussern Steinschüttung kann man denselben durch Façoneisen-Versteifungen schützen. Um die Spannungen in den Mantelblechen zu vermeiden, empfiehlt es sich, dieselben nicht glatt anzuordnen, sondern ihnen zwischen den senkr. oder horizontalen Versteifungsrippen eine

Einbiegung nach Innen zu geben. Die durch den Wasserdruck erzeugte Spannung kann man für die Bleche unbedenklich zu 1000—1200 kg/qcm nehmen. Hierzu s. an späterer Stelle.

2. Hölzerne Umhüllungen. Die Fig. 239—241 stellen eine der neusten Ausführungen dar (Bau einer gewölbten Eisenbahn-Brücke über die Dordogne bei Beynac). Der Baugrund war Kalkfelsen, über dem nur eine schwache Schicht Kies lagerte. Dieser wurde zunächst sorgfältig beseitigt, und darauf der am Ufer auf einer schiefen Ebene fertig zusammen gestellte und gedichtete Kasten zu Wasser gebracht und zwischen 2 Kähen zur Stelle geflösst. Um ruhigeres

Fig. 242.

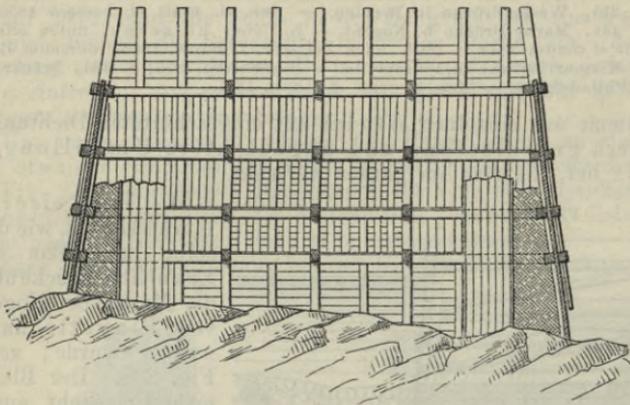


Fig. 243.

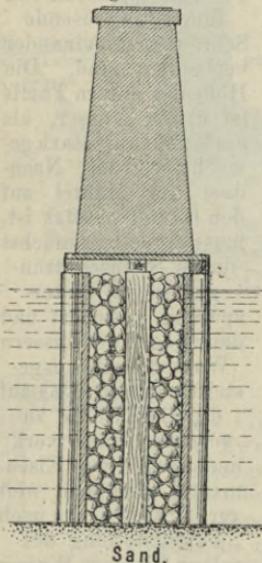
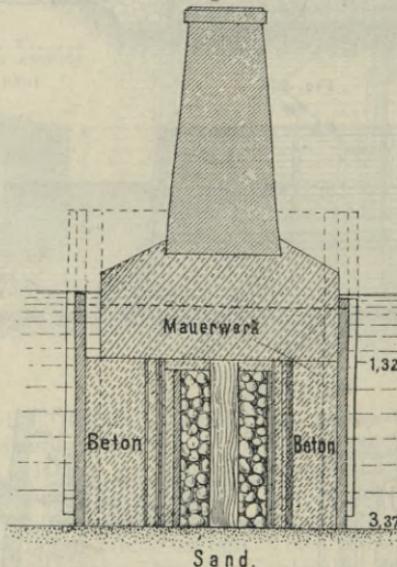


Fig. 244.



Wasser zu schaffen, hatte man stromaufwärts einen provisorischen Wellenbrecher ausgeführt. Die Versenkung des Kastens an Ort und Stelle geschah durch Belastung mit Eisenbahnschienen. Die Wände desselben waren möglichst genau dem Grunde angepasst. Nach der

Versenkung schlossen Taucher die grössern Oeffnungen unter dem Rande mit Brettchen und Keilen und packten um den Kasten eine Thon-Wulst; alsdann wurden Leinwandstreifen mit einer Längsseite an die Wände des Kastens genagelt, auf die man mit Thon gefüllte Säcke legte. Bei dem langsamen Auspumpen der Baugrube beseitigten Taucher die noch verbliebenen kleinen Undichtigkeiten.

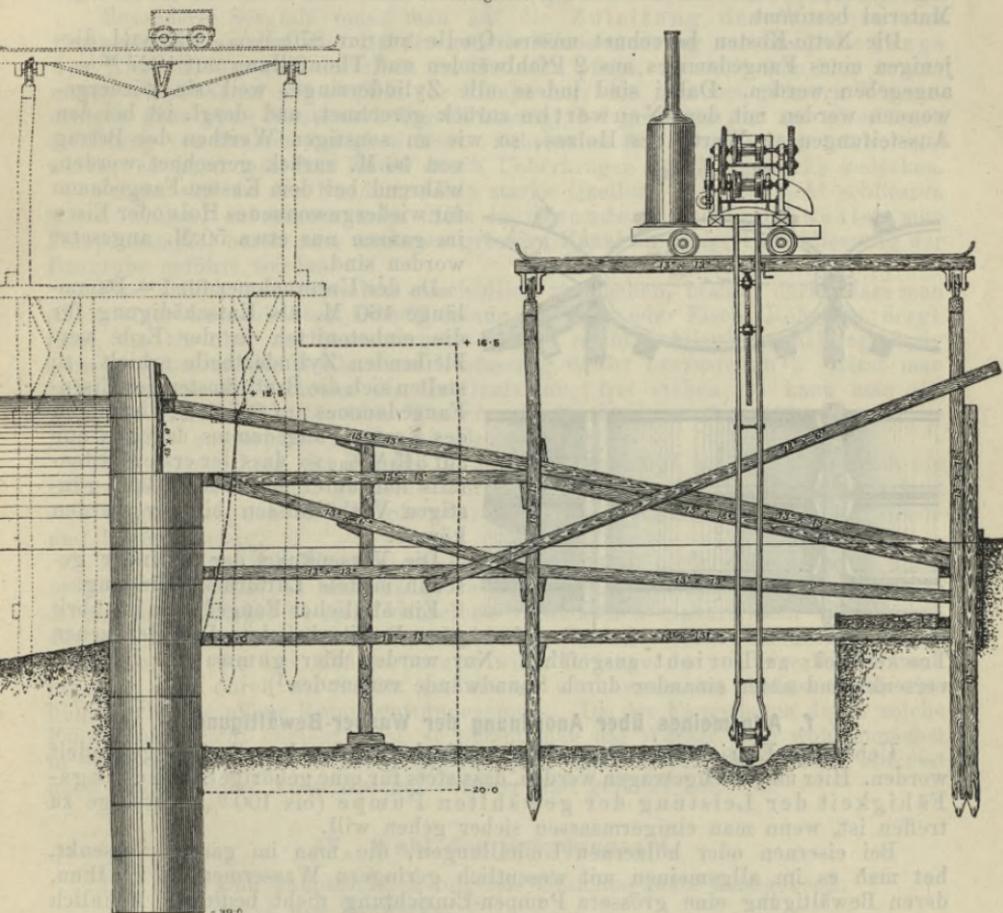
Das Mauerwerk ward unmittelbar auf den Felsboden gesetzt. — Die Wände des Kastens sind nach oben verjüngt, was vortheilhaft ist, weil derselbe so etwas gegen den Grund gedrückt wird.

3. Bei ebenem Felsgrunde hat man den dichten Anschluss in der Weise hergestellt (Brückenbauten auf der Linie Tours-Bordeaux), dass man Fig. 242, den Kasten nur im obern Theile mit kalfaterter Bohlenschalung versah, während ausserhalb der kalfaternten, wagerecht liegenden, Schalung, starke Bohlen senkr. lose zwischen Doppelzangen geführt wurden. Sobald der Kasten den Grund

erreicht hatte, wurden die stehenden Bohlen auf den Felsgrund hinab gelassen, und möglichst fest angetrieben. Endlich wurde noch im Innern des Kastens aus senkr. Bohlen in etwa 1<sup>m</sup> Abstand von den äussern Wänden eine zweite Wand hergestellt, deren Oberkante höher hinauf reichte, als die Unterkante des kalftarten Theils der Kastenwände. Der Zwischenraum zwischen beiden Wänden wurde mit Beton gefüllt.

Auch bei der Reparatur eines schadhafte Pfahlrost-Fundaments, bezw. der theilweisen Umwandlung desselben in ein Beton-Fundament, hat man von einer Holzkasten-Umschliessung Gebrauch gemacht. Ein derartiger, durch die Fig. 243, 244 veranschaulichter Fall ist mitgetheilt in der Deutsch. Bauzeitg. 1884, S. 20.

Fig. 245.



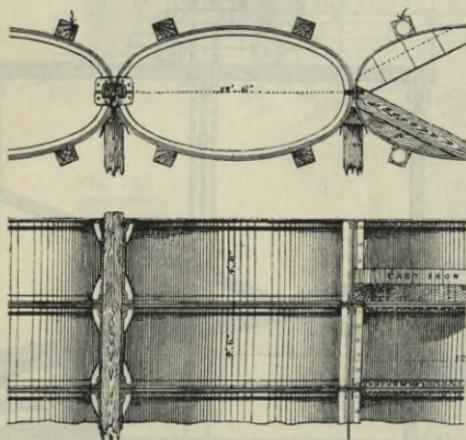
4. Eine eigenthümliche Fangedamm-Ausführung ist bei dem Bau des Londoner *Thames Embankment* zur Anwendung gekommen, deren Haupttheile in den Fig. 245—247 dargestellt sind<sup>1)</sup>. Es wurden dort hohle Eisenzylinder bis in den festen Thon versenkt und in ihrem untern Theile bis zur Höhe des Flussgrundes mit Beton gefüllt. Die Zylinder hatten elliptischen Grundriss (Axen 3,66<sup>m</sup> und 2,13<sup>m</sup>). Als Material wurde Blech mit  $\perp$  Eisen verwendet; der unterste Ring eines jeden Zylinders aber bestand aus Gusseisen, unten mit einer Schneide von bedeutender Stärke, bei etwa 1625<sup>kg</sup> Gewicht. Die Bleche

<sup>1)</sup> *Excerpt. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Engin., Sess. 1877—78.*

waren, je nach der Beanspruchung, 12—15 mm stark. Die einzelnen Ringe, aus denen ein Zylinder mittels Flanschen zusammen geschraubt wurde, hatten 1,38 m Höhe und bestanden wieder aus 2 gleichen senkr. getheilten Hälften, deren Stösse in der grossen Axe der Ellipse lagen. Zwischen dem Stoss der beiden Hälften wurde eine Nuth mit Fassung aus Gusseisen gelegt und je 2 benachbarte Zylinder wurden so an einander gestellt, dass die Oeffnungen der Nuthen genau zu einander passten. In die Nuth wurde dann zur Abdichtung ein passendes Holz eingetrieben, welches gleichzeitig als Führung diente, Fig. 246, 247. Das obere Ende wurde nur halbzyllindrisch ausgeführt, Fig. 245. Gegen das Ufer wurden die Zylinder abgesteift, und ausserdem während der Versenkung zwischen Pfählen geführt. Im Innern wurden einige Böden aus starken Hölzern angebracht, sowohl zur Aussteifung, als auch zur Aufnahme von Belastungsmaterial bestimmt.

Die Netto-Kosten berechnet unsere Quelle zu nur 870 M./m, während diejenigen eines Fangedammes aus 2 Pfahlwänden und Thonfüllung auf 1027 M./m angegeben werden. Dabei sind indess alle Zylinderringe, weil sie wiedergewonnen werden mit dem Neuwerthe zurück gerechnet, und desgl. ist bei den Aussteifungen an Werth des Holzes, so wie an sonstigen Werthen der Betrag

Fig. 246, 247.



von 56 M. zurück gerechnet worden, während bei dem Kasten-Fangedamm für wiedergewonnenes Holz oder Eisen im ganzen nur etwa 50 M. angesetzt worden sind.

Da der Unternehmer für 1 m Damm-länge 160 M. als Entschädigung für die einbetonirten in der Erde verbleibenden Zylindertheile erhielt, so stellen sich die Bruttokosten des Eisen-Fangedammes auf 607 M./m, diejenigen des Kasten-Fangedammes dagegen nur auf 345 M./m, so dass der erstere jedenfalls nur unter ausserordentlich günstigen Verhältnissen billiger werden könnte.

Die Versenkung der Zylinder geschah mittels Luftdruck-Gründung.

Ein ähnlicher Fangedamm ist übrigens bereits bei dem Ban der neuen

Trockendocks zu Lorient ausgeführt. Nur wurden hier gemauerte Brunnen versenkt und unter einander durch Spundwände verbunden<sup>1)</sup>.

#### f. Allgemeines über Anordnung der Wasser-Bewältigung.

Ueber die Einrichtungen zum Wasserheben ist schon S. 45 ff gehandelt worden. Hier mag nachgetragen werden, dass stets für eine gehörige Steigerungsfähigkeit der Leistung der gewählten Pumpe (bis 100 %) Vorsorge zu treffen ist, wenn man einigermaassen sicher gehen will.

Bei eisernen oder hölzernen Umhüllungen, die man im ganzen versenkt, hat man es im allgemeinen mit wesentlich geringern Wassermengen zu thun, deren Bewältigung eine grössere Pumpen-Einrichtung nicht bedingt. Aehnlich verhält es sich bei gut ausgeführten Beton-Fangedämmen.

Ueber die Grösse der zur Wasser-Bewältigung erforderlichen Maschinenkraft lässt sich Allgemeines nicht mittheilen, da dieselbe von den Besonderheiten des Einzelfalles abhängig ist. Anhalte dazu gewährt der Spiegelstand offener Gewässer oder der des Grundwassers im Vergleich zur Höhenlage der Baugrubensohle; daneben die Durchlässigkeit des Bodens, die Einrichtung des Fangedammes usw.

Für überschlägliche Vorberechnungen kann man zur Bestimmung der Maschinenstärke von folgender empir. Formel Gebrauch machen:  $N = \frac{F}{150} h$ , wo-

<sup>1)</sup> Zeitschr. f. Bauw. IX, S. 217.

rin  $N$  die Anzahl der Pfdkr.,  $F$  die Grösse der Baugrube (in  $q_m$ ),  $h$  die Förderhöhe bezeichnen. Die Mangelhaftigkeit dieser Formel liegt aber auf der Hand.

Da die Wasserschöpfstelle am tiefsten Punkte der Baugrube liegen muss und es nicht zweckmässig ist, einen einzelnen Theil der Sohle wesentlich tiefer zu legen und denselben erst nachträglich auszuführen, so ordnet man die Pumpe wo möglich zur Seite des eigentlichen Fundam. an.

Kasten-Fangedämme mit Erdfüllung macht man zu diesem Zweck häufig grösser, als das eigentliche Bauwerk es erfordert. In dem überschüssigen Raume wird dann der Pumpensumpf eingerichtet, der entweder eine einfache Grube mit Böschungen ist, oder eine mit Holzwand umschlossene Grube. Wenn die Umschliessung der Baugrube aus einfacher Spundwand besteht, so legt man meistens an derselben nur einen seitlichen Ausbau für den Pumpensumpf an.

Besondere Sorgfalt muss man auf die Zuleitung des Wassers zum Pumpensumpf verwenden. Da der grösste Wasserzudrang zur Baugrube längs der Einschliessung derselben stattzufinden pflegt, so stellt man hier zweckmässig einen Kanal mit Gefälle zur Pumpe her, den man bei grössern Wassermengen ganz ohne Mauerwerk-Umschliessung, bei geringen nur aus einer losen Schüttung von Steinen bestehen lässt. Scheint es für das Bauwerk wünschenswerth, so kann man den Kanal durch Ueberkragen des Mauerwerks zudecken.

Zeigen sich in der Fundam.-Sohle starke Quellen, die sich nicht schliessen lassen wollen, so müssen auch diese in besondern kleinen Kanälen zum Pumpensumpfe, bezw. zum nächsten grössern Kanal längs der Umschliessung der Baugrube geführt werden.

Eine andere Art, dieselben unschädlich zu machen, besteht darin, dass man sie in einer wasserdichten Umschliessung aus Holz oder Eisen (Röhre) u. dergl. fasst, die bis über den Aussenwasser-Spiegel reicht. Allerdings hält es häufig schwer, unten an der Sohle diese Umfassung dicht herzustellen<sup>1)</sup>. Lässt man beim Mauern des Fundam. die Quellfassung frei stehen, so kann man sie, nachdem das Fundam. bis über Wasser aufgeführt ist, wieder entfernen und die für dieselbe ausgesparte Lücke mit Beton füllen.

Die Einmündung der Kanäle in den Pumpensumpf schützt man durch ein Gitter vor dem Zutritt gröberer Unreinigkeiten. Ausser Drahtgeflecht eignet sich dazu vorzüglich eine Hürde oder auch eine Packung aus grünen Tannen- und Kiefern-Reisig.

Der Ausfluss des Wassers aus der Pumpe ist so niedrig als möglich anzuordnen. Hat man es mit häufig wechselndem Wasserspiegel zu thun (am Meere), so empfiehlt es sich, denselben veränderlich einzurichten. Bei Fangedämmen legt man zu diesem Zweck häufig einen denselben durchschneidenden Kanal an, der für den Abfluss benutzt wird, so lange der niedrige Wasserstand herrscht, aber durch ein Schütz geschlossen wird, wenn der Abfluss durch eine höher gelegene offene Rinne stattfinden muss. Da der Fangedamm durch solche Einrichtung leicht undicht wird, so pumpt man das Wasser auch wohl zunächst in einen Behälter, der in der Baugrube steht und aus dem das Wasser abfließt nach dem sich der Aussenspiegel entsprechend gesenkt hat.

#### IV. Wahl der Gründungsart.

Für diese sind hauptsächlich folgende Gesichtspunkte massgebend:

1. der Zweck des Bauwerks;
2. Beschaffenheit der Baumaterialien und Hilfsmittel;
3. Wasser- und Bodenverhältnisse;
4. die Kosten;
5. die Zeit, welche zur Herstellung des Fundaments zur Verfügung steht.

Zu 1. Dass für wichtige Bauwerke grössere Vorsicht bei der Gründung anzuwenden ist, als für solche untergeordneter Art und man die Gründungsart dem entsprechend wählen wird, ist selbstverständlich, wie ebenso, dass man Rücksicht auf gleich bleibende oder veränderliche Belastung, auf bewegte oder ruhende Last zu nehmen hat.

Bei Bauwerken, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind, wie z. B.

Dampfhämmern, wird man jene durch grosse Massen der Fundamente und Absonderung derselben unschädlich zu machen suchen. Fundamenten, die nicht erschüttert werden dürfen, (zur Aufstellung astronomischer usw. Instrumente, Prüfungseinrichtungen usw.) wird man eine Anordnung geben, die sie von andern Fundamenttheilen sowohl, als von den obern Schichten des Erdbodens möglichst trennt. Zu Gründungen dieser Art eignen sich besonders gut gemauerte Senkbrunnen, die man unten mit Mauerwerk oder Beton ausfüllt. Auf dieser Füllung wird dann das Fundament für das Instrument in der Weise aufgeführt, dass es ohne Verbindung mit dem Mantelmauerwerk bleibt. Möglichst grosse Masse des Fundamentkörpers erhöht die Sicherheit gegen Erschütterungen. Dampfhammer-Fundamente erhalten z. B. das 40—80fache Gewicht des Hammers als Fundamentgewicht.

Zu 2 sind allgemeine Anleitungen und Betrachtungen nicht möglich. Allein vergleichende Anschläge unter Zuhilfenahme der für die einzelnen Gründungsarten mitgetheilten Kosten sind hier entscheidend.

Zu 3. Zur Erleichterung der Wahl dienen die Angaben der nachstehenden Uebersicht, worin die bei verschiedenen Wasser- und Boden-Verhältnissen in erster Linie geeigneten Gründungsarten durch gesperrten Druck kenntlich gemacht sind.

Tab. 1.

	Boden in der Oberfläche fest.	Boden in erreichbarer Tiefe fest.	Fester Baugrund nicht erreichbar.	Bemerkungen
Wasser nicht vorhanden.	Unmittelbares Mauern in der Oberfläche.	1) Aufgraben bis zum festen Boden und volles Mauerw. 2) Desgl. und einzelne Pfeiler mit Erdbögen. 3) Senkkasten oder Senkbrunnen. 4) Eiserne Pfähle.	1) Verbreiterung des Mauerw. 2) Sandschüttung. 3) Verkehrt. Gew. 4) Breite Beton-Lage. 5) Trock. Steinpackung.	Kein Holz zu verwenden.
Grundwasser oder offenes Wasser vorhanden, aber event. ausschöpfbar.	1) Unmittelbares Mauerw. 2) Einzelne Pfeiler mit Erdbögen. 3) Schwacher Beton zur Schliessung v. Quellen. 4) Hölzerne oder eiserne Fangedämme im ganzen versenkt.	1) Senkbrunnen. 2) Tiefer Pfahlrost. 3) Pfähle mit Beton oder Steinen dazwischen. 4) Beton nur zur Schliessung von Quellen.	1) Sandschüttung. 2) Liegender Rost. 3) Breite Beton-Lage. 4) Verkehrt. Gewölbe. 5) Befestigung des Grundes durch gerammte Schotterlage oder kurzer Pfähle. 6) Pfahlrost.	Holz unter Wasser zulässig. Wasserschöpfen, event. Abdämmung. Genaue Arbeit möglich.
Wasser vorhanden aber nicht auszuschöpfen.	1) Beton mit Umschliessung durch Fangedämme von Holz oder Eisen, mit oder ohne Füllung. 2) Luftdruck-Gründg. m. Benutzung von Fanged. vereinigt. 3) Senkbrunnen. 4) Senkkasten mit unterm Boden. 5) Steinschüttung oder Steinversenkung.	1) Senkbrunnen von Holz, Stein od. Eisen. 2) Luftdruckgründg. 3) Hoher Pfahlrost. 4) Eiserne Pfähle. 5) Ausbaggerung der Sohle u. Beton. 6) Senkkast. m. Pfahlrost. 7) Gefriergründg. mit und ohne Luftdruckgründg. (namentlich bei grossen Tiefen). 8) Pfähle mit Beton oder Steinen. 9) Baggerung u. Steinschüttung oder Steinversenkung.	1) Pfahlrost zur Verdichtung des Bodens, mit Senkkasten darauf. 2) Senkkasten von grosser Breite als liegender Rost, und hohles Fundam. 3) Sandschüttung zur Verdrängung oder Verdichtung des nicht tragfäh. Grundes. 4) Belastung d. Bodens umheru. Verbreiterung des Mauerw.	Holz unter Wasser zulässig. Genaue Arbeit nur bei der Luftdruck-u. Gefriergründung möglich, bei den übrigen nur mit Hilfe v. Tauchern.

Zu 4. Für die engere Wahl zwischen den Gründungsarten, die in vorstehender Uebersicht unter gleichen Verhältnissen als anwendbar angegeben sind, entscheidet hauptsächlich der Kostenpunkt. So lange bei den Gründungsarbeiten eine Wasserbewältigung überhaupt nicht, oder doch nur in sehr geringem Umfange erforderlich ist, sind die Kosten mit ziemlicher Genauigkeit feststellbar. Mit der Grösse der Wasser-Bewältigung und mit dem Umfange der unter Wasser vorzunehmenden Arbeiten wächst die Unzuverlässigkeit vergleichender Anschläge; gewöhnlich macht sich dies in der Höhe des Ansatzes

für unvorhergesehene Fälle kenntlich. Dieser Posten bildet den wunden Punkt der vergleichenden Anschläge, und es sind daher häufig Gründungsarten, bei denen die sicher zu berechnenden Kosten grösser, die nur zu schätzenden aber erfahrungsgemäss geringer sind, andern vorzuziehen, bei denen das Umgekehrte der Fall ist. Dies gilt namentlich für Baugrund, bei dem aussergewöhnliche Hindernisse, als das Vorkommen von Steinen oder Baumstämmen, im Grunde zu erwarten sind.

Gründungen in Fangedämmen auf Beton, mit oder ohne Grundpfähle, werden selbst bei grossen Tiefen in vergleichenden Kostenanschlägen meist billiger erscheinen, als Luftdruck-Gründungen, sowie Vereinigungen dieser Gründungsarten mit Brunnen-, Gefrier- oder Fangedamm-Gründungen, während bei der Ausführung ebenso häufig das Umgekehrte der Fall ist. Ausserordentliche Hindernisse, Hochwasser und andere Zufälligkeiten, können die Gründung mit Pfahlrost, Spundwänden und gewöhnlichen Senkbrunnen sehr vertheuern, während sie bei jenen mit Leichtigkeit überwunden werden. Die Sicherheit in der Ueberwindung des Wasserzudrangs und aller Schwierigkeiten, die der Baugrund bietet, ist es hauptsächlich, die der Luftdruck-Gründung zu immer weiterer Aufnahme verholfen hat, und die auch der Gefrier-Gründung eine Zukunft bereitet. Während man früher die Luftdruck-Gründung nur bei Tiefen von 9—10 m unter Wasser überhaupt in Erwägung zog, wählt man dieselbe jetzt bereits bei weit geringeren Tiefen<sup>1)</sup>. Liébeaux (*Ann. d. Ponts et Chauss. 1881, No. 17*) nimmt die Grenze der vortheilhaften Verwendung zwischen Gründungen in freier Luft mittels Fangedämmen u. dergl. und zwischen Luftdruck-Gründungen mit verlorren eisernen Senkkasten bereits bei 4—5 m unter Wasser an. Aus einer Arbeit des Verfassers, welche in der Deutschen Bauzeitg. 1882 veröffentlicht ist, wird hier Folgendes angeführt. In Vergleich gestellt sind:

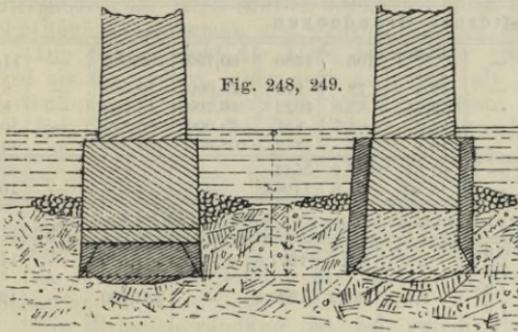


Fig. 248, 249.

1. Luftdruck-Gründung mit verlorren eisernen Senkkasten.

2. Reine Senkbrunnen-Gründung.

3. Gründung auf Beton mit umschliessender Pfahl- oder Spundwand.

4. Gründung auf Beton mit Spundwand und Grundpfählen.

Als Fundamentkörper ist gerechnet:

a) Bei den beiden ersten die Grundfläche  $G$  des Senkkastens, bezw. der Brunnen, welche zu 1 Pfeiler-Fundam. gehören,  $\times$  dem Abstände  $t$  der Grundfläche vom niedrigsten Wasserspiegel.

b) Bei dem Beton-Fundam. ist als Grundfläche  $G$  nicht die Betonsohle angenommen, (weil diese aus Gründen der Ausführbarkeit meistens grösser genommen wird, als es die Tragfähigk. des Betons erreicht, und als man bei Luftdruck- oder Brunnen-Gründung an derselben Stelle die Grundfläche nehmen würde), sondern die Grundfläche des Pfeilermauerwerks.

<sup>1)</sup> So wurde beim Bau der Albert-Brücke in Dresden bei 4 m Tiefe der Gründung unter Flusssohle und 3 m Wassertiefe die Luftdruck-Gründung gewählt, bei dem Bau der Magasins du Printemps schon bei 3 m Fundamenttiefe. (*Encyclop. d'Architecture 1886.*)

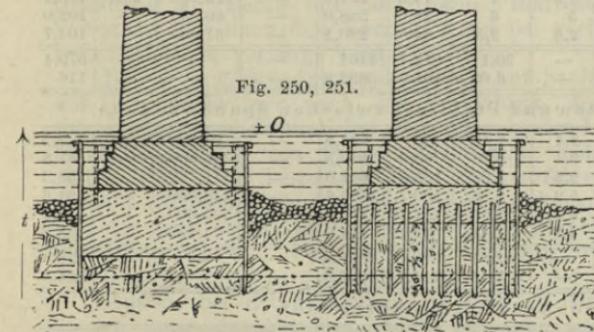


Fig. 250, 251.

Als Tiefe  $t$  des Fundam., ist bei Betonfundam. ohne Pfahlrost der Abstand der Betonsohle vom niedrigsten Wasser  $+1\text{ m}$  und bei Betonfundam. mit Pfahlrost derselbe Abstand  $+2/3$  der Rostpfahl-Länge (von der Pfahlspitze bis zur Betonsohle) gerechnet. Damit dürfte der Nutzen der Spundwände und Grundpfähle mehr als reichlich in Betracht gezogen sein, da die Fundamente sicher weit früher zerstört sein werden, als eine etwaige Auskolkung diese Tiefen erreicht haben wird. Es sind darnach die in Fig. 248—251 skizzirten 4 Fundamente als gleichwerthig in Betreff der Sicherheit anzusehen.

Bei diesen, für die Beton-Fundamente immer noch sehr günstigen Angaben ergeben sich für die 4 Gründungsarten, die in der folgenden Tafel gesperrt gedruckten Durchschnittspreise f. 1 cbm des Fundaments ( $G t$ ).

Die Angaben in der Tafel sind einem Berichte von Funk in der Deutsch. Bauzeitg. 1877, S. 71 ff., entlehnt, so zwar, dass nur 2gleisige Eisenbahnbrücken berücksichtigt wurden, um Fundamente von möglichst derselben Grösse zum Vergleich zu haben. Auch wurden die in General-Unternehmung ausgeführten Brücken ausgeschlossen, um möglichst genau die wirklichen Kosten zu berücksichtigen. Wenn die in der Funk'schen Tafel angegebenen Kosten sich auf Fluthbrücken-Pfeiler bezogen, so sind 25% zugeschlagen als

Tab. 2.

No.	Ort der Brücke	Tiefe				Grundh. des Fundam. $G$ qm	Inhalt des Fundam. $G t$ cbm	Kosten des Fundam.			
		d. Pfahlwandspitzen unter m	der Betonsohle N.-W. m	welche für d. Fundam. Körper zu rech. ist. $t$ m	im ganzen			f. 1 cbm			
					einschl. des Mauerwerks M.			ausschl. M.	Fluthbrücken-Pfeiler M.	Strombrücken-Pfeiler M.	
<b>I. Luftdruck-Gründungen.</b>											
1	Rhein bei Düsseldorf . .	—	—	13,2—15,1	106	1480	80,790	169,600	—	114,6	
2	Elbe „ Stendal . . .	—	—	12,5	73	913	25,000	79,780	—	87,4	
3	Elbe „ Dömitz . . .	—	—	12,24	83,5	1022	40,700	83,200	—	81,4	
4	Parnitz „ Stettin . . .	—	—	13,2	64,7	854	35,000	86,240	—	101,0	
5	Pregel „ Königsberg . .	—	—	15,7	81	1272	108,000	184,320	—	145,0	
	Summe:	—	—	67,84	408,2	5541	—	—	—	529,4	
	Im Mittel:	—	—	13,56	81,6	1108,2	—	—	—	106	
<b>II. Gründungen auf Beton zwischen Spund- oder Pfahlwänden.</b>											
6	Rhein bei Duisburg . .	11,5—13,5	6,6—7,5	8	134,7	1077,6	—	161,000	—	149,5	
7	Rhein „ Wesel . . .	11,3—12,8	7,2—7,9	8,6	221,2	1902,3	—	234,000	—	123,1	
8	Elbe „ Niederwartha (Fluthbr.) . . . . .	4	3,5	4	74,3	297,0	—	23,000	80,1	100,1	
9	Elbe bei Meissen . . .	8	5	6	98,0	588,0	—	60,000	—	102,0	
10	Ruhr „ Düssem . . .	6,3	2,5	3,5	84,6	296,1	—	31,000	—	104,7	
	Summe:	—	—	30,1	612,7	4161	—	—	—	579,4	
	Im Mittel:	—	—	6,02	122,54	832,2	—	—	—	116	
<b>III. Gründungen auf Beton und Pfahlrost zwischen Spundwänden.</b>											
11	Rhein bei Waldshut . .	10	2,4	7,46	62	462,5	—	64,500	—	139,5	
12	Elbe „ Schandau . . .	6,5	3,4	5,46	90,9	496,5	—	40,600	—	81,8	
13	Elbe „ Pirna . . . . .	6	2,8	4,92	163	802,0	—	111,700	—	139,3	
14	Elbe „ Harburg . . . .	12	5,9	9,96	160	1593,6	—	146,000	—	91,6	
15	Elbe „ Hamburg . . . .	9,4	4,1	7,63	151	1152,1	—	135,000	—	117,2	
16	Weser „ Dreye (Strombr.)	9	4,3	7,44	61,1	454,6	—	71,100	—	158,6	
	Summe:	—	—	42,87	688	4961,3	—	—	—	728	
	Im Mittel:	—	—	7,15	114,7	826,9	—	—	—	121,3	
<b>IV. Gründungen auf Senkbrunnen.</b>											
17	Elbe bei Niederwartha (Strombr.) . . . . .	—	—	7,5	94	705	9322	79,900	—	112	
18	Elbe bei Dömitz (Fluthbr.)	—	—	6,53	36	271	—	18,760	69,3	86,6	
19	Weser bei Dreye (Fluthbr.)	—	—	6—7	34,6	225	—	7,800	35	43,8	
20	Mulde „ Rochlitz . . .	—	—	5,4	49,2	266	—	27,800	—	104	
	Summe:	—	—	26,93	213,8	1467	—	—	—	346,4	
	Im Mittel:	—	—	6,73	53,5	367	—	—	—	86,6	

mindeste Preiserhöhung, welche zu erwarten ist, wenn die Gründung im Wasser ausgeführt wäre. Waren endlich die Kosten ohne Mauerwerk angegeben, so ist für dieses, dem Funk'schen Berichte gemäss, der (sehr hohe) Preis von 60 M. f. 1 cbm zugeschlagen worden.

Mit Hilfe der in Tabelle 2 gezogenen Durchschnittskosten und von Formeln für die Ermittlung derselben, die weiter unten angeführt werden, ist die Tab. 3 für die Grenzen der vortheilhaften Verwendung der verschiedenen Gründungsarten aufgestellt worden.

Die Verschiedenheit der Bodenklassen ist in dieser Tabelle wie folgt zu verstehen:

Tab. 3.

1. u. 2. Bodenklasse		3. Bodenklasse			4. Bodenklasse		5. Bodenkl.
$t \leq 4$ m	$t > 4$ m	$t \leq 4$ m	$t > 4$ m $< 8$ m	$t > 8$ m	$t > 6$ m	$t > 6$ m	
Beton- gründg.	Brunnen- gründg.	Beton- gründg.	Brunnengründg. mit Luftdruckgründg. vereinigt.	Reine Luft- druck- gründg.	Brunnen- u. Luftdruck- gründg. ver- einigt.	Reine Luftdruck- gründg.	Reine Luft- druck- gründg.
Brunnen- gründg.		Brunnen- gründg.					

Kl. 1 bezeichnet einen ganz gleichmässigen Sand-, Lehm- und gemischten Boden, ohne nennenswerthe Hindernisse irgend welcher Art. Kl. 2 desgl. einen Boden, in dem sich vereinzelt Steine oder Holzstücke, jedoch nicht von besonderer Grösse, vorfinden. Kl. 3 desgl. einen Boden, in welchem diese Hindernisse häufiger, und Kl. 4 einen solchen, in welchem dieselben massenhaft auftreten, in beiden Bodenarten aber von geringer Grösse, so dass sie leicht entfernbar sind. Kl. 5 endlich bezeichnet einen Boden, in welchem die Hindernisse sehr häufig vorkommen und gleichzeitig von bedeutender Grösse sind.

Die Tab. 3 giebt die Tiefe, in welcher die Luftdruckgründg. vortheilhafter wird als die andern, eher noch zu gross, als zu gering an, wie dies auch die Mittheilung von Liébeaux (S. 110 ff.) beweist.

Bei Berechnung der Tabellen sind eiserne Senkkasten von verhältnissmässig grossem Gewichte für die Luftdruckgründgn. angenommen. Wählt man statt dessen (vorausgesetzt, dass die Umstände dies empfehlenswerth erscheinen lassen), solche aus Mauerwerk, so ergiebt sich die Tiefe, bei welcher die Anwendung dieser Gründungsart vortheilhaft wird, noch geringer. Dies wird um so mehr der Fall sein, je schneller die Fertigstellung der Fundam. erforderlich ist, da in dieser Beziehung die Luftdruckgründg. allen andern Gründungsarten überlegen ist.

Die Brunnengründung ist bei gutem Baugrunde stets billiger als die Gründung auf Beton mit oder ohne Pfahlrost. Die Betongründung verdient vor jener aber dann den Vorzug, wenn bei geringen Tiefen ein grosses einheitliches Fundam. verlangt wird.

Bei Brunnengründn. und solchen auf Senkkasten bestimmt man die Grösse der Grundfläche nur nach der Tragfähigk. des Baugrundes, oder sollte dies wenigstens thun, da man bei denselben in der Lage ist, die guten Eigenschaften eines Baugrundes von grosser Tragfähigk. voll auszunutzen. Diese Gründgs.-Arten sind also besonders dort zu empfehlen, wo unter einer wenig festen Schicht (Schlamm, Torf u. dergl.) eine solche von grosser Festigkeit sich findet, auf die man dann am zweckmässigsten einzelne Pfeiler setzt, deren Grundfl. den Baugrund voll belasten und die man oben über Wasser zum ganzen Fundam. vereinigt.

Anders bei Betonfundam., die man in einem Fangedamm herstellt. Bei diesem muss das Fundam., auch bei sehr tragfähigem Baugrunde, der Ausführung wegen, grösser angelegt werden, als es der Tragfähigk. des Baugrundes wegen nothwendig wäre. Für einen sehr tragfähigen Baugrund sind dieselben daher im allgemeinen nicht zu empfehlen. Sie finden besser ihren Platz auf einem mittelmässigen oder schlechten Baugrunde, der schon an und für sich eine Verbreiterung des Fundaments verlangt.

In dieser Beziehung ist häufig fehlgegriffen worden. Man findet noch neuerdings Brückenpfeiler bei 4—7 m Gründungstiefe mittels Fangedamm auf Fels, feste Kies- oder Lössschichten gegründet, wobei dann der Baugrund nur mit 2—3 kg/qcm beansprucht ist, während er recht gut 5 kg tragen könnte. Bei Anwendung von Senkbrunnen, wenn nöthig mit Luftdruckgründg. vereinigt, und bei Beanspruchung des Baugrundes wie eben angegeben, würde man in solchen Fällen bedeutende Ersparnisse erzielt haben.

Die Kosten der Fundam. auf Beton zwischen Spundwänden, mit oder ohne Pfahlrost, wachsen in mehr als einfachen Verhältnissen zur Tiefe  $t$ . Aber trotzdem sind bei der Berechnung der Tab. 3 die Kosten für 1 cbm derartiger Fundam. allgemein nur zu:  $p = a + \beta t$  angenommen worden, weil für die Entwicklung einer genauern Formel die Unterlagen fehlen; man kann also sicher sein, dass die erhaltenen Resultate für die Betongründung verhältnissmässig günstige sind.

Bei Fundam. für Kaimauern liegen die Verhältnisse für die Betonfundam. etwas anders. Dort sind einerseits keine Querwände aus Spundbohlen nothwendig, wie bei den Fundam. einzelner Pfeiler; andererseits muss man bei Anwendung der Brunnen oder Luftdruckgründg. die einzelnen Fundam.-Körper mit einander erst in Verbindung bringen, was noch besondere Kosten verursacht wenn diese Verbindung unter dem niedrigsten Wasserstande zu geschehen hat. Von einer solchen Anordnung kann aber bei Kaimauern wie auch bei Brückenpfeilern aus diesem Grunde nur abgerathen werden. Aber auch hier wird man bereits bei weit geringern Tiefen, als bis jetzt üblich ist, schon etwa bei 7—8 m unter Wasser die Luftdruckgründg. mit Vortheil anwenden, weil man das Mauerprofil weit besser ausbilden und in Folge dessen dem Betonfundam. gegenüber an Mauerw. sparen kann. In dieser Beziehung ist bei Kaimauer-Bauten die Luftdruckgründung auch der Brunnengründg. überlegen.

Zur Benutzung bei Aufstellung von Voranschlägen für die Kosten von Luftdruck- und Brunnen-Gründungen empfiehlt Verfasser folgende schon oben erwähnten Formeln:

#### Für eiserne Senkkästen:

$$\text{I a. } p = \frac{P\gamma}{Gt} + \frac{t_2[12 + (2t - t_2)0,4] + 20h}{t} + \frac{(132)}{200} + \frac{(226)}{(340 + 6t)d} + \frac{(4)}{nt} + \frac{(222)}{272a + 18n} + 50.$$

oder genau genug:

$$\text{I b. } p = \frac{P\gamma}{Gt} + \frac{(132)}{200} + \frac{(226)}{(340 + 6t)d} + \frac{(4)}{nt} + \frac{(222)}{272a + 18n} + 67.$$

Darin bedeuten:  $p$  Preis für 1 cbm Fundam., hierunter Grundfl.  $\times$  Abstand vom niedrigsten Wasserstd. verstanden,  $P$  Gewicht des eisernen Senkkastens<sup>2)</sup>,  $\gamma$  Preis f. 1 t Walzeisen des fertigen Senkkastens, einschl. der Anlieferung bis in das Gerüst,  $t$  Abstand der Fundament-Sohle vom niedrigsten Wasser (Gründungstiefe),  $G$  Grundfl. des Senkkastens in qm,  $h$  Höhe der Arbeitskammer in m,  $t_2$  Abstand der Fundament-Sohle von der Sohle des Flusses (Versenkungstiefe),  $d$  Anzahl der Senkkästen, die gleichzeitig mit verdichteter Luft gespeist werden sollen (massgebend für die Grösse der Luftpumpen),  $a$  Anzahl der Gerüste, für welche das Holz beschafft werden soll,  $n$  Anzahl der zu gründenden Pfeiler.

#### Für gemauerte Senkkästen:

$$\text{II a. } p = \frac{P_1\gamma}{Gt} + \frac{(132)}{200} + \frac{(226)}{(340 + 6t)d} + \frac{(4)}{nt} + \frac{(240)}{290a + 18(n-a)} + \frac{50(Gt + 0,4J)}{Gt} + \frac{t_2[12 + (2t - t_2)0,4]}{t}$$

oder genau genug:

$$\text{II b. } p = \frac{P_1\gamma + 20J}{Gt} + \frac{(132)}{200} + \frac{(226)}{(340 + 6t)d} + \frac{(4)}{nt} + \frac{(222)}{272a + 18n} + 62.$$

<sup>1)</sup> Ueber die Herleitung s. Zeitschr. d. Hannoversch. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1882, H. 4 u. 1884.

<sup>2)</sup> Ueber die Gewichte eiserner Senkkästen und Brunnenschlinge s. weiter unten.

Die Zeichen, welche sich hier aus Formel I wiederholen, haben dieselbe Bedeutung wie dort und ausserdem ist:

$J$  der von der Gestalt der Grundfl.  $G$  abhängige Inhalt des Hohlraumes der Arbeitskammer,  $P_1$  das Gew. des eisernen Brunnenschlingens nebst dem des Anschlusses für die Schachtröhre usw.

Die Formeln II setzen gemauerte einheitliche Senkkasten von der Grösse eines ganzen Pfeilerfundam. voraus. Wendet man statt deren mehrere runde an und gestaltet den Arbeitsraum kegelförmig mit einer Neigung der Seite von  $45^\circ$ , so lautet die Näherungsformel:

$$\text{IIc. } p = \frac{\Sigma(P) \gamma}{t \nu \pi r^2} + \frac{\frac{1}{\nu} \overset{(132)}{200} + \overset{(226)}{(340 + 6t)d} + \overset{(4)}{270} a + 18n}{nt} + \frac{\overset{(222)}{20} r}{3t} + 62.$$

$\Sigma(P)$  ist das Gewicht der eisernen Brunnenschlinge nebst Zubehör für sämtliche zu einem Fundam. gehörende Senkkasten,  $\nu$  die Anzahl derselben,  $r$  der Halbm. der Grundfl. eines Senkkastens.

Derartige Senkkasten lassen sich bei der kegelförmigen Gestalt ihrer Hohlräume sehr gut ohne Anwendung der verdichteten Luft nach Entfernung der Schleusen und Schachtröhre in gewöhnlicher Weise voll Beton schütten und es betragen bei solchem Verfahren die Kosten f. 1  $\text{cbm}$  nur:

$$\text{IId. } p = \frac{\Sigma(P) \gamma}{t \nu \pi r^2} + \frac{\frac{1}{\nu} \overset{(132)}{200} + \overset{(326)}{(340 + 6t)d} + \overset{(4)}{272} a + 18n}{nt} + \frac{1,67 r}{t} + 62.$$

Bei Formel IIc und IId ist angenommen, dass die Bögen zur Verbindung der einzelnen Fundamenttheile über Wasserspiegel liegen, bei sämtlichen Formeln ausserdem, dass die Senkkasten an Ketten von schwimmenden oder festen Rüstungen aus auf den Grund gesenkt werden.

Geschieht die Versenkung auf den Grund (bei eisernen Senkkasten) schwimmend mit Hilfe abnehmbarer eiserner Ummantelungen über der Decke, so lautet die Näherungsformel:

$$\text{III. } p = \left\{ \frac{P}{Gt} + \frac{P_m t_1 U a_1}{n G t} \right\} \gamma + \frac{\overset{(226)}{(340 + 6t)d} + \overset{(4)}{90}}{nt} + 68.$$

Ausser den bereits mitgetheilten Bezeichnungen bedeutet hier:

$t_1$  die Wassertiefe,  $U$  den Umfang des eisernen Senkkastens, bez. des Mantels über der Decke,  $a_1$  die Anzahl der anzuschaffenden Eisenmäntel,  $P_m$  endlich das Gew. des eisernen Mantels f. 1  $\text{qm}$  Umfläche desselben berechnet. Dasselbe beträgt einschl. der Versteifungen im Mittel 150 kg.

Für hölzerne Senkkasten, ähnlich den bei der East-River-Brücke versenkten mit Blechaussfütterung, berechnet sich der Preis von 1  $\text{cbm}$  Fundam. zu:

$$\text{IV. } p = \frac{\gamma (0,06 + 0,04 h_d) + 20h + h_d (\lambda - 50) + t_2 [12 + (2t - t_2) 0,4]}{t} + \frac{\overset{(226)}{(340 + 6t)d} + \overset{(4)}{80}}{nt} + \overset{(53)}{50}$$

oder genau genug:

$$\text{IV a. } p = \frac{\gamma (0,06 + 0,04 h_d) + 20h + h_d (\lambda - 50)}{t} + \frac{\overset{(226)}{(340 + 6t)d} + \overset{(4)}{80}}{nt} + 62.$$

Abgesehen von den bekannten Bezeichnungen bedeutet hierin:

$h_d$  die Stärke der hölzernen Decke in  $\text{m}$  und  $\lambda$  den Preis f. 1  $\text{cbm}$  Holz der Senkkasten-Konstruktion, einschl. der Arbeit zur Herstellung desselben;  $\gamma$  bezeichnet den Preis f. 1  $\text{t}$  der Blechverkleidung und der Bolzen.

Der Holzpreis wird nur in holzreichen Gegenden so niedrig sein, dass sich die Anwendung hölzerner Senkkasten gegenüber eisernen rechtfertigt. Ausnahmsweise kann ein hölzerner Senkkasten auch bei höhern Holzpreisen ökonomisch vortheilhaft werden, nämlich wenn die Tragfähigk. des Baugrundes eine sehr geringe ist und dieselbe mit der Tiefe nur allmählich zunimmt. In solchen Fällen würde ein Fundam. auf hölzernem Senkkasten mit recht starker Decke den Baugrund weit weniger belasten, als ein eiserner und jener brauchte in Folge dessen entsprechend weniger tief gesenkt zu werden.

Die Formeln haben nur Giltigkeit bis zu  $t = 20$  m. Darüber hinaus ist das Glied  $\frac{t_2}{t} \left\{ 12 + (2t - t_2) 0,4 \right\}$ , welches die Kosten der Erdarbeit ausdrückt, und in den Näherungsformeln durch 12 ersetzt ist, so wie das Glied  $\frac{20 h}{t}$ , welches die Kosten für das Ausmauern der Arbeitskammer in verdichteter Luft angiebt, zu vergrössern, weil bei bedeutendern Tiefen diese Arbeiten sich unverhältnissmässig vertheuern. Bei Tiefen von mehr als 14 m wendet man besser die genauern Formeln Ia und IIa anstatt der Näherungsformeln an, in denen für die Erdförderungen ein Durchschnittswerth angesetzt ist.

Endlich ist hinzu zu fügen:

1. dass die Formeln die Kosten  $p$  ohne Zuschlag eines erheblichen Unternehmer-Gewinns geben,

2. dass der Preis für 1 cbm gewöhnliches Fundam.-Mauerw., einschl. aller Nebenkosten zu 50 M. =  $\beta$ ,

3. der Preis von 1 cbm Mauerw. in verdichteter Luft usw. hergestellt, wie vor zu  $1,4 \beta = 70$  M.,

4. der Preis des Betons in gewöhnlicher Weise, aber in besonders guter Mischung ausgeführt usw. zu  $1,1 \beta = 55$  M. gerechnet ist, und dass:

5. die in Klammern beigetzten Ziffern den Preis  $p$  ergeben, wenn man annimmt, dass nach beendeter Gründung das Holz der Gerüste noch 20 % und die Maschinen usw. noch 33 % des Neuwerthes besitzen.  $p$  mit den grössern (untern) Zahlen berechnet, entspricht dagegen dem Neuwerth der Gerüste und Maschinen.

Alle Formeln beziehen sich auf Konstruktions-Formen und Bauweisen, wie sie in dem spätern Abschnitt über Luftdruck-Gründung als zweckmässig empfohlen werden. Es ist also beispielsweise ein eiserner Mantel über der Decke eiserner Senkkasten, wenn dieselben an Ketten auf den Grund hinab gelassen werden, nicht vorgesehen.

Für Luftdruck-Gründungen auf dem Trocknen fallen die Kosten für Senkketten  $\left( \frac{\binom{134}{200}}{n t} \right)$  usw. fort und diejenigen für die Gerüste vermindern sich, weil dann nur ein Krahn zum Abheben der Schleusen und Schachtrohre notwendig ist, von  $\frac{\binom{200}{272} + 18 n}{n t}$  auf nur  $\frac{\binom{27}{40}}{n t}$ . Desgl. wird in den Formeln für die Bodenbeförderung die Grösse  $t_2 = t$ . Die Formel Ia lautet dann:

$$V. \quad p = \frac{P \gamma}{G t} + \frac{20 h}{t} + \frac{\binom{226}{340} \binom{4}{6 t} d + \binom{27}{40}}{n t} + 62 + 0,4 t.$$

In derselben Weise sind für Gründungen auf dem Lande die Formeln Ib und IIa bis II d einschl. umzuändern.

Um zu ermitteln, welche Art der Luftdruck-Gründung im Wasser bei Annahme einheitl. Senkkasten von gleich grosser Grundfläche die billigere werden wird, hat man nach Weglassung der sämtlichen Formeln gemeinsamen Glieder, folgende 4 Ausdrücke zu vergleichen:

1. Eiserne Senkkasten von Gerüsten aus versenkt:

$$\frac{P \gamma}{G} + 0,4 h \beta + \frac{\binom{132}{200} \binom{226}{340} \binom{4}{6 t} d + \binom{222}{272} a}{n} + 18.$$

2. Eiserne Senkkasten mit Blechmänteln über der Decke ohne Gerüste versenkt:

$$\left\{ \frac{P}{G} + \frac{P_m t_1 U a_1}{n G} \right\} \gamma + (0,4 h + 0,1 t_1) \beta + \frac{\binom{226}{340} \binom{4}{6 t} d + \binom{60}{90}}{n}$$

3. Einheitliche gemauerte Senkkasten von Gerüsten aus versenkt:

$$\frac{P_1 \gamma + 0,4 J}{G} + \frac{\binom{132}{200} \binom{226}{340} \binom{4}{6 t} d + \binom{222}{272} a}{n} + 18.$$

## 4. Hölzerne Senkkasten ohne Gerüst versenkt:

$$(0,06 + 0,04 h_d) \gamma + 0,4 h \beta + h_d (\lambda - \beta) + \frac{\overset{(226)}{340} \overset{(4)}{+ 6 t} d \overset{(53)}{+ 80}}{n}$$

Wie der Preis  $\beta$  ( $= 50$  M.) des gewöhnlichen Mauerw. den örtlichen Verhältnissen entsprechend zu verändern ist, kann dies auch bei dem Gliede geschehen, welches die Kosten für die Gerüste darstellt:  $\left( \frac{\overset{(222)}{272} a}{n} + 18 \right)$ , das

aus  $\frac{\overset{(240)}{290} a + 18 (n - a)}{n}$  entstanden ist. Wegen etwaiger Veränderung der Ziffer 290 ist weiterhin das Nöthige mitgetheilt.

Den Preis  $\gamma$  für 1 t Eisen in der Formel IV u. 4 wird man besser etwas höher nehmen, als in den 3 übrigen. —

In gleicher Weise wie oben drückt sich bei Anwendung eiserner Brunnenschlinge der Preis für 1 cbm mit gewöhnl. gemauerten Senkbrunnen im Wasser hergestelltem Fundam. aus durch:

$$\text{Va. } p = \frac{U}{G t} \left\{ 0,1 \gamma + \frac{\overset{(66)}{100}}{\nu n} + \frac{\overset{(240)}{290} a + 18 (n - a)}{n} \right\} + 1,03 \beta + \frac{t_2}{t} \left\{ 2 \zeta + (2 t - t_2) \varphi \right\}$$

und bei Anwendung hölzerner Brunnenschlinge durch:

$$\text{VIa. } p = \frac{U}{G t} \left\{ 0,15 \psi + \frac{\overset{(66)}{100}}{\nu n} + \frac{\overset{(240)}{290} a + 18 (n - a)}{n} \right\} + 1,03 \beta + \frac{t_2}{t} \left\{ 2 \zeta + (2 t - t_2) \varphi \right\}$$

Hierin bedeuten:  $U$  den Umfang oder die Summe der Umfänge sämmtl. zu einem Fundam. gehörigen Brunnen,  $G$  die gesammte Grundfläche eines Fundam.,  $\nu$  die Anzahl der zu einem Fundam. gehörigen Brunnen, während  $p$ ,  $t$ ,  $n$ ,  $a$ ,  $t_2$  die früher angegebene Bedeutung haben.  $\beta$  ist wieder der Preis des gewöhnl. Mauerw., einschl. aller Nebenkosten (Transporte, Geräthekosten, Bauschuppen etc.),  $\gamma$  der Preis f. 1 t Gewicht des eisernen Brunnenkranzes,  $\psi$  der Kostenbetrag f. 1 cbm hölzerner Brunnenschlinge, einschl. des Arbeitslohns und der Bolzen,  $\zeta$  der Preis für 1 cbm der Bodenförderung zu Anfang der Senkung,  $\varphi$  die Zunahme des Erdförderungs-Preises mit der Tiefe.

Die letzten beiden Koeffiz. verändern sich mit den Schwierigkeiten, die der Baugrund bietet. Nach den bei dem Dömitzer Brückenbau angestellten Beobachtungen ist das Glied für die Bodenförderung in Formel Va u. VIa:

$$\begin{aligned} \text{bei sehr gutem Boden: } & \frac{t_2}{t} \left\{ 4,75 + (2 t - t_2) 0,6 \right\} \\ \text{bei mittlerem Boden: } & \frac{t_2}{t} \left\{ 6,5 + (2 t - t_2) 0,8 \right\} \end{aligned}$$

wenn man unter „mittlerem“ Boden einen solchen versteht, bei dem nur mittlere Schwierigkeiten: einzeln zu beseitigende Steine, Holzstücke usw. im Grunde vorkommen. Es würde dies der Bodenklasse 2 (Tab. 3) entsprechen.

Wenn mehr Hindernisse vorkommen, empfiehlt sich reine Brunnengründung nur noch bei geringen Tiefen in dem Falle, dass nicht Eile Noth thut, da die Beseitigung von Hindernissen den Fortschritt der Arbeit zu sehr stört.

Nimmt man die Brunnen als Kreise vom Halbm.  $r$ , und den Preis für das Mauerwerk (wie früher  $\beta = 50$  M.) und endlich für  $\zeta$  und  $\varphi$  die grössern Ziffernwerthe, so erhält man für eiserne Kränze:

$$\text{Vb. } p = \frac{2}{r t} \left\{ 0,1 \gamma + \frac{\overset{(66)}{100}}{\nu n} + \frac{\overset{(240)}{290} a + 18 (n - a)}{n} \right\} + 51,5 + \frac{t_2}{t} \left\{ 6,5 + (2 t - t_2) 0,8 \right\}$$

und für hölzerne:

$$\text{VIIb. } p = \frac{2}{r t} \left\{ 0,15 \psi + \frac{\overset{(66)}{100}}{\nu n} + \frac{\overset{(240)}{290} a + 18 (n - a)}{n} \right\} + 51,5 + \frac{t_2}{t} \left\{ 6,5 + (2 t - t_2) 0,8 \right\}$$

Bei Gründgn. auf dem Lande fallen die Kosten für Senkungs-Einrichtungen und Gerüste fort, und  $t_2$  wird  $= t$ . Die Formeln lauten dann:

für eiserne Kränze:  $Vc. p = \frac{2}{rt} 0,1 \gamma + 58 + 0,8 t$

und für hölzerne:  $VIc. p = \frac{2}{rt} 0,15 \psi + 58 + 0,8 t.$

Für Brunnen-Gründgn., bei denen, wie dies an späterer Stelle besprochen wird, auf einen leichten Uebergang zur Luftdruckgründg. Rücksicht genommen ist, und die sich für die Bodenkl. 3 u. 4 empfehlen, sind etwas stärkere Brunnenkränze, ferner bei Gründgn. im Wasser Gerüste und Senk.-Vorrichtungen so stark wie bei gemauerten runden Senkkasten nothwendig. Im Schluss der Auskragung ist eine Einklinkung zum Anbringen der Schachtrohre auszuführen und endlich sind kleine Luftpumpen etc. zu beschaffen. Unter Berücksichtigung aller Verhältnisse berechnet sich der Preis für 1 cbm der Fundam. für eiserne Kränze im Wasser zu:

$$VIIa. p = \frac{\gamma (0,15 U + 0,2 \nu)}{G t} + \frac{(358) (4)}{540 + 6 t} + \frac{(222)}{\nu n t} + \frac{(222)}{n t} + 51,5 + \frac{t_2}{t} \left\{ 6,5 + (2 t - t_2) 0,8 \right\}$$

Der Preis für die Gerüste  $\frac{(222)}{272 a + 18 n} + \frac{(240)}{290 a + 18 (n-a)}$ , welcher aus  $\frac{(240)}{n t}$  entstand, kann wieder den örtlichen Preisen entsprechend geändert werden.

Für Gründungen auf dem Lande sind die Brunnenkränze nicht schwerer nöthig als für gewöhnl. Senkbrunnen, weil dieselben von Anfang an überall aufstehen. Senkungs-Vorrichtungen und Gerüste fallen fort und  $t_2$  wird wieder =  $t$ . Wir erhalten dann:

$$VIIb. p = \frac{(0,1 U + 0,2 \nu) \gamma}{G t} + \frac{(226) (4)}{340 + 6 t} + 58 + 0,8 t$$

und dem entsprechend lauten die Formeln für hölzerne Kränze bei Gründgn. im Wasser:

$$VIIIa. p = \frac{0,2 U \psi + 0,3 \nu \gamma_1}{G t} + \frac{(358) (4)}{540 + 6 t} + \frac{(222)}{\nu n t} + \frac{(222)}{n t} + 51,5 + \frac{t_2}{t} \left\{ 6,5 + (2 t - t_2) 0,8 \right\}$$

und auf dem Lande:

$$VIIIb. p = \frac{0,15 U \psi + 0,3 \nu \gamma_1}{G t} + \frac{(226) (4)}{340 + 6 t} + 58 + 0,8 t.$$

$\gamma_1$  bedeutet in den beiden letzten Formeln den Preis für 1 t rohen Eisenguss und ist ungefähr =  $\frac{2}{3} \gamma$  der Formel VII a. u. VIII b.

Bei den Brunnengründgn. im Wasser ist stets angenommen, dass die Versenkung auf den Grund von Gerüsten aus an Ketten ausgeführt werde.

Sämmtliche Formeln (I—VIII) gründen sich theils auf eigene Aufzeichnungen, theils auf statistische Mittheilungen über neuere Brückenbauten, die in Regie ausgeführt wurden. Für andere Gründungsarten, namentlich alle diejenigen, bei welchen starkes Wasserschöpfen nothwendig ist (Fangedämme) müssten Formeln sehr unsichere Ergebnisse liefern, weil die Schwierigkeiten und Kosten dieser Arbeit unberechenbare sind; daher ist von Aufstellung solcher auch Abstand genommen, und es sind nur Grenzwerte zur Bestimmung vortheilhafter Verwendung ermittelt worden.

Zur weitem Beurtheilung der Kosten verschiedener Gründgs.-Arten folgen indess nachstehend noch einige Mittheilungen in Tabellenform. Es ist freilich stets unsicher aus einem Vergleich der von verschiedenen Bauten mitgetheilten Geldwerthe, die dort angewendeten Gründgs.-Arten in Bezug auf ihre Brauchbarkeit bezw. Billigkeit zu beurtheilen, weil bei solchen Ziffern örtliche Verhältnisse einen zu grossen Einfluss üben.

Zur Aufstellung der Tab. 4 sind ebenfalls, so genau als nach den Mittheilungen möglich, bei dem Beton-Fundam. die Kosten f. 1 cbm des Vergleichs-Fundam.  $G t$  (vergl. Fig. 250 u. 251) berechnet und aufgeführt; und zwar ist wieder, wie in der Tab. 2, S. 102, falls die Gründg. auf dem Lande geschah, der Einheitspreis in Kol. 15 gegen den in der Veröffentlichung mitgetheilten der Kol. 14 um 25 0/0 erhöht worden.

Auch hierzu sei erwähnt, dass die Beton-Fundam. bei der Annahme über die Grundfl. des Mauerw. als Fundam.-Fläche  $G$  zu günstig behandelt sind

Tab. 4. Kosten von Pfeiler-Fundamenten.

No.	Bezeichnung	Lage	Gründungsart	Tiefe unter N.-W.				Kosten			
				m	m	m	m	M.	M.	M.	M.
1	Lahn-Brücke bei Lollar	Landpfeiler	unmittelb. gemauert	1,28	87,49	87,49	112	5048	3944	45,1	56,4
2	"	" Strompfeiler	Senkbrunnen	5,0	64,25	64,25	321,25	29165	5840	—	90,78
3	"	"	aus Mauerwerk	4,1	64,25	663,43	19710	4808	—	—	96,88
4	"	"	unmittelb. gemauert	3,1	81,72	253,3	11254	4342	43,41	54,26	—
5	Fulda-Brücke bei Malsfeld	Fluthbrückenpfeiler	"	1,72	92,75	159,5	8611	5006	53,98	67,47	—
6	"	"	Betongründ. zwisch. Spundw.	2,42	103,6	250,7	7285	3010	29,60	37,30	—
7	"	"	u. Fanged.	2,66	143,8	—	29880	11230	—	—	—
8	Werra-Brücke b. Eschwege	Landpfeiler	mit hölz. Brunnen auf	3,5	30,06	30,06	105,21	4742	1355	45,07	56,34
9	"	"	Felsen gegründet	3,81	26,06	99,28	3404	983,5	34,28	42,85	—
10	"	"	auf den Fels gemauert	3,18	34,70	34,70	110,40	3596	1131	32,59	40,74
11	Rhein-Brücke bei Coblenz	Strompfeiler	auf 3 gemauert, Senkbrunnen	2,12	51,55	109,30	9345	4408	—	—	85,51
12	Mosel-Brücke bei Güls	"	auf Beton m. Betonfanged.	6,4	460	270	1728	116120	18144	—	67,20
			"	5,2	285	110	325	41440	14500	—	427,50
			"	2,45	—	—	—	—	—	—	—
13	Donau-Brücke b. Budapest	"	Luftdruckgründung	8,32	93,87	93,87	781	62085	7461	—	79,5
14	"	"	"	9,81	151,43	1485	104670	10870	—	—	70,5
15	Elb-Brücke bei Schandau	"	Pfahlrost u. Spundw.	5,63	128	721	40600	7211	—	—	56,31
16	"	"	Fanged. Beton in Spundw.	6	—	107	642	60000	10000	—	93,46
17	Weser-Brücke in Bremen	"	Beton m. eiserner Pfeiler- umhüllung	3,47	110,6	110,6	384	54987	17846	—	142,27
18	Marne-Brücke bei Nogent	"	Eisen-Umhüllung	—	—	—	—	—	—	—	—
19	Brücke über die Creuze	"	Hölzerner Mantel	7	230	230	1610	204594	29171	—	126,83
			"	4	171	171	684	64313	16078	—	94,02

1) Für die beiden letzten Brücken sind in der Quelle (Zeitschr. f. Bauw.) die Kosten f. 1 Mauerwerk bis zum N.-W., sowie für das Bagern unter die Gründgs.-Kosten nicht mit aufgenommen; in unsern Gesamtkosten sind dieselben aber mit enthalten. Bei der Rhein-Brücke stehen alle 3 Pfeiler unmittelbar auf dem Fels, daher  $t =$  der Tiefe in Sp. 1. Bei der Moselbrücke steht ein Pfeiler unmittelbar auf dem Fels, daher  $t$  nur = 2,45 + 0,5 m. Bei beiden Brücken ist für  $g$  die Grundfl. des untersten Mauerabsatzes genommen, die verhältnissmäßig sehr gross ist. Bei beiden Brücken sind die Verwaltungskosten nicht mit einbezogen.

2) Die Zahlen sind aus den Mittheilungen von Seeffhner (Zeitschr. d. Hannov. Archit.-u. Ingen.-Ver. 1877) ermittelt. Die Kosten stellen die Selbstkosten einsehrl. Tilgung und Verzinsung des Anlagekapit. und Kosten für Unterhalt, der Geräte und Masch. dar.

3) Ob Verwaltungs- und Tilgungskosten f. Masch. und Geräthe in obigen Kosten enthalten sind, ist nicht angegeben.

4) 110,6 qm ist das Mittel aus der Summe der 5 Strompfeiler Grundfl. In dem Preise ist Mauerw. und Beton unter + 0 mit gerechnet, der Preis für das Mauerw. ist aus den Mittheilungen von Berg in der Zeitschr. d. Hann. Archit.-u. Ingen.-Ver. 1869 ermittelt.

5) Der Biechmantel ist mit 0,4 Frc. f. 1 kg berechnet, die Kosten f. d. Baggerung zu 1 M. f. 1,1 ehm des vom Fundam. verdrängten Raumes, 1 ehm Beton, wie in Tab. 2, zu 60 M.

6) Beton und Mauerw. wieder 60 M. gerechnet.

und in Folge dessen die Kosten f. 1  $\text{cbm}$  bei ihnen zu gering erscheinen gegenüber denjenigen der mit Brunnen- oder Senkkasten hergestellten Fundam. Man erkennt dies leicht aus der betr. Kol., welche die Kosten für 1 m der Gründungs-tiefe  $t$  bei den verschiedenen Fundam. enthält. Dieselben bieten bei Fundam., welche gleichen Zwecken dienen, (z. B. bei solchen der Pfeiler von Eisenbahn-Brücken gleicher Breite und Spannweite) einen Vergleichswerth, der jedenfalls richtiger ist, als die auf 1  $\text{cbm}$  der wirklichen Beton- oder Mauermassen berechneten Kosten.

Allerdings sind auch die Zahlen dieser Kol. nur mit Vorsicht zu vergleichen und nur so lange brauchbar, als die Tiefen  $t$  der zu vergleichenden Fundam. verschiedener Gründungs-Arten möglichst gleich sind, weil bei verschiedenen Gründungs-Arten die Kosten sich mit der Tiefe in ungleicher Weise ändern. Namentlich weicht in dieser Beziehung die Luftdruckgründung von allen übrigen ab, da bei ihr der Preis f. 1  $\text{cbm}$  oder f. 1 m (steigend) des Fundam. sich mit der Tiefe vermindert, so dass der geringste Werth des Einheitspreises erst in Tiefen eintritt, bis zu denen man bisher nicht vorzudringen wagte, weil der menschliche Körper ausser Stande ist, den dieser Tiefe entsprechenden Luftdruck zu ertragen. Bei der Luftdruckgründung machen die Kosten für den Senkkasten und die Maschinen einen sehr bedeutenden Theil der Gesamtkosten aus, der, je nach der Anzahl der zu gründenden Fundam., auf welche sich derselbe vertheilt,  $\frac{1}{3}$  und mehr von den Gesamtkosten erreicht. Da auch die Anzahl der Fundam. den Beitrag der Geräthekosten zu den Gesamtkosten von 1  $\text{cbm}$  vermindert, so wäre es ein unrichtiges Vorgehen, wenn man bei einem grossen Brückenbau etwa nur den am tiefsten stehenden oder überhaupt den schwierigsten Pfeiler mittels Luftdruckgründung ausführen wollte, die übrigen anders. Am zweckmässigsten würde man in diesem Falle alle Pfeiler, bei denen mit einiger Gewissheit Hindernisse zu erwarten sind, mit Luftdruck gründen, die übrigen mit Senkkasten, (bei denen für den Bedarfsfall ein leichter Uebergang zur Luftdruckgründung vorgesehen worden ist).

Es folgt hier endlich eine Tabelle aus einer Arbeit des französischen Ingenieurs Liébaux<sup>1)</sup>, in welcher die Kosten von Gründungen:

1. in Spundwand-Umschliessung mit einem einfachen Erddamme hinter derselben (für Fluthbrücken-Pfeiler),
2. in Umschliessungen mittels gewöhnlicher Kasten-Fanged. aus doppelten Holzwänden mit Erdfüllung,
3. in Umschliessungen aus hölzernen kalftarteten Wänden, die im ganzen fertig gestellt und versenkt wurden,
4. mittels Luftdruckgründung bei Anwendung eiserner verlorder Senkkasten,
5. mittels einer Vereinigung aus Luftdruckgründung mit Fanged.-Gründung mitgetheilt werden.

Bei allen 4 betr. Brücken waren die Verhältnisse sehr gleichartige. Der Baugrund bestand überall aus Fels (Kalkstein); die Pfeiler tragen gewölbte Eisenbahnbrücken von gleicher Breite, und es war nur die Spannweite der Bögen der Brücke von Laroche geringer (18 m) als die der 3 andern (24 m).

Die Bauwerke sind aber theilweise von Bauunternehmungen ausgeführt und insbesondere gilt dies von denjenigen, bei denen verdichtete Luft angewendet wurde. Ausserdem sind die Kosten des Mauerw. bis 1,2 m über N. W. mit aufgenommen, was bei den zum Theil sehr geringen Tiefen nicht ohne Einfluss ist. Dennoch sind die Verhältnisse bei sämtlichen Bauwerken so gleichartige, wie man es selten findet und es eignen sich die Mittheilungen daher vorzüglich um auf Grund derselben Schlüsse auf den Werth der einzelnen Gründungs-Arten zu ziehen. Man ersieht z. B. unmittelbar, wie schnell die Kosten bei Gründungen in freier Luft wachsen, sobald die Wasserbewältigung auf Schwierigkeiten stösst, wenn man die Einheitskosten von Pos. 6 mit denen von 5 u. 4 vergleicht.

Die hohen Kosten der Pfeiler, Pos. 15 u. 16, erklären sich aus der geringen Masse der Fundam., auf welche der ganze Betrag der Geräthekosten entfällt. Bei grösserer Tiefe würden sich die Einheitspreise, wie früher hervorgehoben, bedeutend vermindern. Liébaux berechnet unter sorgfältiger Berücksichtigung aller Verhältnisse für gleiche Gründungs-Tiefen und im übrigen gleiche Verhält-

<sup>1)</sup> Ann. d. Ponts et Chauss. 1881, S. 323.

Tab. 5 nach Liébeaux.

Pos.	Bezeichnung der Brücke und der Pfeiler	Gründungsart	Tiefe unt. Wasser m	Kosten f. Lieferg. u. Arb., die		Gesamtkosten M.	Wirkl. Kub.-Inhalt des Fundam. bis 1,2 m über W. cbm	Preis für 1 cbm	
				v. Unternehm. ausgef. wurden M.	in Regie ausgef. wurden M.			ein-schl. des Materials M.	aus-schl. M.
I. Brück. b. Laroche über die Isle:									
1	Pfeiler 1 (Strompf.)	Kastenfanged. aus doppelt. Holzwänd. mit Erdfüllung.	2,70	6197,5	5392,8	11590,3	98,82	117,28	111,07
2	" 2		2,80	6099,9	4185,6	10285,5	92,60	109,20	102,40
II. Brück. b. Beynac über die Dordogne									
3	Pfeil. 1 (Fluthrück-Pfeiler)	Einfache Spundw. u. Erdreich zur Sicherg. gegen Hochw. <sup>1)</sup>	3,10	5995,2	10452,7	16447,9	154,18	107,20	91,20
4	Pfeiler 2 (Strompf.)	Hölz. kalfat. Kasten ohn. Bod., i. ganzen gefert. u. verskt. <sup>2)</sup>	3,00	9118,8	10778,4	19897,2	156,00	127,20	104,00
5	" 3 "		3,10	14026,0	10183,2	24209,2	152,71	152,80	134,40
6	" 4 "		3,20	13025,4	26544,7	39570,1	182,29	216,80	195,20
III. Brücke b. Pech über die Dordogne:									
7	Pfeiler 3 (Strompf.)	Gründg. mit Luftdruck in gewöhnl. Art auf eisern. verlorenen Senkkast.	4,10	—	—	Für alle 4 Pfeiler 80000	Alle 4 Pfeil. 666,46	—	—
8	" 4 "		3,90	—	—			—	—
9	" 5 "		4,00	—	—			—	150
10	" 6 "		4,00	—	—			—	—
IV. Brücke b. Garrit über die Dordogne:									
11	Pfeiler 6 (Fluthbr.)	Einfach. Spundw. u. Erdreich z. Sicherg. geg. höher. Wass. <sup>3)</sup>	1,80	3668,0	1535,4	5203,4	73,5	—	70,80
12	" 5 Pfeiler)		2,00	5744,4	5195,8	10940,2	91,5	—	118,96
13	" 4 (Strompf.)	Hölz. kalfat. Kasten ohn. Bod., i. ganzen gefert. u. versenkt.	2,20	7720,2	6026,9	13747,1	86,65	—	158,64
14	" 3 "		2,30	7053,6	4719,2	11772,8	84,76	—	138,88
15	" 2 "		2,00	—	—	Zus. 42000	Zus. 131,80	—	318
16	" 1 "		1,90	—	—	—	—	—	—

<sup>1)</sup> Als Strompf. mit 25% Zuschlag; wie bei der vorigen Tab. erhöht sich der Preis auf 114 M.

<sup>2)</sup> Bei diesem Pfeiler waren besondere Schwierigk. zu überwinden; der Felsgrd. enthält grosse Höhlungen, die mit dem Flusse in Verbindung standen. Dieselben mussten geöffnet und ausgefüllt werden.

<sup>3)</sup> Als Strompf. mit 25% Zuschlag; wie bei der vorigen Tab. erhöht sich der Preis auf 98,5 bzw. 148,7 M.

Tab. 6. (Die Tiefe beträgt ungefähr 2 m unter Wasser).

Bezeichnung.	Mit 1 Spundw. u. Erdamm (nur auf dem Lande zu gebrauchen). M.	Mit kalfat., im ganzen versenkt. Kasten. M.	Mittels Luftdruck- und Fanged.-Gründg. vereinigt. M.
	Preis der Herstellung für 1 cbm . . . . .	96	144
Mittlere Kosten eines Pfeilers bis 1,2 m über Wasser . . . . .	8 000	12 800	10 400
Dauer der Herstellung . . . . .	30 bis 40 Tage.	40 bis 50 Tage.	15 bis 20 Tage

Tab. 7. (Die Tiefe beträgt ungefähr 4 m unter Wasser).

Bezeichnung.	Mit einer Spundw. und Erdamm. M.	Mit Kasten-Fanged. aus 2 Wänden u. Erdfüllg. M.	Mit kalfat., im ganzen versenkt. Kasten. M.	Mit gewöhnl. Luftdruck-Gründg. m. verlor. eisern. Senkk. M.	Mittels vereinigt. Luftdruck- und Fanged.-Gründg. M.
	Preis der Herstellung für 1 cbm . . . . .	80	104	120	120
Mittlere Kosten eines Pfeilers bis 1,2 m über Wasser . . . . .	12 000	16 000	20 000	20 000	14 400
Dauer der Herstellung . . . . .	30-40 Tage.	40-50 Tage.	40-50 Tage.	20-30 Tage.	20-30 Tage.

nisse für die verschiedenen Gründgs.-Arten, die in den Tab. 6 u. 7 zusammen gestellten Kosten und Zeiten. Bei den Luftdruck-Gründungen sind schwimmende Rüstungen voraus gesetzt.

Am Schlusse seiner Betrachtung kommt Liébaux ebenfalls zu der Ansicht, dass bei Tiefen von mehr als 5<sup>m</sup> die gewöhnl. Luftdruck-Gründg. angewendet werden solle. Bei Tiefen zwischen 4 u. 5<sup>m</sup> und auch bei noch geringern empfiehlt er, wenn man nicht durch das Hochwasser unterbrochen werden will, Luftdruck-Gründg. mit Fanged.-Gründg. zu vereinen.

Gründgn. mit Luftdruck in gewöhnlicher Weise und in der Vereinigung mit Fanged.-Gründg. können, wie endlich zu erwähnen, nicht von Hochwasser u. dergl. zerstört werden, während die 3 übrigen Gründgs.-Arten nur in günstiger Jahreszeit, die Gründg. mittels eines Erddammes, ausserdem nur auf dem Lande oder in stehendem Wasser ausführbar sind.

Die schliesslich folgende Tab. 8 ist einer Arbeit des Ingenieurs Séjourné<sup>1)</sup> entlehnt. Dort sind 82 Brücken in Betracht gezogen, bei denen Luftdruck-Gründg. angewendet wurde; von denselben sind in Tab. 8 indessen nur die seit dem Jahre 1879 ausgeführten aufgenommen worden, weil die älteren grössern theils nicht mehr als Muster dienen können. Es sei besonders auf die der Tab. beigefügten Anmerkungen verwiesen, welche über die Art und Weise der Vergebung der Arbeiten an die Unternehmer Auskunft bieten. Aus den Preisen in der Tab. geht hervor, dass die Kosten f. 1 cbm mit der Tiefe abnehmen, wie dies auch vom Verfasser in den Formeln, S. 104 ff., zum Ausdrucke gebracht ist.

In den Tabellen 6 u. 7, S. 111, ist auch die Dauer der Herstellung der Fundam. für kleinere Pfeiler und geringere Tiefen angegeben. Im Nachstehenden soll die Zeit für grössere Tiefen und grössere Pfeiler ermittelt werden. Nehmen wir zum Vergleich wieder den Pfeiler einer 2 gleisigen Eisenbahn-Brücke von etwa 75 qm Grundfläche des aufgehenden Pfeilermauerw. an, so würde bei gutem Baugrunde die Grundfl. etwa 80 qm betragen, wenn die Gründg. mit Senkbrunnen oder Luftdruck ausgeführt würde. Bei einer Gründg. auf Beton mit oder ohne Pfahlrost mittels Fanged. sei die Sohle des Betonbettes etwa 160 qm. Die Tiefe der Gründg. *t* (in dem Sinne aufzufassen, wie in den Tabellen S. 102 u. 103) betrage 7<sup>m</sup>, die Wassertiefe 3<sup>m</sup>, die Tiefe der Pfahlwand- und Grundpfahlspitzen sei 9<sup>m</sup> unter 0. Dann veranschlagt sich die für die Arbeit im Strome erforderliche Zeit wie folgt:

1) Luftdruckgründung.	
Anfertigung der Gerüste . . . . .	30 Tage
Aufhängung des eisernen Senkkastens und Ausmauerung von Konsolen . . . . .	4 "
Versenkung bis — 7 <sup>m</sup> (für 1 <sup>m</sup> 3 Tage) . . . . .	21 "
Ausmauern des Senkkastens . . . . .	4 "
Abbrechen der Rüstung, Entfernen der Schleusen usw. . . . .	8 "
Feiertage und Unterbrechungen kommen bei der Art des Betriebes nicht vor, sollen indessen für etwaige Betriebsstörungen veranschlagt werden mit . . . . .	8 "
]Summa 75 Tage	
2) Brunnengründung, guten Baugrund voraus gesetzt.	
Herstellung der Rüstungen . . . . .	30 Tage
Aufmauerung und Senkung der 3 Brunnen . . . . .	36 "
Betonirung und Ausmauerung der Brunnen, einschl. der Pause zum Erhärten des Betons . . . . .	20 "
Abbrechen der Rüstung . . . . .	8 "
Feiertage, Unterbrechungen . . . . .	10 "
Summa 104 Tage	
3) Betonfundam. ohne Grundpfähle.	
Herstellung der Rüstung . . . . .	30 Tage
Einrammen von etwa 53 <sup>m</sup> Pfahlwand von 10 <sup>m</sup> Länge, davon 6 <sup>m</sup> im Boden, bei Anwendung von 2 Dampf-Kunstrammen . . . . .	14 "
Herstellung der Betonsohle von — 6 bis — 3 = 3.160 = 480 cbm Beton (1 Tag etwa 100 cbm) . . . . .	5 "
Herstellung des Fanged. einschl. der Füllung desselben mit Beton . . . . .	10 "
Pause zum Erhärten des Betons . . . . .	10 "
Auspumpen und Dichtmachen einzelner Quellen, Reinigen und Ebenen d. Betonoberfläche . . . . .	3 "
Ausführen von 3.80 = 240 <sup>cbm</sup> Fundam.-Mauerw. (etwa 20 Maurer) . . . . .	7 "
Entfernung des Fanged., Abschneiden der Pfahlwand unter Wasser . . . . .	8 "
Abbrechen der Rüstungen . . . . .	8 "
Feiertage, Unterbrechungen . . . . .	10 "
Summa 105 Tage	

1) Ann. d. Ponts et Chauss. 1883, Février.

Die Zeitdauer für Herstellung eines Beton-Fundam. auf Pfahlrost ist ungefähr ebenso gross wie vor. Die Zeit für Betonirung und Mauerung vermindert sich; dafür tritt die für das Einrammen und Abschneiden von etwa 130 Grundpfählen hinzu. Bei Luftdruck- und Brunnen-Gründgn. kann man sehr bequem statt der festen Rüstungen schwimmende anwenden, welche vorher fertig zu stellen sind. Dadurch vermindert sich die Arbeitszeit im offenen Strome um 30 Tage + 8 Tage für das Abbrechen. Für die Herstellung der Pfahlwände wendet man wohl stets feste oder höchstens Senkrüstungen an. Letztere kann man auch vorher abbinden, aber nicht so schnell entfernen. Die Arbeitsdauer wird sich also bei Beton-Fundam. um höchstens 30 Tage vermindern lassen.

Wir haben dann folgende Arbeitszeiten:

Art der Rüstung	Luftdruck-Gründg.	Brunnen-Gründg.	Beton Gründg. mit oder ohne Grundpf.
Feste Rüstung . . . .	75 Tage	104 Tage	105 Tage
Schwimmende- bzw. Senk-Rüstung . . . .	37 „	66 „	75 „

Für Brunnen- und Beton-Gründgn. sind dies so knapp bemessene Zeiten, dass sie kaum eingehalten werden können. Hindernisse im Baugrunde können namentlich Brunnen-Gründgn. sehr bedeutend verzögern, während die Fertigstellung der Beton-Fundam. von höhern Wassertänden oder Undichtigkeiten der Fanged. aufgehalten wird. Bei Luftdruck-Gründgn. wirken derartige Hindernisse wenig störend. Eine Verzögerung ist höchstens in Folge des Versagens der Luftpumpen zu befürchten, für die daher Ersatz in Bereitschaft gehalten werden muss. Andererseits sind aber bei Anwendung eiserner Senkkasten und falls die Apparate neu beschafft werden sollen, 3 Monate für die Anfertigung und Lieferung dieser Gegenstände zu rechnen, die indessen die eigentliche Bauzeit nicht zu verlängern brauchen.

Als Beispiele aus der Praxis seien erwähnt:

In Dömitz wurden die 6 Stropfweiler unter Anwendung fester Rüstungen in 8 Monaten fertig gestellt. Es waren dabei stets gleichzeitig 2 in der Versenkung begriffen. Versenk.-Tiefe 12,24 m unter N. W.

Bei Barby wurden die Stropfweiler auf je 2 Brunnen von künstlichen Inseln aus bis etwa 9 m unter N. W. versenkt. Die Fertigstellung dauerte mit allen Unterbrechungen für 1 Fundam. etwa 120 Tage. Dabei wurden keine Hindernisse angetroffen; es trat aber eine kurze Unterbrechung durch Hochwasser ein.

Auch bei dem Dömitzer Bau fiel in die Gründungszeit ein aussergewöhnliches Hochwasser, das aber die Arbeit ebenso wenig beeinträchtigte, wie das Antreffen starker Hölzer im Boden. —

Ueber die Dauer von Beton-Gründungen liegen genauere Angaben bisher nicht vor. —

Die billigste und schnellste aller Gründgs.-Arten dürfte diejenige auf eisernen Schrauben- oder Scheibenpfählen sein. Die schmiedeisernen 9 Pfähle für den Maplin-Leuchthurm kosteten ohne Material für Arbeitslohn und Rüstung nur rot. 6000 M. und es wurde täglich 1 Pfahl etwa 7 m tief eingeschraubt, wobei im ganzen 40 Arbeiter beschäftigt waren. —

Der Natur der Sache nach, werden Gründgn. in Senkkasten mit unterm Boden ohne Pfahlrost wenig Zeit erfordern, weil man die Senkkasten bereits vor Beginn der eigentlichen Bauzeit fertig stellen kann, und in denselben an Ort und Stelle dann jeden Tag etwa 0,33 m Fundam.-Mauerw. auszuführen im Stande ist. Das Einebnen der Sohle und das Umschliessen der Baustelle durch Faschinenwände oder leichte Spundwände nach 3 Seiten vor dem Versenken kann bequem in 3 Wochen ausgeführt werden. Sollen die Senkkasten auf Rostpfähle gestellt werden, so wird die Bauzeit durch Rammen und Abschneiden derselben sich etwa verdoppeln. Bei der Parnitz-Brücke in der Bresl.-Schweidn.-Freib. Eisenbahn erforderte das Versenken des Drehbrücken-Pfeilers auf den fertigen Pfahlrost nur 12 Tage, ausschliessl. des Ausmauerns der 7, auf einem hölzernen Boden stehenden runden Brunnen.

Tab. 8. Mittheilungen über einige neuere Luftdruck-Gründungen im Auslande (nach Séjourné).

No.	Jahr d. Ausföhr.	Bezeichnung der Bauwerke	Fluss	Anzahl der Fundam.	Tiefe unt. N.W. bezw. unt. ordn. Flöhe. d. Meer.	Grundfläche qm	Baugrund	Dauer der Senkung u. Ausfüllung Tage	Ganzes Inhalt cfm	Kosten im ganzen M.	Kosten f. 1 cbm M.
1	1876	Tournon	Donx Eyrien	4	6-8	—	—	—	1755,0	—	88,00
2	1877	Beauchastel } Rhoneuferbahn	Garonne	1	10,2	48,3	4,25 m Kies, 2,45 m Tuffst.	135	492,66	44.800	90,94
3	"	Hängebr. St. Pierre zu Toulouse	Seine	1	7	41,62	1,15 m "	105	338,10	33.600	99,38
4	1877	Strassenbrücke zu Rouen	Moor b. Hocnard	2	11,77	—	3,68 m Lehm, 1,77 m Sand u. Kies, 0,63 m Kreide.	30 u. 78	979,73	106.474,7	110,32
5	"	Eisenbahnbrücke b. Hocnard	Ruisseau u. d. Moor b. Hocnard	2	14,00 u. 13,85	—	Lehmig. Torf auf fast die ganze Tiefe; übr. d. Fels. eine Lage lehm. Sand.	25 u. 20	1273,0	103.600 <sup>1)</sup>	81,6
6	1877-78	Eisenbahnbrücke bei Credo	Rhone	1	8,0	46,58	3 m Gerölle, 0,7 m harter Thon, 3 m sandig., sehr harter Thon.	—	739,2	12.000	92,36 <sup>2)</sup>
7	"	Eisenbahnbrücke bei Étrembières	Arve	1 Landpf.	6,0	92,4	—	—	129,6	19.000	92,46
8	"	Eisenbahnbrücke bei Navilly	Saone	1 Mittelpf.	6,0	26,73	—	—	129,6	14.400	117,29
9	"	Eisenbahnbrücke bei Pinsagnel	Donbs	4 "	1 à 8, 1 à 9, 4 à 10	44,01	—	—	1408,0	16.000	117,76 <sup>3)</sup>
10	"	Strassenbrücke zu Pinsagnel	Garonne	6 "	—	44,01	—	—	2407	—	80,11
11	1878	Kleine Eisenbahnbr. b. Épinay sur Seine	Garonne	1 Brücken.	6,5	37,84	Altes Mauerv., Kies, Sand, Tuffst.	86	245,96	30.400	128,58
12	1878-1879	Eisenbahnbrücke bei Remoulins	Seine	1 Mittelpf.	5,34	100,80	Alluvium, Schlack, Sand.	62	906,19	61.629	—
13	"	Eisenbahnbrücke bei St.-Esprit	Ardeche	1 Brückenpf.	8,57	100,80	—	22	588,27	39.288	73,6 <sup>4)</sup>
14	"	Eisenbahnbrücke bei Bagnols	Ceze	1 Brückenpf.	6,92	60,56	—	18	519,0	43.582	—
15	1879	Eisenbahnbrücke bei Valentine	Garonne	1 Mittelpf.	6,02	107,1	Lehmiger Sand.	23	741,13	52.181	—
16	"	Eisenbahnbrücke bei Empalot	Garonne	1 "	8,17	63,41	—	25	644,74	46.396	76,47 <sup>4)</sup>
17	"	Eisenbahnbrücke bei Thonon	Gardon	1 "	8,63	—	—	13	518,06	43.388	—
18	"	Eisenbahnbrücke bei Langoiion	Ardeche	3	6,00	46,4	—	19	1044,00	—	81,6 <sup>5)</sup>
19	"	Eisenbahnbrücke bei Louhaus	Ardeche	3	9,00	36,09	—	28	—	—	81,2 <sup>5)</sup>
20	1879-1880	Eisenbahnbrücke bei Cahors	Lot	4	8,00	36,8	Altes Mauerv., Sand u. Kies, Kalkfelsen	27, 15 u. 72	824	36.500	89,0 <sup>6)</sup>
21	1880-1881	Eisenbahnbrücke bei Nantes	Loire	5	7,00 1. M. Mittelpf. 5,54	44,93	—	72	824	—	84,3 <sup>6)</sup>
22	1880	Eisenbahnbrücke bei Pech	Dordogne	1	8,00	31,84	—	40	—	—	—
23	"	Eisenbahnbrücke bei Garrit	"	2	4,10	—	—	—	—	—	—
24	"	Eisenbahnbrücke bei Ramous	Gave de Pau	2	3,90	—	—	—	—	—	—
25	1880-1881	Eisenbahnbrücke bei Albias	Aveyron	3	4,0	—	—	—	—	—	—
26	"	Brücke bei Marmande	Garonne	2	2,00	—	—	—	—	—	—
27	"	Viadukt ebenda	Vorland der Garonne	5	1,90	—	—	—	—	—	—
28	1881-1882	Eisenbahnbrücke b. Castagnède	Gave d'Oloron	21	8,00	41,65	Schwache Kiesschicht, Kalkfelsen.	—	666,46	80.000	120
29	1882	Brücke bei Saumur	Loire	15	5-7	33,8	—	—	131,80	33.600	254,4 <sup>10)</sup>
30	1876	Eisenbahnbrücke von la Mare	la Mare	5	8,45	—	—	—	1006	53.040	52,8 <sup>11)</sup>
31	"	Eisenbahnbrücke b. San Miguel	Fluvia	2	5,85	—	—	—	1286,42	96.327	74,92
32	1877	Eisenbahnbrücke b. Subiranigas	Ter	3	9,74	—	—	—	—	—	—
33	"	Eisenbahnbrücke bei Empalme	Riere de Santa Coloma	1	9,00	—	—	—	—	—	—
34	"	Eisenbahnbrücke bei Morterell	Llobregat	1	8,20	—	—	—	—	—	—
35	"	Eisenbahnbrücke bei Morterell	Llobregat	1	8,00	30,16	—	—	—	—	—

1) Einbehalten 3600 M. für allem. Unkosten und Oberleitung des Banes.  
 2) Bei mehr als 8 m Tiefe erhielt der Untern. einen um 56,1 M. höhern Preis, bei weniger als 8 m einen um 26,66 M. niedrigeren.  
 3) Bei mehr als 6 m Tiefe wurde der Einheitspreis bei dem Mittelpfeil um 59,86 M. erhöht, bei weniger als 6 m um 29,91 M. vermindert.  
 4) Es galten folgende Preise f. 1 cbm: Mittelpf. 95 M., Widerl. 72 M., Ueber 9 m 68 M., Von 6-9 m 80 M., Von 7-10 m 119,84 M., Von 10-13 m 2920 M., Von 4-7 m 89,68 M.  
 5) Der Preis für 1 cbm wurde um 64 M. erhöht wenn die Tiefe grösser, als die verträglich. festgesetzt wurde, um 32 M. vermindert, wenn sie geringer blieb, als diese.  
 6) a) Man traf den Felsen auf der Toulonser Seite 2 m höher an, als auf der Bayonner. Um das Fundam. mindestens 0,1-0,15 m in dem Felsen einzusenken, gebrauchte man 15 Tage, desgl. für die Ausfüllung des Senkkastens 42 Stunden. b) Mittlerer Preis, den Untern. für die ausgef. Tiefe v. 13,75 m erhielt. Die Preise in Ihrer Reihenfolge sind nachstehende:  
 f. 1 steig. m. d. Vers. f. 1 cbm 67,83 M.  
 f. 1 steig. m. d. Vers. f. 1 cbm 2160 M.  
 f. 1 steig. m. d. Vers. f. 1 cbm 2920 M.  
 Die ersten 4 m waren mit im ganzen 15.900 M. bezahlt.  
 Wenn man von N. W. an rechnend die Durchsch.-Preise bildet, so hat man folgendes Ergebnis: Von 0-4 m Tiefe 193,34 M. Von 0-10 m Tiefe 86,93 M. in ihrer Reihenfolge sind neben- f. 1 steig. m. d. Vers. f. 1 cbm 89,68 M. stehende: Von 0-4 m 5400 M. Von 4-8 m 2960 M. Von 8-12 m 3200 M. Bildet man wieder die Durchsch.-Preise von N. W. so erhält man: Von 0-4 m Tiefe 150,90 M. Von 0-8 m Tiefe 116,11 M. Von 0-12 m Tiefe 103,33 M. Die Tiefen sind vom Sockel an gerechnet, welcher bei den Widerl. 4 m und bei dem Mittelpf. 0,7 m über N. W. liegt.  
 9) Das Mauerv. ist ausschl. mit Zement-Mörtel (1 Zem., 2 Sand) hergestellt.  
 10) Die 2 Mittelpf. sind hergestellt, die unter verdichteter, die unter freier Luft.  
 11) Das Mauerv. wurde von der Bauperwallig. hergestellt; der Untern. füllte nur den Senkkasten mit Beton, der ihm fertig an den Pfeiler geliefert wurde.  
 12) Bei der grossen Brücke bezahlte man f. 1 cbm; bis 9 m Tiefe 58,32 M., über 9 m Tiefe 55,08 M. Bei geringerer Tiefe als 9 m wurde der Preis um 29,16 M. vermindert. - Bei dem Viadukt waren die entspr. Zahlen 57,67, 54,43 und 28,51 M. Inb. desselben nur 3/4 von dem Produkte aus Grund. Tiefe, so ist der wirkl. Inhalt zu Grunde, so erhält man ungefähr 76 M. f. 1 cbm.

No.	Jahr d. Ausföhr.	Bezeichnung der Bauwerke	Fluss	Anzahl der Fundam.	Tiefe unt. N.W. bezw. unt. ordn. Flöhe. d. Meer.	Grundfläche qm	Baugrund	Dauer der Senkung u. Ausfüllung Tage	Ganzes Inhalt cfm	Kosten im ganzen M.	Kosten f. 1 cbm M.
21	1880-1881	Eisenbahnbrücke bei Nantes	Loire	5	7,00 1. M. Mittelpf. 5,54	44,93	—	—	—	—	—
22	1880	Eisenbahnbrücke bei Pech	Dordogne	1	4,10	—	—	—	—	—	—
23	"	Eisenbahnbrücke bei Garrit	"	2	3,90	—	—	—	—	—	—
24	"	Eisenbahnbrücke bei Ramous	Gave de Pau	2	4,0	—	—	—	—	—	—
25	1880-1881	Eisenbahnbrücke bei Albias	Aveyron	3	2,00	—	—	—	—	—	—
26	"	Brücke bei Marmande	Garonne	2	1,90	—	—	—	—	—	—
27	"	Viadukt ebenda	Vorland der Garonne	5	8,00	41,65	Schwache Kiesschicht, Kalkfelsen.	—	666,46	80.000	120
28	1881-1882	Eisenbahnbrücke b. Castagnède	Gave d'Oloron	21	5-7	33,8	—	—	131,80	33.600	254,4 <sup>10)</sup>
29	1882	Brücke bei Saumur	Loire	15	8,45	—	—	—	1006	53.040	52,8 <sup>11)</sup>
30	1876	Eisenbahnbrücke von la Mare	la Mare	5	9,74	—	—	—	1286,42	96.327	74,92
31	"	Eisenbahnbrücke b. San Miguel	Fluvia	2	9,00	—	—	—	—	—	—
32	1877	Eisenbahnbrücke b. Subiranigas	Ter	3	8,20	—	—	—	—	—	—
33	"	Eisenbahnbrücke bei Empalme	Riere de Santa Coloma	1	8,00	—	—	—	—	—	—
34	"	Eisenbahnbrücke bei Morterell	Llobregat	1	8,00	30,16	—	—	—	—	—

Wenn man von N. W. an rechnend die Durchsch.-Preise bildet, so hat man folgendes Ergebnis: Von 0-4 m Tiefe 193,34 M. Von 0-10 m Tiefe 86,93 M. in ihrer Reihenfolge sind neben- f. 1 steig. m. d. Vers. f. 1 cbm 89,68 M. stehende: Von 0-4 m 5400 M. Von 4-8 m 2960 M. Von 8-12 m 3200 M. Bildet man wieder die Durchsch.-Preise von N. W. so erhält man: Von 0-4 m Tiefe 150,90 M. Von 0-8 m Tiefe 116,11 M. Von 0-12 m Tiefe 103,33 M. Die Tiefen sind vom Sockel an gerechnet, welcher bei den Widerl. 4 m und bei dem Mittelpf. 0,7 m über N. W. liegt.  
 9) Das Mauerv. ist ausschl. mit Zement-Mörtel (1 Zem., 2 Sand) hergestellt.  
 10) Die 2 Mittelpf. sind hergestellt, die unter verdichteter, die unter freier Luft.  
 11) Das Mauerv. wurde von der Bauperwallig. hergestellt; der Untern. füllte nur den Senkkasten mit Beton, der ihm fertig an den Pfeiler geliefert wurde.  
 12) Bei der grossen Brücke bezahlte man f. 1 cbm; bis 9 m Tiefe 58,32 M., über 9 m Tiefe 55,08 M. Bei geringerer Tiefe als 9 m wurde der Preis um 29,16 M. vermindert. - Bei dem Viadukt waren die entspr. Zahlen 57,67, 54,43 und 28,51 M. Inb. desselben nur 3/4 von dem Produkte aus Grund. Tiefe, so ist der wirkl. Inhalt zu Grunde, so erhält man ungefähr 76 M. f. 1 cbm.

## B. Die wichtigsten Gründungsarten.

### I. Befestigung schlechten Baugrundes.

#### a. Verdichtung des Bodens.

Wenn der tragfähige Grund so tief liegt, dass Sparsamkeits-Rücksichten es verbieten, bis zu demselben hinab zu gehen, hilft man sich durch künstliche Verdichtung. Diese geschieht:

1. Durch Einschlagen 1—2<sup>m</sup> langer Pfähle, wozu die Viermänner-Ramme benutzt wird. Im Gegensatz zu dem Zweck eines Pfahlrostes beschränkt sich der Zweck der sogen. Füllpfähle auf die Verdichtung des Bodens in der obern Schicht. Das Verfahren ist nur da zulässig, wo die Pfähle stets unter Wasser bleiben; vielfach wird dasselbe in Venedig benutzt.

2. Durch Einrammen von Schotter oder Bauschutt, oder hochkantig gestellten Steinen in den losen Grund; dabei wird ebenfalls die Viermänner-Ramme oder ein Fallwerk benutzt. Es werden so lange weitere Schichten aufgebracht bis Probelastungen eine ausreichend grosse Tragfähigkeit ergeben. Bei Beurtheilung der Tragfähigkeit ist indessen Vorsicht nöthig, wenn der Boden elastisch ist, wie z. B. Thon, da die Tragfähigkeit sich im Thonboden mit der Zeit vermindert. Es ist daher zweckmässig, die Probelastung einige Wochen lang auf den verdichteten Boden wirken zu lassen.

3. Durch Eintreiben von Pfählen, welche wieder ausgezogen werden, um darnach die Pfahllöcher mit Sand zu füllen (durch Schlämmen, sogen. Sandpflocke). Das vereinzelt angewendete Verfahren geschieht mit der Absicht die Last des Bauwerks durch die Sandpfeiler auf den festen Baugrund zu übertragen, was aber schwerlich erreicht wird.

4. Vorüber gehende Belastung mit Erde, Sand usw. Namentlich bei Moorboden hat man dies Verfahren (wie die Anwendung der Sandpflocke) ausgeübt. Dabei kommt es aber leicht vor, dass der Boden seitlich ausweicht und gehoben wird, so dass die Sandlage schliesslich bis auf den festen Grund versinkt und nun selbst als Baugrund benutzt werden muss. Man wird bei Ausführungen auf künstlich verdichtetem Boden die Fundamentflächen möglichst gross anlegen und sie nach oben hin auch nicht zu schnell an Stärke abnehmen lassen. Der Neigungswinkel der Seitenflächen des Fundaments muss mindestens 45° sein.

#### b. Verbreiterung der Fundamente.

Dieselbe ist ausreichend, wenn die Bodenbeschaffenheit eine minder ungünstige ist, wie bisher voraus gesetzt ward. Da in breiter Lage ausgeführtes Mauerwerk dieselben Dienste leistet, ist die Anwendung eines Betonbettes nur gerechtfertigt, wenn der Preis des Betons ein geringerer als der von Mauerwerk ist.

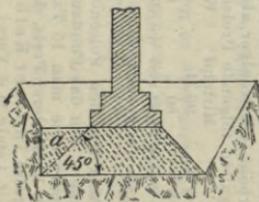
##### a. Betonbett.

Liegt die Fundament-Sohle über Wasser, so kann man ein Betonbett

herstellen, indem man den Beton fest einstampft. Die Breite der Betonbettung ist so zu wählen, dass eine Linie, die von der Aussenkante der Mauerwerks-Sohle unter 45° nach der Betonsohle gezogen wird, ungefähr die Aussenkante der letztern trifft, Fig. 252. Bei solcher Breite darf der Beton ziemlich mager gemacht werden. Die Ecktheile a des Betonkörpers können fortgelassen werden.

In neuerer Zeit ist vielfach die Herstellung der Betonlage auf die ganze Grundfläche eines Hochbaues ausgedehnt worden, mit dem Nebenzweck allerdings, das Eindringen von Grundwasser durch die Kellersohlen, wie auch den Zutritt der Grundluft abzuhalten.

Fig. 252.



Eins der ältesten bekannten Beispiele dieser Art bietet die Nikolaikirche in Hamburg, welche auf einem (1846 ausgeführten) 2,5 m starken Trassbeton-Bett steht; unter dem Thurm ist die Stärke des Betonbettes auf 3,45 m erhöht worden. Zu mehrer Vorsicht wurden in den Beton noch zahlreich Band-eisen-Streifen eingebettet. — Bei der Hamburger Börse beträgt die Stärke des Betonbettes 1,6 m, bei dem Geschäfts-Gebäude der Deutschen Bank daselbst 1,5 m.

Bei sehr ungünstiger Boden-Beschaffenheit, unterlagernden mächtigen Schichten von Moor- und Torfboden, geht man in Hamburg einen Schritt weiter, indem man die Stärke des Betonbettes etwas einschränkt, dafür aber unter demselben Grundpfähle einrammt. Und zwar schlägt man unter den Umfassungsmauern 2 Pfahlreihen, während übrigens die Pfähle überall in gegenseitigen Abständen von etwa 1 m eingetrieben werden, ohne dass man dabei auf die Lage der Scheidewände Rücksicht nimmt. Die Stärke des Betonbettes wird bei schweren Gebäuden zu etwa 1 m angenommen. — Diese Gründungsweise ist als sehr solide und namentlich als sichernd gegen Brüche der Betonplatte bei ungleichmässiger Belastung oder grosser Boden-Verschiedenheit anerkannt; ein Nebenvorzug derselben besteht darin, dass die Rammarbeiten keine sonderliche Genauigkeit in Bezug auf die Stellung der Pfähle erfordern.

Für weniger sicher als die Anordnung einer auf Grundpfählen lagernden Betonplatte gilt in Hamburg das dort ebenfalls übliche Verfahren, auf die in 1 m Stärke und noch darüber zu schüttende Betonschicht unter den Umfassungs- und Scheidewänden I-Träger zu strecken. Es werden Profile von 170 bis 180 mm Höhe angewendet und es liegen unter den Umfassungsmauern die Träger doppelt, mit verwechselten Stössen, unter den Scheidemauern einfach; unter letztern werden sie in möglichst grossen Längen genommen. Stoss- oder Eckverbindungen werden nicht ausgeführt. Derartige Fundirungen haben bei ungünstiger Lastvertheilung oder sehr schlechten Boden-Verhältnissen sich nicht völlig bewährt: die Gefahr von Brüchen der Betonplatte ist nicht ganz ausgeschlossen, namentlich dann nicht, wenn im Boden etwa alte Fundamentreste, Baumstümpfe oder Steinblöcke stecken, auf die beim Senken des Gebäudes die Platte sich aufsetzt.

### β. Liegender Rost.

Er ist nur unter Wasser liegend anwendbar. Hauptsächlich für Hochbauten oder kleinere Brücken und Durchlässe in Gebrauch, erleichtert er nicht nur die Herstellung des Fundament-Mauerwerks, indem er für dasselbe eine feste ebene Grundlage bietet, sondern bringt auch die einzelnen Theile des Fundaments in Verbindung. Bei kleinern Brücken und Durchlässen bildet man zu letzterm Zwecke, indem man die Querswellen durchgehen lässt, für beide Widerlager einen gemeinsamen Rost.

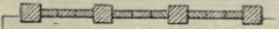
Fig. 253. 

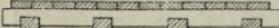
Fig. 254. 

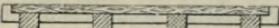
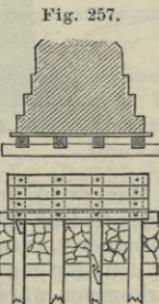
Fig. 255. 

Fig. 256. 

Fig. 257. 

Wo Unterspülung durch fließendes Wasser oder Quellen im Boden zu befürchten sind, sichert man den Rost durch Steinschüttung, Faschinen oder Spundwände. Letztere müssen ausser Zusammenhang mit dem Roste bleiben, weil sie sonst ungleiches Setzen veranlassen. Sie sind auch vor dem Verlegen des Rostes zu schlagen und bevor der Boden für das Fundam. unter Wasser ausgehoben wird, weil beiderlei Arbeiten in der Spundwand-Umschliessung nach Trockenlegung der Baugrube leichter ausführbar.

Die Fig. 253—257 stellen verschiedene Anordnungen liegender Roste im Querschnitt dar. Gewöhnlich verlegt man zu unterst die Querswellen

(20—30 cm stark) in 1,0 m bis 1,5 m Entfernung von einander. Die Langschwelle (etwas stärker als jene) werden in Abständen von 0,5 m bis 1 m mit den Querschwelle 5 bis 6 cm tief überschritten, aber nicht verkämmt. Die Befestigung geschieht durch hölzerne oder eiserne Nägel. Auf den Querschwelle werden die Langschwelle mit Hakenblatt gestossen, unter Verletzung der Stösse.

Welche der skizzirten Formen, Fig. 253, 254 u. 256, auch gewählt wird, stets muss man darauf achten, dass die Hölzer in der Längenrichtung des Rostes — welche hauptsächlich eine gleichmässige Lastvertheilung bewirken sollen — möglichst wenig geschwächt werden. Aus diesem Grunde sind auch die Bohlen mit verwechselten Stössen über den Querschwelle zwischen die Langschwelle zu legen. Alle Hohlräume unter dem Bohlenbelag müssen mit Schotter, Beton oder Kies gut vollgestampft werden.

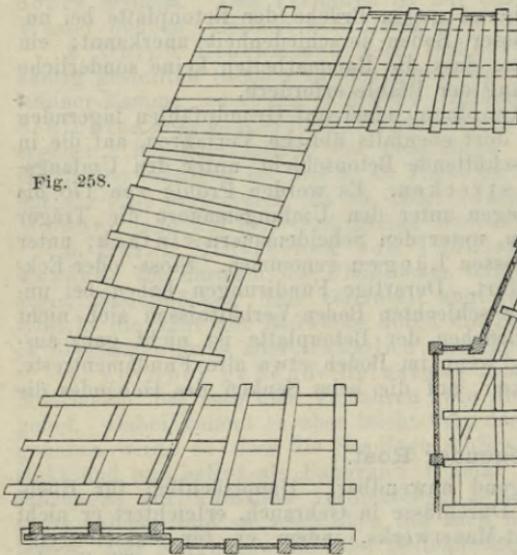


Fig. 258.

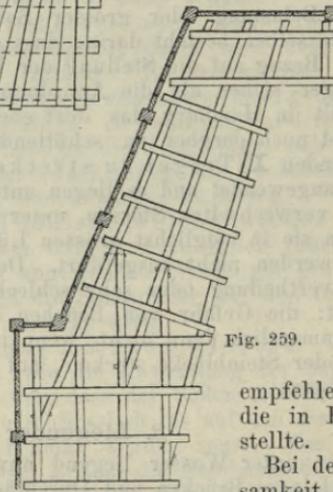


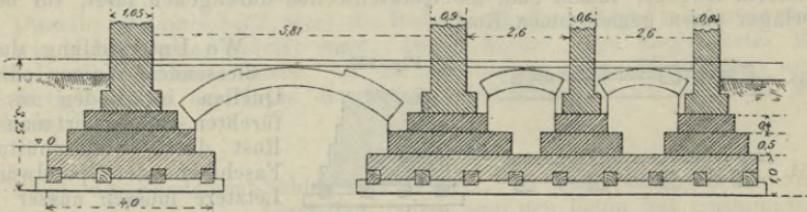
Fig. 259.

Am Zusammenstoss zweier Flügel unter einem Winkel, gehen die Langschwelle des einen Flügels über diejenigen des andern am besten mit Verkämmung fort, Fig. 258. Die Anordnung ist

empfehlenswerther als die in Fig. 259 dargestellte.

Bei der grossen Biegsamkeit des Holzes ist stets ein ungleiches Setzen des Fundam. und

Fig. 260.



die Entstehung von Rissen im Mauerwerk zu befürchten, wenn es nicht gelingt, die Belastung der Flächeneinh. des Bodens überall nahezu gleich gross zu machen. Diese Gefahr wird bedeutend vermindert, wenn man nirgends einzelne Fundamente ausser Verbindung mit den übrigen lässt (etwa nicht einzelne Pfeiler mauert), sondern wo solche vorkommen würden, sie durch Einlegen umgekehrter Gewölbe oder Durchführung des Mauerwerks in gute Verbindung mit dem übrigen Fundam.-Mauerwerk bringt. Wenn umgekehrte Gewölbe starken Stich erhalten, so dass die Kämpfer hoch über Rostfläche liegen, muss man den durch Setzen des Gebäudes eintretenden Gewölbeschub event. durch Verankerungen aufheben.

Vereinigung des liegenden Rostes mit Betonschüttung wandte

v. Ferstel bei der Gründung des Verwaltungsgebäudes für den österr.-ungar. Lloyd in Triest an, Fig. 260. Indessen erscheint es nach dem eben Gesagten nicht zweckmässig, dass die Scheidewauern nur auf Bögen stehen, welche die Hauptmauern mit einander verbinden. Das 4 theilige Fundament ist 3,25<sup>m</sup> tief. Die unterste 1<sup>m</sup> starke Schicht ist durch einen starken Rost aus Lärchenholz gebildet, der eine Betonschicht trägt. Da der Rost nur wenig breiter als die Betonsole ist, so erfüllt er hauptsächlich den Zweck, für den noch losen Beton eine feste Unterlage zu bieten. Auf der Betonschicht liegen 2 Schichten aus Massegno-Blöcken, einem Stein der in Platten bis 2<sup>m</sup> Länge und 0,5<sup>m</sup> Stärke bei Triest bricht und auf diesem endlich ruht das Bruchstein-Mauerwerk. Die Grösse der einzelnen Fundamentflächen ist möglichst entsprechend dem Wechsel in der Tragfähigkeit des Baugrundes gewählt worden. Die durchschnittl. 15<sup>cm</sup> betragende Setzung des Gebäudes zeigte anfänglich 6<sup>cm</sup> als grössten Höhenunterschied, später, nach Anbringen der Steinverkleidung, etwas mehr. Diese Verhältnisse sind mit Rücksicht auf den Umstand, dass der Baugrund bis 29<sup>m</sup> Tiefe aus Meeresschlamm besteht und benachbart stehende Gebäude bedeutende Unterschiede in der Höhenlage der Gliederungen zeigen, als günstige zu bezeichnen. Trotzdem ist Verfasser der Ansicht, dass das Ergebniss noch besser ausgefallen sein würde, wenn man auch unter den Scheidewänden durchgehenden Rost mit darüber liegenden umgekehrten Gewölben angewendet hätte.

### γ. Umgekehrte Gewölbe.

Zwischen den einzelnen Fundam.-Theilen auch ohne Schwellrost angewendet, nennt man dieselben Erdbögen. Man macht, der bequemen Ausführung halber, unter dem ganzen Fundament eine schwächere Betonschicht, oder stampft auch nur eine Schicht Schotter oder Kies in den Grund, um für die aus losem Mauerwerk herzustellenden Bogen-Lehren eine feste Unterlage zu haben. An den Bogen-Kämpfern müssen, wenn die Pfeiler nicht reichliche Stärke erhalten, Verankerungen angebracht werden, namentlich an den Ecken.

Bei sehr ungünstiger Beschaffenheit des Baugrundes würde man noch einen Schritt weiter gehen können, dadurch, dass man gegenüber liegende Wände durch umgekehrte Kappen- oder Kreuzgewölbe verbindet, und so die ganze Bodenfläche, welche das Gebäude bedeckt, zum Tragen bringt, Fig. 263.

Fig. 261.

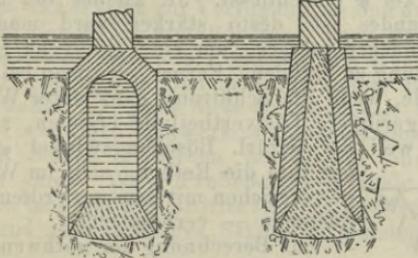
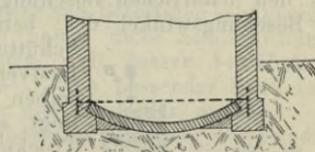


Fig. 262.



Fig. 263.



Eine ähnliche Anordnung würde auch bei Fundam. von Pfeilern mit Nutzen zu treffen sein. Wären z. B.

Brückenpfeiler in einem Baugrund her-

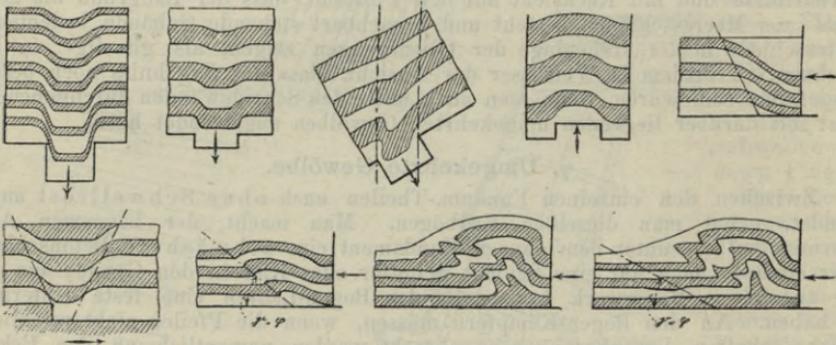
zustellen, der mit der Tiefe nur sehr allmählich an Tragfähigk. zunimmt, so würde — bei gleicher Grösse der Grundfl. — die Anordnung nach Fig. 261, den Baugrund weit weniger belasten, als diejenige nach Fig. 262, bei welcher über der Grundfl. ausser dem Mauerwerk noch ein Theil nassen Erdraths von ungefähr demselben Gewichte lagert. Betreffs der Belastung der Grundfl. ist also die Wirkung dieselbe, als wären die Seitenwände des Brunnens bis zur Sohle senkr. aufgeführt. Dazu ist die Reibung am Brunnenumfang vermindert, während bei der Anordnung nach Fig. 261 die Reibung voll zur Geltung kommt, und das Gewicht des Fundam. um das Gewicht eines Mauerkörpers von der Grösse des Hohlrums, weniger dem Gewicht der darin enthaltenen Wassermenge, vermindert ist. — Das Wasser im Hohlraum muss vor Frostzutritt gesichert sein.

### 8. Sandschüttung<sup>1)</sup>.

Dieses schon im Alterthum bekannte Verfahren ist neuerdings mit Recht besonders im Hochbau sehr in Aufnahme gekommen. Man nimmt gewöhnlich an, dass der Druck, welchen das Fundam. auf die Sandschüttung ausübt, kegelförmig mit einem Winkel der Seiten von  $45^{\circ}$  nach unten sich fortpflanzt; doch ist dies bisher noch nicht durch Versuche festgestellt worden<sup>2)</sup>.

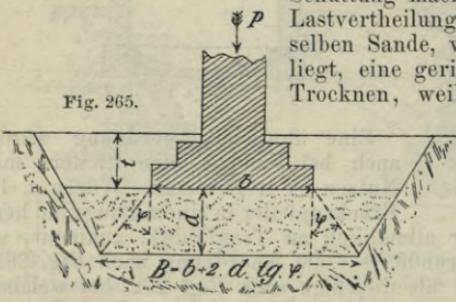
Aus Mittheilungen von Forchheimer<sup>3)</sup> scheint — wenigstens für eine bestimmte Beschaffenheit des Sandes — hervor zu gehen, dass die Ausdehnung nach den Seiten hin mit der Tiefe nicht so schnell wächst. Es liegen, wie die unter No. 264 beigefügten Figuren anschaulich machen, die Verschiebungen, welche das Hinaufdrücken eines Stößels im Boden eines mit verschieden gefärbten Sandschichten gefüllten Gefäßes bewirkt, in einem abgestumpften Kegel mit wesent-

Fig. 264.



lich steilern Seiten als vor angegeben. Die Ausbreitung des Drucks wird erzeugt durch die Reibung der vom Druck getroffenen Sandkörner gegen die seitlich von ihnen liegenden, nicht unmittelbar belasteten; jene muss daher abhängig sein von dem Reibungskoeff., d. h. von der Tangente des natürl. Böschungswinkels  $\varphi$  des Sandes. Diese Auffassung führt zu der Vermuthung, dass die Böschungslinie der Verbreiterung mit der Senkrechten günstigsten Falles den natürlichen Böschungswinkel  $\varphi$  einschliesst. Je kleiner der natürliche Böschungswinkel des betr. Sandes ist desto stärker wird man die Schüttung machen müssen, um eine genügend grosse Lastvertheilung zu erzielen. Ferner wird man bei demselben Sande, wenn die Schüttung ganz unter Wasser liegt, eine geringere Lastvertheilung erzielen, als im Trocknen, weil der natürl. Böschungswinkel  $\varphi$  und mit ihm die Reibung sich im Wasser — verglichen mit dem nur erdfeuchten Zustande — vermindert.

Zur Berechnung der nothwendigen Stärke, welche man einer Sandschüttung geben muss, um den Baugrund nur mit einem bestimmten Drucke zu belasten, diene Folgendes:



<sup>1)</sup> Litteratur über ausgeführte Sandschüttungen: Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 487; Bau des Hamburger Bahnhofs in Berlin. — Notizbl. d. Archit. u. Ingen.-Ver zu Hannover. 1851—52, S. 26. Gefangenhaus zu Rehburg. — Zeitschr. f. Bauw. X, S. 213; Thüring. Bahnhof in Leipzig. — Deutsch. Bauzeitg. 1875, S. 375; Bahnhofs-Hochbauten der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn. — Ann. industrielles 1872, Juli, S. 6; Kunstbauten in den Moorstrecken der Bahn von Bordeaux nach Pauillac.

<sup>2)</sup> Wochenbl. d. Ver. deutsch. Ingen. 1882, S. 53.

<sup>3)</sup> Nach Versuchen, welche der Verf. anstellte, wird der Winkel möglicher Weise nur = dem halben natürl. Böschungswinkel  $\varphi$  sein, so dass in den folgenden Formeln statt  $\varphi$  nur  $\frac{\varphi}{2}$  zu setzen wäre. Vergl. auch Handb. d. Ingen.-Wissensch. Bd. II, Abth. 2, S. 196, 1. Aufl.

Ist, Fig. 265,  $b$  die Breite der gemauerten Fundam.-Sohle,  $t$  die Tiefe derselben unter der Erdoberfläche,  $\varphi$  der natürl. Böschungswinkel des Sandes,  $d$  die gesuchte Stärke der Sandschüttung,  $B$  die Sohlenbreite derselben,  $\gamma$  das Gew. von 1 cbm Sand, Hinterfüllungserde und Fundam.-Mauerwerk im Durchschnitt,  $k$  die zulässige Belastung des Baugrundes, kg/qm (die etwa durch Versuche zu ermitteln ist),  $P$  die Belastung, welche das Bauwerk in Höhe der Erdoberfläche auf 1 m Länge des Fundam. ausübt, so gilt fürs Gleichgew. die Bedingung:

$$(b + 2d \tan \varphi) k = P + \gamma (b + 2d \tan \varphi) (d + t)$$

Diese Gleichg. nach  $k$  aufgelöst giebt:  $k = \frac{P}{b + 2d \tan \varphi} + \gamma (d + t)$ .

Hat man die Stärke  $d$  für die Sandschüttung angenommen, so kann man aus der letzten Gleichg. leicht den Druck berechnen, welchen der Baugrund unter der Sandschüttung dabei erfährt. Ist umgekehrt die zul. Belastung  $k$  ermittelt, so erhält man aus der Gleichg. eine quadrat. Gleichg. zur Berechnung von  $d$ .

Für eine Sandschüttung, die ganz über Grundwasser liegt, kann man  $\varphi = 40^\circ$ ,  $\tan \varphi = 0,839$ ,  $\gamma = 1800$  annehmen. Dann lautet die obige Gleichg.

$$k = \frac{P}{b + 1,678d} + 1800 (d + t)$$

Liegt die Sandschüttung ganz unter Wasser, so wird  $\varphi$  geringer, etwa  $= 24^\circ$ ,  $\tan \varphi = 0,445$ ,  $\gamma$  dagegen durchschnittl.  $= 2000$  kg. Dafür geht die Formel über in:

$$k = \frac{P}{b + 0,89d} + 2000 (d + t)$$

Die Belastung  $k$  nimmt ab mit wachsender  $\tan \varphi$ , also mit zunehmendem Böschungswinkel; daher muss man möglichst scharfen und nicht zu feinen Sand für die Schüttungen wählen.

Führt man Sandschüttungen unter Grundwasser-Spiegel aus, so darf das Wasser nicht von unten aus in die Schüttung eindringen, muss daher unter derselben geschöpft werden. Um den Sand dicht zu lagern, bringt man ihn in dünnen Lagen von etwa 15 cm Stärke auf, schlämmt diese durch Aufgiessen von Wasser und Ausschöpfen desselben aus einem tief liegenden Sumpf und befestigt sie ausserdem durch Schlagen oder Stampfen. Beim Rammen werden zweckmässig dünne Bretter auf die Schüttung gelegt, auf welcher auch die Arbeiter stehen, da diese beim unmittelbaren Betreten den Boden wieder lockern würden.

Hat man Walzen zur Verfügung, so sind auch diese zum Befestigen sehr geeignet.

Auf der Bahn von Bordeaux nach Pauillac haben dicke Sandschüttungen auf Moorboden sich als Fundam. der Kunstbauten weit besser bewährt, als zur Verdichtung des Bodens eingerammte Pfähle<sup>1)</sup>. Wo passender Sand leicht zu beschaffen ist, kann diese Gründungsart daher nur empfohlen werden.

Bei wichtigen Bauwerken empfiehlt sich probeweise Belastung der Fundam., um das Setzen derselben herbei zu führen, bevor es dem fertigen Bau schaden kann. Wird Probelastung nicht angewendet, so thut man gut, das Gebäude langsam mit schnell bindendem Mörtel aufzuführen, um ein langsames und gleichmässiges Setzen zu erzielen.

## II. Gründungen auf Beton unter Wasser<sup>2)</sup>.

Dient bei Gründungen in trockner Baugrube der Beton gewöhnlich nur dem Zweck der Sohlen-Verbreiterung, so soll derselbe bei Gründungen im Wasser sehr häufig ausserdem den Wasserzudrang zur (auszuschöpfenden) Baugrube hindern; er muss also hier nicht nur fest, sondern auch dicht sein.

Bei vielen Fundam. wird der Beton durch das darauf stehende Bauwerk nur auf Druckfestigkeit beansprucht werden, indem man die Schicht so stark machen

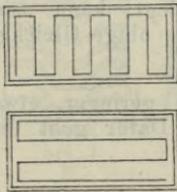
<sup>1)</sup> Ann. industr. 1872, Juli, S. 6.

<sup>2)</sup> Zeitschr. f. Bauw., 1882; Weichsel-Brücke bei Graudenz. — Ebenda 1881; Rheinbrücke bei Coblenz. — Ebenda 1881; Moselbrücke bei Güls. — Ebenda 1880; Lahnbrücke bei Wetzlar. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover, 1877; Ruhrbrücke bei Düsseldorf.

kann, dass sie, wenn das Wasser aus der Baugrube entfernt ist, durch ihr Gewicht dem auf die Sohle wirkenden Wasserdrucke das Gleichgewicht hält. Dieser Zustand wird eintreten, wenn die Stärke des Betons bei Verwendung von Ziegelstein-Schotter etwa 0,63 der Höhe der drückenden Wassersäule ist, bei Verwendung von Bruchstein-Schotter etwa 0,5.

Bei andern Fundam., z. B. bei solchen von Schleusen und Trockendocks ist man nicht immer in der Lage in der Stärkenbemessung so weit zu gehen; in solchen Fällen wird die Betonschicht wenigstens während der Bauzeit auf Biegungs-Festigkeit beansprucht werden. Da nun die Zugfestigk. des Betons nur zu etwa 0,1 von dessen Druckfestigk. angenommen werden darf, so wird man dem obern Theile der Schüttung ganz besondere Sorgfalt widmen müssen und es ist darnach anzurathen, denselben nöthigen Falls aus einer verbesserten Mischung herzustellen, die namentlich mehr Mörtel enthält.

Fig. 266, 267.



Geschieht die Versenkung mit Trichtern, so muss die oberste Lage in der Querrichtung, Fig. 266, geschüttet werden. Denn würde man dieselbe in der Längenrichtung, Fig. 267, schütten, so wäre dadurch die Erreichung der nöthigen Festigkeit des Bettes in Frage gestellt, weil vielleicht die einzelnen Längsstreifen in Folge der Schlamm-Bildung nicht gut an einander binden möchten. —

Da auf dem Wege von der Bereitungsstelle des Betons bis zur Schüttungsstelle unter Wasser vielfache Gelegenheit zu kleinern Verlusten an der Masse geboten ist, und da Verluste auch durch Absonderung von Kalkschlamm durch Auswaschen feiner Mörtel- und Sandtheile entstehen, so ist bei der Massenberechnung der Materialien zu Beton, der unter Wasser verbraucht werden soll, auf ein gewisses „Mehr“ zu rücksichtigen. Dass dies Mehr mit vielfachen Umständen wechselt, liegt auf der Hand. Unter ungünstigen Umständen wird man den betr. Koeffizienten zu 1,25, unter günstigen zu 1,1, daher wenn das Betonbett die Masse  $M$  enthält, als Betonmasse  $\frac{1,1}{1,2} (M)$ , annehmen können.

Ist  $T$  die Gesamtzahl der Materialien-Theile, aus welchem der Beton besteht, und sind  $t_1, t_2, t_3, t_4, \dots$  die Zahlen der Einzeltheile, so muss jeder Einzeltheil in der Betonmenge in dem Verhältniss  $\frac{t}{T}$  vertreten sein. Wenn da-

her auch die sogen. Ausgiebigkeitszahl, d. h. das Verhältniss  $\frac{v}{1}$  der Gesamtmenge der Rohmaterialien zur Menge des Betons ( $M$ ) bekannt ist, (häufig wird  $v$  zwischen 1,2 und 1,5 liegen; Genaueres darüber s. im Band II), so berechnen sich die Massen der Einzelmaterialien, die zu einem unter Wasser herzustellenden Betonbett der Masse  $M$  erforderlich sind, aus den allgemeinen Beziehungen:

$$m_1 = \frac{1,1}{1,2} \left\{ \frac{t}{T} v \right\} M; \quad m_2 = \frac{1,1}{1,2} \left\{ \frac{t}{T} v \right\} M. \quad \text{usw.}$$

Soll z. B. ein Beton der Mischung: 3 Th. Kalk, 1 Th. Trass, 10 Th. Sand und 15 Th. geschlagener Schotter hergestellt werden, so ist:  $T = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 = 3 + 1 + 10 + 15 = 29$  und dieser Mischung entsprechend die Ausgiebigkeitszahl  $v$  etwa zu 1,5 anzunehmen. Darnach finden sich, wenn noch die wegen Verluste etwa einzuzuführende Vermehrungszahl = 1,2 gesetzt wird, folgende Bedarfsmengen der Einzelmaterialien:

$\text{Kalk } (m_1) = 1,2 \frac{3}{29} 1,5 M = 0,186 M$	$\text{Sand } (m_3) = 1,2 \frac{10}{29} 1,5 M = 0,621 M$
$\text{Trass } (m_2) = 1,2 \frac{1}{29} 1,5 M = 0,062 M$	$\text{Schotter } (m_4) = 1,2 \frac{15}{29} 1,5 M = 0,931 M$

und die Gesamtmenge der Rohmaterialien:

$$M = \Sigma (m) = (0,186 + 0,062 + 0,621 + 0,931) M = 1,8 M.$$

Bei Bestimmung der nothwendigen Stärke einer Betonsohle, welche Wasserdruck von unten auszuhalten hat, besteht eine Schwierigkeit in der genauern Festsetzung der Grösse dieses Wasserdrucks. Hagen und Lagrené nehmen an, dass der volle Druck, der einer Wassersäule = der Höhe des Abstandes der Fundam.-Sohle bis zum Wasserspiegel entspricht, zu rechnen sei, während

Franzius<sup>1)</sup>, je nach der Dichtigkeit des Baugrundes, nur  $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{1}{4}$  dieser Höhe gerechnet wissen will.

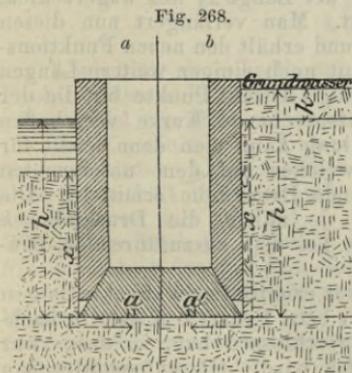
Dass eine Verminderung des Druckes stattfindet, die mit der Kornfeinheit des Baugrundes zunimmt, ist zweifellos und geht schon daraus hervor, dass in festem Thon überhaupt kein Wasserdruck herrscht. Trotzdem wird man sehr vorsichtig sein müssen, da derselbe Thon mit hohem Wassergehalt (Schlamm) oder unter hohem Drucke (in Bergwerken) vollständig die Eigenschaften von zähen Flüssigkeiten annimmt. Er wird dann (als Schlamm) bei seinem grössern spezif. Gewicht sogar unter Umständen einen grössern Druck gegen die Betonsohle ausüben können, als eine Wassersäule von gleicher Höhe.

Andererseits ist reiner Sandboden so durchlässig, dass sich in demselben auf weite Strecken hin der Grundwasser-Spiegel nahezu wagerecht einstellt. Es haben daher die Böden von Kanalschleusen in reinem Sandboden, während des Betriebes keinen nennenswerthen Auftrieb zu erleiden. Selbst wenn die Dichtung am Oberhaupt gegen den Ober-Wasserspiegel eine ungenügende wäre, würde, so lange die Quellen nicht so stark sind, dass sie durch Unterspülung schaden können, der Grundwasserstand unter und neben der Schleuse dem Unter-Wasserspiegel entsprechen. Ein Abschluss gegen das Unterwasser ist daher bei diesen Schleusen mit Rücksicht auf den Auftrieb gegen den Boden eher schädlich, als nützlich, während es stets wünschenswerth bleibt, den Abschluss gegen das Oberwasser so sorgfältig als möglich zu machen. Bei undurchlässigern Erdarten würde man sogar durch eine Schüttung aus grobem Sande unter und neben der Betonsohle, die in ungehinderter Verbindung mit dem Unterwasser stände, den Boden der Schleuse von dem Wasserdruck, der infolge undichten Abschlusses gegen das Oberwasser entstände, entlasten können. Diese Maassregel würde allerdings den bedenklichen Umstand herbei führen, dass zu Zeiten wo die Schleuse bei Ausbesserungen ganz wasserfrei gemacht wird, der volle, dem Stande des Unterwassers entsprechende Wasserdruck zur Geltung käme.

Die Spundwände, mit denen man die Betonsohle zu umgeben pflegt, werden, wenn sie ganz in grobem Sande stehen, allerdings einen Schutz gegen Unterspülen gewähren, den Wasserdruck gegen die Betonsohle aber kaum nennenswerth vermindern. Selbst wenn sie mit den Spitzen festen Thon erreichen, wird es immer gewagt bleiben, auf ihren Schutz gegen den Wasserdruck erheblich zu rechnen, da eine einzige undichte Fuge oder ein Bolzenloch die Verbindung zwischen dem durch die Spundwände eingeschlossenen Sande mit dem äussern wasserführenden herstellt und so der volle Wasserdruck eintritt.

Um über die Grösse des Wasserdrucks im Boden mehr Klarheit zu erhalten, hat Verfasser spezielle Versuche angestellt<sup>2)</sup>, bei denen von folgenden Gesichtspunkten ausgegangen ward:

Die Verminderung des Wasserdrucks gegen Fundam.-Flächen stammt aus 2 Ursachen: 1. wird in Folge der Adhäsion und der Reibung (der Ruhe) des Wassers im Boden auf dem Wege zu der zu beobachtenden Stelle des Fundam.,  $a$  bez.  $a'$ , in Fig. 268, eine Verminderung der wirksamen Druckhöhe  $h$  stattfinden, so dass die zur Geltung kommende Druckhöhe nur  $= \varepsilon_x h$  ist. Der Koeffiz.  $\varepsilon (< 1)$  ändert sich mit der Korngrösse der Erdart und ist für eine und dieselbe Erdart ausserdem von dem Wege  $x$ , Fig. 268, abhängig, den das drückende Wasser im Boden bis zur Stelle  $a$



zurück zu legen hat. Liegt die drückende Wasserschicht ganz im Boden, so ist die theoret. Druckhöhe um die Saughöhe  $k$  (über deren Ermittlung auf S. 124 das Nöthige angeführt wird), der Kapillarität zu vermindern. Die zur Geltung kommende Druckhöhe für die Stelle  $a'$  ist also dann nur  $= \varepsilon_x (h - k)$ .

<sup>1)</sup> Handb. d. Ingen.-Wissensch., Band 3. — <sup>2)</sup> Zeitschr. f. Bauw. 1886, H. 1—3.

Ausser der Druckhöhen-Verminderung tritt in Folge der innigen Berührung der einzelnen Bodentheilchen mit der Fundam.-Sohle eine Druckflächen-Verkleinerung ein; denn es erhalten die vom Wasser nicht benetzten Theile der letztern auch keinen Wasserdruck. Von der Flächeneinheit der Sohle wird also nur ein Theil  $a \cdot 1 (< 1)$  gedrückt, so dass sich der Druck für die Flächeneinh. einer Betonsohle auf  $a \varepsilon_x \gamma h$  berechnet, wenn  $\gamma$  das Gew. der Kubikeinh. des Wassers ist.

Der Koeffiz.  $a$  ist nur von der Korngrösse des Bodens abhängig, also für einen bestimmten Baugrund als konstant anzusehen. Ein allgemeines Gesetz über das Verhältniss der Grössen  $a$  und  $\varepsilon$  zu dem mittleren Durchm.  $\delta$  der Bodentheilchen, aus denen der Baugrund besteht, zu ermitteln, ist bisher nicht gelungen. Man kann sich indessen für einen bestimmten Fall in folgender Weise Aufschluss verschaffen:

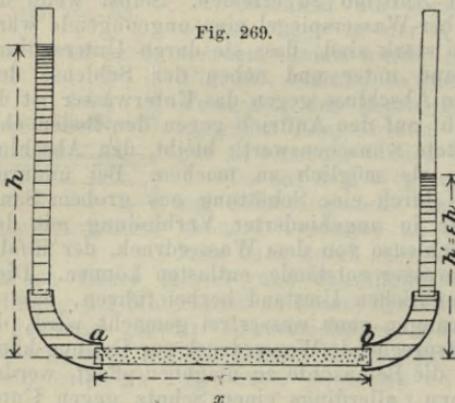


Fig. 269.

Der Koeffiz.  $\varepsilon$  ist für einen bestimmten Baugrund, für welchen man die Korngrösse als gleichbleibend ansehen kann, nur noch von der Länge  $x$ , Fig. 268, des kürzesten Weges, welchen das Wasser bis zur Beobachtungsstelle im Boden zurück zu legen hat, abhängig, also  $\varepsilon = f(x)$ . Um diese Funktion grafisch darzustellen, nimmt man eine U-förmig gebogene Röhre, Fig. 269, deren gerade Theile aus möglichst langen Glasröhren bestehen, während der wagerechte Thal  $ab$  ein eisernes Gasrohr ist. In diesem letztern, den man beliebig verlängern kann, stampft man die zu untersuchende Erdart fest ein

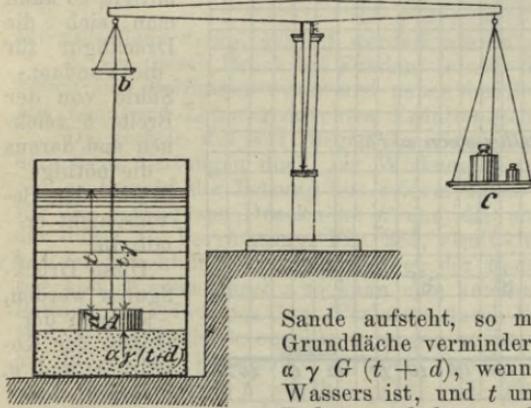
und füllt darauf den einen der senkr. Schenkel mit Wasser, dessen Spiegel man stets in gleicher Höhe erhält. Das Wasser wird dann durch den Boden in den wagerechten Theil dringen und in dem andern senkr. Schenkel aufsteigen. Zeigt sich nach längerer Zeit, dass der Wasserspiegel im zweiten senkr. Schenkel nicht mehr steigt, so ist die Höhe  $h'$  der Wassersäule in diesem Schenkel  $= \varepsilon h$ , wenn  $h$  die Höhe der drückenden Wassersäule im andern Schenkel bedeutet. Und zwar ist dies  $\varepsilon = f(x)$  derjenige Funktionswerth, welcher der Länge  $x_1$  des wagerechten, mit Erde gefüllten, Theils der Röhre entspricht. Man verlängert nun diesen letzten Theil auf  $x_2$ , füllt ihn abermals mit Erde und erhält den neuen Funktionswerth, welcher  $x_2$  entspricht. In dieser Weise mit noch einigen weitem Längen ( $x_3, x_4$  usw.) fortfahrend, kann man sich die nöthige Anzahl Punkte für die der Funktion  $h' = h f(x) = \varepsilon h$  oder  $\varepsilon = f(x)$  entsprechende Kurve verschaffen und diese selbst darstellen. Aus solcher Darstellung kann man dann leicht für jede Entfernung vom Rande eines Fundam., welches auf dem untersuchten Boden stehen soll, die als wirksam anzunehmende Druckhöhe ermitteln. Die Ergebnisse werden um so zuverlässiger sein, je näher die Druckhöhe  $h$  des Versuchs-Apparats der wirksamen Druckhöhe bei dem auszuführenden Bauwerke kommt.

Die oben angeführte Saughöhe  $k$  der Kapillarität ermittelt man zweckmässig in der Weise, dass man eine längere Glasröhre mit der betr. Erdart fest anfüllt, nachdem man das untere Ende durch ein Gasesieb geschlossen hat, so dass zwar Wasser ablaufen kann, Boden aber zurück gehalten wird. Hierauf schüttet man auf die Erdfüllung im Glasrohre Wasser bis letzteres die ganze Füllung durchzogen hat und unten abzulaufen beginnt. Um dies schneller zu erreichen, kann man auch das untere Ende der Glasröhre in ein möglichst tiefes Gefäss stellen, so dass die Durchtränkung auch von unten nach oben stattfindet. Ist der Boden ganz mit Wasser gesättigt, so stellt man das Glasrohr senkr. so hin, dass das Wasser unten frei ablaufen kann, so weit es nicht durch die Kapillarität im Boden zurück gehalten wird. Wenn der Beharrungs-Zustand eingetreten, hat

man in der Länge des noch mit Wasser getränkten Theils der Erdsäule die Saughöhe der Kapillarität der Erdart. Die obere Grenze dieses Theils ist leicht daran zu erkennen, dass derjenige Theil der Glasröhre, welcher nur Erde, kein Wasser enthält, metallisch glänzt.

Die vom Verfasser angestellten speziellen Versuche beziehen sich nun auf die Ermittlung der Grösse der Druckflächen-Verkleinerung. Dieselben sind mit der durch Fig. 270 dargestellten Einrichtung ausgeführt. Ein gusseiserner Zylinder *A* wurde mittels eines feinen Drathes an einem Wagebalken befestigt, dessen anderer Arm die Schale *C* zur Aufnahme der Gewichte trug.

Fig. 270.



Die Schale *b* war ebenfalls zur Aufnahme von Gewichten bestimmt. Es wurde zunächst der Zylinder *A* in das Wasser hinab gelassen, so dass er frei in demselben schwebte. Auf die Schale *C* wurde so viel Gewicht gelegt, dass der genaue Gleichgew.-Zustand hergestellt war. Wenn man nun das Gefäss mit dem Wasser so weit hebt, dass der Zylinder *A*, wie die Figur zeigt, mit seiner Grundfläche (= *G*) fest auf dem

Sande aufsteht, so muss der Wasserdruck gegen die Grundfläche vermindert sein. Derselbe beträgt nur noch  $\alpha \gamma G (t + d)$ , wenn  $\gamma$  das Gew. der Kubikeinh. des Wassers ist, und  $t$  und  $d$  die aus der Fig. ersichtliche Bedeutung haben.  $\alpha$  hat einen Werth  $< 1$ . Steht der

Zylinder *A* nicht auf dem Sande, so ist der Wasserdruck gegen seine Unterfläche  $\gamma G (t + d)$ ; mithin ist die durch die Berührung mit dem Boden eingetretene Druckverminderung  $\gamma G (t + d) (1 - \alpha)$ . Diese kann man als eine neu hinzu getretene von oben nach unten wirkende Kraft auffassen, welche den Zylinder *A* auf dem Sande festhält. Es ist also durch Auflegen von Gewichten auf die Schale *C* eine ebenso grosse oder noch etwas grössere Kraft *P* in entgegen gesetzter Richtung zu erzeugen, wenn *A* vom Sande abgehoben werden soll. Daraus ergibt sich die Bedingungs-Gleichung:

$$\alpha \geq 1 - \frac{P}{\gamma G (t + d)}$$

$\alpha$  wird für eine bestimmte Korngrösse  $\delta$  konstant bleiben, also nur eine Funktion dieser Korngrösse sein, und braucht für einen bestimmten Baugrund nur ein mal ermittelt zu werden.

Die Ergebnisse der Untersuchungen des Verfassers über die Grösse von  $\alpha$  für verschiedene Korngrössen  $\delta$  sind in nachstehender Tabelle zusammen gestellt. Dieselbe enthält in der ersten und letzten wagerechten Spalte die Grenzwerte der Funktion  $\alpha = f(\delta)$ , d. i. 0 und 1. Ersteren Werth muss  $\alpha$  erhalten für Werthe von  $\delta = 0$ , letztern dagegen wenn  $\delta$  so gross wird, dass auf eine Flächeneinheit der Fundam.-Sohle kein Berührungspunkt zwischen einem Boden-theilchen und dieser Sohle mehr entfällt, so dass die ganze Flächeneinh. mit Wasser benetzt ist.

Bezeichnung der Sandart	Korngrösse $\delta$ des Sandes	Werthe von $\alpha = f(\delta)$
Sand von nicht messbarer Feinheit ( $\approx$ klein)	0	0
Gewöhnl. weisser Streusand	Wahrscheinl. mittlerer Korndurchm. 0,096 mm	0,84498
Sand No. 5	0,117 mm	0,9553
" " 4	0,323 "	0,99242
" " 3	0,814 "	0,99577
" " 2	1,077 "	0,99855
	$\delta$ sehr gross	1

Fig. 271 zeigt die grafische Darstellung von  $\alpha = f(\delta)$  auf Grund der Tabelle. Die Linie der  $\alpha$ -Werthe steigt aus dem Anfangspunkte des Koordinatensystems steil auf, macht eine scharfe Biegung und verläuft asymptotenartig längs der Abszisse, die zu  $\alpha = 1$  gehört.

Fig. 271.

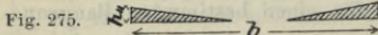
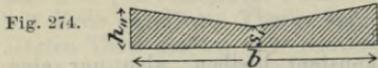
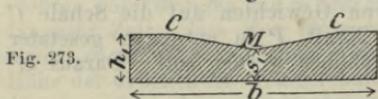
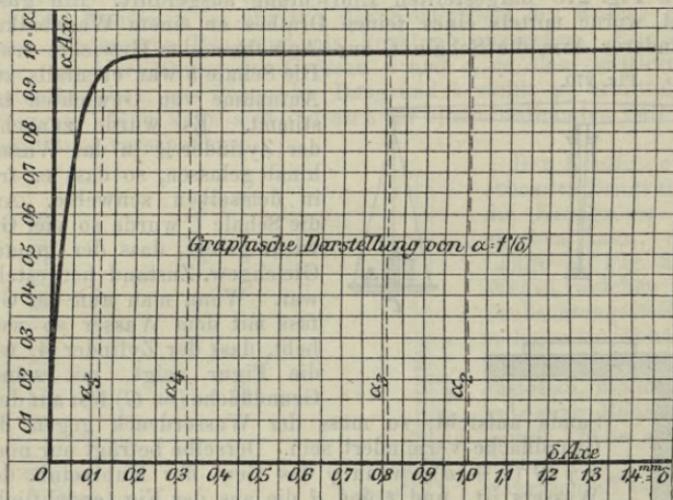
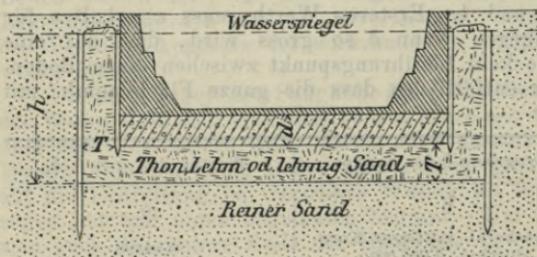


Fig. 276.



obere Begrenzung der Druckfigur als gerade Linie gezeichnet ist, indem angenommen wurde, dass die Funktion  $\varepsilon = f(x)$  eine solche darstellt. Dieselbe kann indessen auch eine Kurve geben.

Sind in der beschriebenen Weise beide Koeffiz. für einen bestimmten Baugrund ermittelt, so kann man sich die Druckfigur für die Fundam.-Sohle von der Breite  $b$  zeichnen und daraus die nöthige Stärke der Betonschicht ermitteln.

Diese Druckfiguren werden, je nach der Größe der Koeffiz.  $\varepsilon$  und  $\alpha$ , verschiedene Gestalt an-

nehmen. Fand man (für reinen Sand von sehr feinem Korn)  $\varepsilon = 1$  und  $\alpha < 1$ , so wird die Druckfigur die Gestalt eines Rechtecks von der Höhe  $h_1 = \alpha h$  und der Breite  $b$  des Fundam. erhalten, Fig. 272. Ist dagegen auch  $\varepsilon < 1$  so wird die Druckfigur je nach der Feinheit des Korns eine der Gestalten, Fig. 273—275, annehmen. In Fig. 273 reicht die Druckhöhen-Verminderung noch nicht bis zur Seite der Fundam.-Sohle; sie macht sich vielmehr erst in einiger Entfernung vom Rande bei  $C$  bemerkbar. Am Rande herrscht allein Druckflächen-Verkleinerung, daher Höhe der Druckfigur hier  $h_1 = \alpha h$ . In Fig. 274 ist die Druckhöhen-Verminderung auf der ganzen Breite  $b$  bemerkbar. Die Höhe der Druckfigur ist nur noch  $h_x = \varepsilon_x h_1$ , worin  $\varepsilon_x$  veränderlich ist. In Fig. 275 endlich ist die Druckhöhen-Verminderung so stark, dass  $\varepsilon_x$  für  $x = \frac{b}{2} = 0$  wird;

d. h. es herrscht in der Mitte der Betonsohle gar kein Wasserdruck mehr. Zu bemerken ist, dass in den Fig. 272 bis 275 die

Als Schluss-Ergebniss der Untersuchungen des Verf. ist Folgendes anzuführen:

1. Allgemein hat der Wasserdruck auf die Flächeneinh. einer Fundam.-Sohle  $n$  in beliebigen Erdart bei  $a$  bez.  $a'$  in Fig. 268 den bereits angegebenen Werth  $\alpha \varepsilon \gamma h$ .

2. Für reinen Sand von grobem und mittlern Korn ( $\delta >$  als etwa  $0,4 \text{ mm}$ ) ist sowohl der Werth von  $\alpha$  als auch der Werth von  $\varepsilon$  für bedeutende Wegelängen  $x$  nahezu  $= 1$ , so dass man für solchen Boden den wirksamen Druck für die Flächeneinh. von Fundam.  $= \gamma h$  setzen muss. Ist die Stärke der Betonschicht  $d$  und das Gew. der Kubikeinh. des Betons  $\gamma_1 = \beta \gamma$ , so wird der auf Biegen der Betonsohle wirkende Wasserdruck:

$$\text{I. } p = \gamma (h - \beta d)$$

für die Flächeneinh. gesetzt werden müssen.

3. Um diesen Druck bei Fundam. in sehr durchlässigem Sande zu vermindern, haben sich Bettungen unter und neben der Betonsohle, (Fig. 276) aus Thon oder mit Thon und Lehm gemischten Erdarten sehr bewährt.

Die Grösse des auf Biegen der Betonsohle wirkenden Drucks, welcher bei derartigen Bettungen noch zur Wirkung kommt, lässt sich wie folgt ermitteln:

a) Besteht die Bettung aus reinem Thon oder einer so dichten Erdart, dass für die vorhandene Druckhöhe  $h$  und die angemessene Dicke  $T$  der Bettung der durch die Vorrichtung, Fig. 269, ermittelte Koeffiz.  $\varepsilon = 0$  wird, d. h. dringt bei der Druckhöhe  $h$  und der Länge der Bodenfüllung  $x = T$  nach langer Zeit gar kein Wasser durch, so kann man annehmen, dass das ganze Gewicht der Bettung abzüglich des Gew.-Verlustes durch Eintauchen in das Grundwasser dem Drucke gegen die Betonsohle entgegen wirkt. Es wird also in diesem Falle der auf Biegen der Betonsohle wirkende Druck:

$$p = \gamma h - \gamma (\beta_1 - 1) T - \gamma \beta d, \text{ oder:}$$

$$\text{II. } p = \gamma [h - (\beta_1 - 1) T - \beta d],$$

wenn man das Gew. der Kubikeinh. des Bettungsbodens mit  $\beta_1 \gamma$  bezeichnet.

b) Ergab die Untersuchung einen Werth für  $\varepsilon > 0$  bei der Dicke der Bettungsschicht  $T$ , den wir mit  $\varepsilon_T$  bezeichnen wollen, so muss zunächst auch der Koeffiz.  $\alpha$  der Druckflächen-Vermindeung ermittelt werden, und es ist dann der auf Biegen der Betonsohle wirkende Wasserdruck:

$$\text{III. } p = \gamma [h - (\beta_1 - 1) (1 - \varepsilon_T \alpha) T - \beta d].$$

Dieser Ausdruck geht für reinen Thonboden, für welchen  $\varepsilon = \alpha = 0$  angenommen ward, in den unter II aufgeführten über, während er für  $\varepsilon = \alpha = 1$ , (für reinen Sand), den Werth der Formel I liefert.

Bei reinem Sandboden von der unter 2 erwähnten kleinsten durchschnittl. Korngrösse von  $0,4 \text{ mm}$  wird also bei rechteckigem Grundrisse, Fig. 276, für die Mitte eines Streifens von der Breite  $= 1 \text{ m}$ :

$$\frac{1}{8} b^2 h \gamma - \frac{1}{8} b^2 d \beta \gamma = \frac{k l d^2}{6}, \text{ wenn } k \text{ die zul. Zug-Beanspruchung des Betons ist.}$$

$$\text{Daraus folgt: IV. } d = -\frac{3}{8} \frac{\beta \gamma b^2}{k} + b \sqrt{\frac{9}{64} \frac{\beta^2 \gamma^2 b^2}{k^2} + \frac{3}{4} \frac{h \gamma}{k}}.$$

Für kreisrunde Betonsohlen (Brunnen), Fig. 277, vom Durchm.  $D$  ist ebenso:

$$\text{V. } d = -\frac{5}{48} \frac{D^2 \beta \gamma}{k} + D \sqrt{\frac{25}{2304} \frac{D^2 \beta^2 \gamma^2}{k^2} + \frac{5}{24} \frac{h \gamma}{k}}.$$

In gleicher Weise erhält man die Stärke einer Betonsohle unter der eine Bettung aus dichtem Boden ( $\varepsilon = 0$ ) von der Stärke  $T$  eingebracht ist für rechteckigen Grundriss zu:

$$\text{VI. } d = -\frac{3}{8} \frac{\beta \gamma b^2}{k} + b \sqrt{\frac{9}{64} \frac{\gamma^2 \beta^2 b^2}{k^2} + \frac{3}{4} \frac{\gamma}{k} \{h - T(\beta_1 - 1)\}}$$

und bei kreisrundem Grundrisse:

$$\text{VII. } d = -\frac{5}{48} \frac{\beta \gamma D}{k} + D \sqrt{\frac{25}{2304} \frac{\gamma^2 \beta^2 D^2}{k^2} + \frac{5}{24} \frac{\gamma}{k} \{h - T(\beta_1 - 1)\}}$$

Endlich für ein Bettungsmaterial, für welches  $\varepsilon > 0$  ist, bei rechteckigem Grundriss:

$$\text{VIII. } d = -\frac{3}{8} \frac{\beta \gamma b^2}{k} + b \sqrt{\frac{9}{64} \frac{\gamma^2 \beta^2 b^2}{k^2} + \frac{3}{4} \frac{\gamma}{k} \left\{ h - T(\beta_1 - 1)(1 - \varepsilon_T \alpha) \right\}}$$

und bei rundem:

$$\text{IX. } d = -\frac{5}{48} \frac{\beta \gamma D}{k} + D \sqrt{\frac{25}{2304} \frac{\gamma^2 \beta^2 D^2}{k^2} + \frac{5}{24} \frac{\gamma}{k} \left\{ h - T(\beta_1 - 1)(1 - \varepsilon_T \alpha) \right\}}$$

Für Trassbeton kann man  $k$  nach 8 Wochen Erhärtungsdauer zu 10000 kg f. 1 qm, bei einer Mörtelmischung 1 Kalk, 1 Trass, 1 Sand und für Zementbeton nach 14 Tagen Erhärtungsdauer zu 17 000 kg (Mörtelmischung 1:3) annehmen. Das Gewicht von 1 cbm Beton aus Bruchstein-Schotter ist 2000 bis 2400 kg, im Mittel 2200 ( $\beta = 2,2$ ), von solchem aus Ziegelstein-Schotter etwa 1600 kg ( $\beta = 1,6$ ), das des Bettungsmaterials rund 1800 kg ( $\beta_1 = 1,8$ ).

Setzt man diese Ziffernwerthe ein, so erhält man die nachstehend tabellarisch zusammen gestellten Ausdrücke:

Beton aus Trassmörtel (1:1:1) 8 Wochen alt.

In Sandboden ohne Bettung unter dem Beton:

$$\text{IVa. } d = -\frac{(0,06)}{0,0825} b^2 + b \sqrt{\frac{(0,0036)}{0,00681} b^2 + 0,075 h}$$

In Sandboden mit Bettung unter dem Beton ( $\varepsilon \geq 0$ ).

$$\text{VIIIa. } d = -\frac{(0,06)}{0,0825} b^2 + b \sqrt{\frac{(0,0036)}{0,00681} b^2 + 0,075 [h - 0,8 (1 - \varepsilon_T \alpha) T]}$$

Beton aus Zementmörtel (1:3) 14 Tage alt.

In Sandboden ohne Bettung unter dem Beton.

$$\text{IVb. } d = -\frac{(0,0353)}{0,0485} b^2 + b \sqrt{\frac{(0,00125)}{0,00236} b^2 + 0,0441 h}$$

In Sandboden mit Bettung unter dem Beton ( $\varepsilon \geq 0$ ).

$$\text{VIIIb. } d = -\frac{(0,0353)}{0,0485} b^2 + b \sqrt{\frac{(0,00125)}{0,00236} b^2 + 0,0441 [h - 0,8 (1 - \varepsilon_T \alpha) T]}$$

Beton aus Trassmörtel (1:1:1) 8 Wochen alt.

In Sandboden ohne Bettung unter dem Beton:

$$\text{Va. } d = -\frac{(0,0167)}{0,0229} D^2 + D \sqrt{\frac{(0,000278)}{0,000525} D^2 + 0,0208 h}$$

In Sandboden mit Bettung unter dem Beton ( $\varepsilon \geq 0$ ).

$$\text{IXa. } d = -\frac{(0,0167)}{0,0229} D^2 + D \sqrt{\frac{(0,000278)}{0,000525} D^2 + 0,0208 [h - 0,8 (1 - \varepsilon_T \alpha) T]}$$

Beton aus Zementmörtel (1:3) 14 Tage alt.

In Sandboden ohne Bettung unter dem Beton.

$$\text{Vb. } d = -\frac{(0,0098)}{0,0135} D^2 + D \sqrt{\frac{(0,000096)}{0,000182} D^2 + 0,0123 h}$$

In Sandboden mit Bettung unter dem Beton ( $\varepsilon \geq 0$ ).

$$\text{IXb. } d = -\frac{(0,0098)}{0,0135} D^2 + D \sqrt{\frac{(0,000096)}{0,000182} D^2 + 0,0123 [h - 0,8 (1 - \varepsilon_T \alpha) T]}$$

Setzt man in den Formeln VIIIa u. b, IX a u. b  $\varepsilon_T = 0$ , so entspricht die Stärke  $d$  einer Bettungsschicht unter dem Beton aus ganz dichtem Material (z. B. Thon) bestehend.

Für rechteckigen Grundriss.

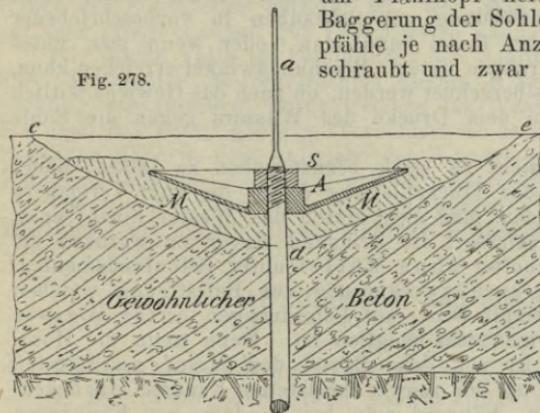
Für kreisförmigen Grundriss.

Die in Klammern übergeschriebenen Ziffernwerthe sind zu nehmen wenn der Schotter aus Ziegelsteinen, die grössern nicht eingeklammerten, wenn derselbe aus Bruchsteinen besteht.

Hinsichtlich der Verwendung von natürlichen Steinen bezw. Backsteinen als Schottermaterial erscheint hier noch die Bemerkung nöthig, dass, um an allen Stellen einer Betonschüttung übereinstimmende Festigkeit zu erzielen, die Festigkeit des Schottermaterials nicht hinter der des Mörtels zurückbleiben darf. Bei gutem Mörtel wird daher auch die Verwendung eines guten Schottermaterials ökonomisch vorthellhaft sein, und umgekehrt, bei weniger gutem, die eines geringen. Bei Verwendung eines fetten Zementmörtels beispielsweise würde man Schottermaterial aus losen Backsteinen unzweckmässig verwenden.

Für sehr breite Betonbetten, die starkem Druck von unten ausgesetzt werden sollen, empfiehlt Verfasser die Anwendung einer Verankerung in der Längsaxe mittels eiserner Schraubenpfähle, Fig. 278, 279. Die Köpfe müssen allerdings durch die Betonsohle reichen; indessen ist dies ungefährlich, weil einmal der Mörtel am Eisen sehr gut haftet, und weil man ferner durch Anwendung eines besondern Verfahrens mit Sicherheit einen dichten Abschluss am Pfahlkopf herstellen kann: Nach beendeter Baggerung der Sohle werden zunächst die Schraubenpfähle je nach Anzahl in 1 oder 2 Reihen eingeschraubt und zwar so tief, dass die Oberkante des

Fig. 278.



1/20 nat. Gr.

Fig. 279.

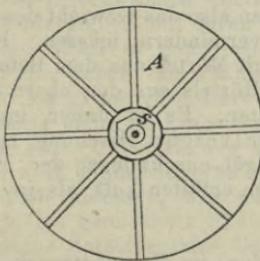
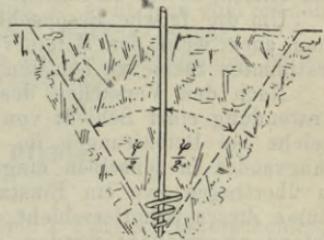


Fig. 280.



Kopfes etwa noch 0,25 m unter der Oberkante des fertigen Betonbettes steht. In die Kopffläche wird eine schwache eiserne Stange *a* eingeschraubt, die bis über Wasser reicht und den Zweck hat, als Führung zu dienen, wenn nach beendigter Betonirung die Ankerplatten und Muttern aufgebracht werden sollen. Zum Schutz des Gewindes am Kopf des Schraubenpfahls wird an einem Drahte, über der Führungsstange gleitend, eine Blechkapsel hinab gelassen, die nach beendeter Betonirung leicht wieder

entfernt werden kann. Es wird nun zunächst das Betonbett fertig geschüttet bis auf eine Rinne *c d e* in der Längsrichtung, welche die Pfahlköpfe etwa 0,5 m hoch frei lässt. Darauf wird in dieser Rinne so hoch, dass nur noch etwa 20 cm Höhe der Pfahlköpfe frei bleibt, reiner Mörtel (*M*) oder ein fetterer Beton aus kleinern Steinen, der sich den Pfahlköpfen gut anschmiegt, geschüttet, und es werden bevor derselbe abgebunden hat, die Ankerplatten (*A*) aufgebracht, mit eisernen Stangen in den weichen Mörtel gut eingedrückt und darnach durch die Schraubenmutter (*S*) fest angezogen. Schliesslich wird nach Entfernung der Führungsstangen die Rinne vollständig bis zur Linie *c e* mit fettem Beton ausgeglichen.

Als Widerstand gegen das Ausreissen der Schraubenpfähle durch den Auftrieb ist das Gewicht eines abgestumpften Erdkegels zu rechnen, dessen kleinere Fläche die Schraubenfläche bildet, und dessen Winkel an der Spitze dem

natürlichen Böschungswinkel der betr. Erdart gleich ist<sup>1)</sup>, Fig. 280. Rechnet man — genau genug — anstatt des abgestumpften den ganzen Kegel, so ist die Tiefe, bis zu welcher man die Schrauben hinab bringen muss, damit sie den halben Auftrieb der ganzen Sohle aufzunehmen im Stande sind:

$$t = \cotang \frac{\varphi}{2} \sqrt{\frac{3 b l (1000 h - \gamma d)}{2 n \pi \psi}}$$

Hierin bedeuten:  $b$  Breite,  $d$  Dicke der Betonschicht,  $l$  Länge,  $h$  Höhe der gegen die Betonsohle drückenden Wassersäule,  $n$  Anzahl der Schraubenpfähle,  $\gamma$ , Gew. von 1 cbm Beton,  $\psi$  desgl. von 1 cbm Boden, welches voll (ohne Abzug von Auftrieb) einzusetzen ist.

Für Sandboden  $\psi = 2000$ ,  $\frac{\varphi}{2} = 15^\circ$ , eingeführt ist:

$$t = 0,0577 \sqrt{\frac{b l (1000 h - \gamma d)}{n}}$$

Bei dieser Tiefe der Schraubenpfähle wird man die Betonsohlenstärke nur entsprechend der halben Breite  $b$  des Fundaments zu berechnen haben.

Selbstredend dürfen die Belastungskegel der einzelnen Schraubenpfähle nicht in einander schneiden. Die Anwendung von Schrauben in vorbeschriebener Weise empfiehlt sich besonders bei losem Sandboden, oder wenn man unter Schlamm usw. einen Boden mit grossem natürl. Böschungswinkel erreichen kann.

Ausser der Sohlenstärke muss berechnet werden, ob auch das Gewicht seitlich aufstehender Wände genügt, um dem Drucke des Wassers gegen die Sohle das Gleichgewicht zu halten.

Um die frische Betonsohle nicht zu stark beanspruchen zu lassen, pflegt man auch wohl den Beton vor der Trockenlegung durch die zum Vermauern bestimmten Steine zu belasten, indem man diese durch das Wasser hinab senkt.

Nach den Versuchen des Verfassers ist dringend davor zu warnen, die Anwendung einer Schicht von Schotter ohne Mörtel unter Betonfundamenten, welche bei Betonirungen im Trocknen zweckmässig zur Befestigung weichen Baugrundes in denselben eingestampft wird, auf Betonirungen unter Wasser zu übertragen, wo ein Einstampfen nicht möglich ist. Denn wenn die Hohlräume dieser Schotterschicht nicht von dem Mörtel des darauf geschütteten Betons ausgefüllt werden, so ist bei schwer belasteten Fundam. (Brückenpfeilern) ein Setzen zu befürchten, während man bei Fundam. von Kaimauern und Trockendocks mit dem vollen Auftriebe rechnen muss. Bei der Untersuchung der Standsicherheit dieser Bauwerke würde man also das Gewicht des Mauerwerks um den Gewichtsverlust durch Eintauchen vermindern müssen. Füllen sich dagegen die Hohlräume im Trockenschotter mit Mörtel aus dem Beton, so würde man mindestens in Folge des Wanderns des Mörtels aus den obern Schichten in die untern einen sehr schlechten Beton erhalten. Es ist daher, im Gegentheil, für die unterste Betonlage eine recht mörtelreiche Mischung zu empfehlen, die sich allen Unebenheiten des Baugrundes gut anschmiegt; der Mörtel selbst kann indessen hier, wo er andere Bedingungen erfüllen soll, als in der obersten Betonlage magerer gehalten werden. —

Quellendichtung. Zeigen sich Quellen im Betonbett, so dichtet man dieselben durch Gips. Bei kleinen Quellen genügt es einen Klos aus angefeuchtem Gips bis zur Erhärtung auf die durchlassende Stelle zu drücken. Bei grössern formt man aus einzelnen Klössen einen allmählig vom Quell bis zum äussern Wasserspiegel aufsteigenden Kanal, eine Dichtungsart die beispw. beim Bau der Wechsel-Brücke bei Graudenz stets zum Ziele führte.

Bei dem Bau eines Trockendocks in Hamburg hat Timmermann Quellen in der Sohle, die vorläufig durch Umschliessung mit kleinen Brunnen unschädlich gemacht waren, nachträglich durch einen Beton aus Eisenabfällen und Zement geschlossen. Erstere wurden zunächst durch Säure zum Anrosten gebracht und dann mit Zement gemischt. In Folge des grossen spezif. Gew. dieses

<sup>1)</sup> Verf. hat dies durch Versuche ermittelt; s. Zeitschr. f. Bauw. 1886.

Betons gelang es mit demselben trotz des grossen Wasserdrucks die Quellen so weit zu schliessen, dass der Zudrang unerheblich wurde und genaue Beobachtungen ein späteres Anwachsen desselben nicht ergaben.

Weiter ist von anderer Seite<sup>1)</sup> folgendes Verfahren als bewährt empfohlen worden: In der untersten Ziegelschicht über dem Betonbett lässt man einen Schlitz von einigen cm der ganzen Länge des Betonbetts nach offen, durch welches das Wasser der Quelle über den Beton hinweg nach den Seiten hin abgeführt wird. Das Mauerw. in der Nähe der Quelle und des Schlitzes, welche beide regelrecht übermauert werden, führt man in gutem Zementmörtel aus, und wenn dieser gehörig erhärtet ist, wird die Quelle durch einen in dem Kanal bis an den Sitz derselben geschobenen Körper aus Zementmörtel oder einen mit Werg umwickelten Holzpfropfen verstopft und der Kanal nachträglich mit Zement ausgegossen. Dieses Verfahren wird hauptsächlich für Mörtel aus Trassbeton empfohlen, bei dem das Fassen der Quelle durch aufgesetzte Brunnen schwieriger ist, als bei Zementbeton, weil der Trassmörtel durch den starken Wasserdruck leicht wieder schlüpfrig wird. Indessen wird man in dieser Weise nur dann vorgehen können, wenn die Quelle nicht zu weit vom Rande des Betonbettes entfernt ist, weil man den übermauerten Schlitz nicht auf sehr grosse Längen gut verschliessen kann.

Für solche Fälle sei empfohlen, den Schlitz vorläufig offen zu lassen und über der Quelle ein regelrechtes kleines Klappen-Ventil (Holz mit Lederpackung) einzumauern, durch welches das Wasser zum offenen Schlitz abfliesst. Hat man das Ventil gehörig übermauert, so dass das Gewicht des über demselben liegenden Mauerw. dem Auftriebe des Wassers genügt, so zieht man vom offenen Kanalende aus das Ventil zu, und vermauert den nun trockenen Kanal.

Ein von Martiny angegebener Apparat<sup>2)</sup> zum Dichten von Quellen ist zu kostspielig um anders als ausnahmsweise anwendbar zu sein.

### III. Pfahlrost und eiserne Pfähle.

#### a. Allgemeines.

Bei der Anwendung eines Pfahlrostes sind 2 Fälle zu unterscheiden:

1. Die Pfähle stehen ihrer ganzen Länge nach in einem Boden von nahezu gleicher Festigkeit, auf den sie ihre Belastung fast ausschliesslich durch die Reibung an den Seitenwänden übertragen.

2. Die Pfähle stehen mit ihren Spitzen auf, oder in festem Grunde, während sich der übrige Theil in ganz losem Erdreich (Schlamm oder dergl.) befindet. In letzterm Falle geben die Pfähle grösstentheils durch unmittelbaren Druck auf den festen Baugrund ihre Last ab, während die Tragfähigkeit des darüber liegenden Bodens nicht in Frage kommt.

Der erste Fall (Uebertragung durch Reibung) wird eintreten: a. bei elastischem Boden, z. B. Thon, bei welchem gleichzeitig eine Verdichtung des Bodens stattfindet, auf die indessen, wie schon S. 116 erwähnt, für die Dauer nicht zu rechnen ist. b. bei gemischten Erdarten, die in so schwachen Schichten wechseln, dass eine einzelne derselben das Bauwerk zu tragen nicht im Stande ist. c. benutzt man die Uebertragung durch Reibung auch bei starken Sandschichten namentlich in Flussbetten, welche zwar genügende Tragfähigk. besitzen, aber leicht durch die Strömung in Bewegung gesetzt werden können. Der Pfahlrost bildet in diesem Falle eine Art von Ersatz-Fundam., auf dessen Leistung man nur für die ungünstigsten Fälle rechnet. Da in allen diesen 3 Fällen gleichzeitig auf Verdichtung des Bodens hingewirkt werden soll, wird die Stellung der Pfähle zweckmässig „mit Versetzung“ gewählt (nicht Pfahl neben Pfahl), weil bei Versetzung die Verdichtung eine gleichmässiger wird.

Uebrigens erscheint von den 3 Anwendungen der Uebertragung der Last des Bauwerks durch die Reibung die ad b als die richtigste. Diejenige ad a wird man meistens besser durch Verbreiterung des Fundam. (Betonbettung, Sand-

<sup>1)</sup> Wochenbl. f. Archit. u. Ingen. 1881, S. 524.

<sup>2)</sup> Wochenbl. f. Archit. u. Ingen. 1881, S. 371.

schüttung usw.) ersetzen, diejenige ad c durch gehörige Sicherung des Fundam. gegen Unterspülung (Steinschüttung, Senkfaschinen).

Man unterscheidet fernerweit zwischen tiefem Pfahlrost, d. h. solchem bei dem die Pfähle kurz oberhalb des Grundes abgeschnitten werden (deshalb auch Grundpfähle genannt) und hohem Pfahlrost, bei welchem die Pfähle hoch hinauf, oft bis dicht unter, oder sogar noch über den niedrigsten Wasserstand, hinauf reichen.

In letzterem Falle füllt man den Raum zwischen den Pfählen bis zum Grunde

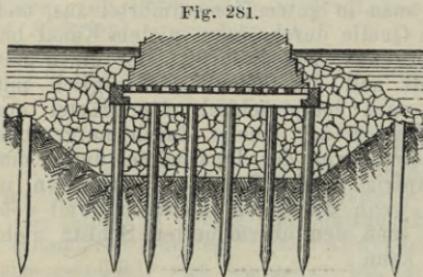


Fig. 281.

mit Steinschüttung oder Senkfaschinen aus, Fig. 281 u. 282. Ebenso verfährt man bei Grundpfählen, wenn man Grundschwellen und Zangen über dieselben zur Aufnahme des Fundam. legt, und wenn es nicht darauf ankommt, dass der Belag wasserdicht sei, Fig. 283. Will man letzteres erreichen, wie es z. B. bei hölzernen Schleusenböden nöthig, so stellt man zwischen den Pfahlköpfen einen Thon-schlag her.

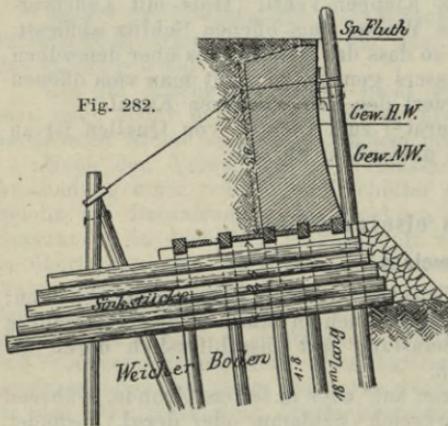


Fig. 282.

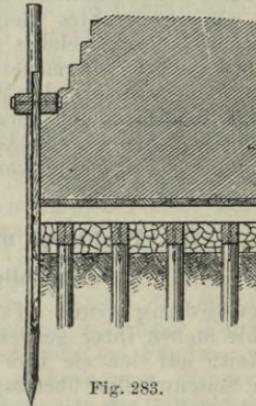


Fig. 283.

Die Entfernung der Pfähle, welche sich nach der Tragfähigk. des Grundes und nach der Belastung richtet, und leicht annähernd durch Rechnung ermittelt werden kann, wird nach praktischen Rücksichten gewöhnlich zu 0,75—1,25 m angenommen.

### b. Der hohe Pfahlrost.

Litteratur: Zeitschr. f. Bauw. 1881 und *Engineering* 1881; Kaibauten auf Feyenoord b. Rotterdam. — *Ann. des Ponts et Chaussées* 1874. — *Nouv. Ann. de les constr.* 1870.

Ueber den Pfahlköpfen ist ein Belag zur Aufnahme des Fundam. anzuordnen. Man legt zu diesem Zwecke zunächst in der Längsrichtung die Rostschwellen, (auch Grundschwellen genannt), die man entweder als wirkliche Holme ausbildet, d. h. sie auf den Pfahlköpfen verzapft, oder auch nur auf die stumpf abgeschnittenen Pfahlköpfe legt, indem man sie mit grossen Nägeln (Spitzbolzen) oder Holzschrauben (oder auch Holzpflocken) befestigt.

Bei der erstern Anordnung wird die Verbindung der einzelnen Pfähle unter einander eine festere, während die Lagerung der Rostschwellen auf den Pfahlköpfen weniger vollkommen ausfällt; bei der zweiten Art findet das Umgekehrte statt.

Kann man das Anschneiden der Zapfen im Trocknen vornehmen, so wird das Aufzapfen schneller und sorgfältiger auszuführen sein. Ist jenes nicht der Fall, so empfiehlt es sich mehr, die Pfähle gerade abzuschneiden und die Schwellen aufzunageln, dies auch schon allein im Interesse der Güte der Arbeit. Bei sehr hohem Pfahlrost ist indessen die Befestigung durch Zapfen wünschenswerther.

Die Stärke der Schwellen, die sich nach der aufzunehmenden Last richtet, beträgt gewöhnlich  $\frac{20}{25}$ — $\frac{25}{30}$  cm, auch dann, wenn angenommen werden darf,

dass die zu tragende Last nicht sehr gross ist, so lange alle Pfähle unnachgiebig bleiben. Die Stösse der Schwellen (Holme) legt man mit Verwechslung, und ordnet sie (meist stumpf) auf den Pfahlköpfen an. Den Längenverband sichert man in diesem Falle durch zu beiden Seiten oder oben allein aufgenagelte schwere Eisenschienen.

Quer zu den Rostschwellen liegen die Zangen, welche auf jenen verkämmt oder verblattet werden.

Für die ganze Anordnung der Querschwellen und des Belags gilt was beim liegenden Roste gesagt wurde; d. h. es dürfen die Rostschwellen, als die hauptsächlich tragenden Verbindungsstücke, nur möglichst wenig geschwächt werden. Aus diesem Grunde ist die Verblattung im Vorzuge vor der Verkämmung. Die Stärke der Zangen wird meist  $1\frac{5}{20}$  cm betragen.

Zwischen die Querschwellen wird der Belag, aus 8–10 cm starken Bohlen bestehend, auf die Rostschwellen genagelt.

Werden die Pfähle unter Wasser abgeschnitten und soll der Belag unmittelbar auf diesen liegen, so ist es zweckmässig, denselben im ganzen fertig zu stellen und auf die Pfahlköpfe hinab zu senken bzw. zu befestigen.

Die für das Zurichten des Belags nöthigen Maasse kann man sich bei nicht tiefer Lage des Rostes in folgender Weise verschaffen: Nachdem die Pfähle in einerlei Höhe genau wagerecht abgeschnitten sind, setzt man dünne zugespitzte Eisenstangen in die Mitten der Pfahlköpfe, welche man senkr.

Fig. 287.

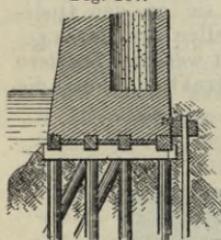


Fig. 284.

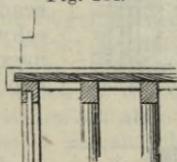


Fig. 285.

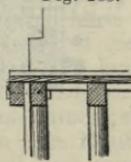


Fig. 286.

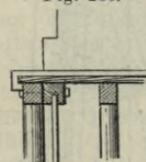
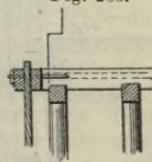


Fig. 288.



einrichtet, um sodann ihre gegenseitige Lage genau aufzunehmen. Diese Aufnahme genügt für die Zurichtung des Belags für dessen Versenkung einige Richtpfähle, deren Lage zum Pfahlrost genau festgestellt wird, benutzt werden.

Hoher Pfahlrost wird häufig mit Spundwänden umgeben, die man in der Regel früher als die Rostpfähle schlägt, weil sonst der schon verdichtete Boden den schwächeren Spundwänden beim Einrammen zu viel Widerstand bietet. Die Spundwände werden zuweilen mit zum Tragen benutzt, indem man Querschwellen und Belag über die verholzte Spundwand hinweg führt. Diese Mitbenutzung ist unbedenklich in dem Falle, dass die Füsse der Spundbohlen in festem Boden stehen (genügend lang sind). Die Spundwand wird dann entweder zwischen die Pfähle der äussersten Reihe gestellt, die, mit Nuthen versehen, als Bundpfähle dienen, Fig. 284, oder sie steht vor, oder auch hinter der äussersten Pfahlreihe, Fig. 285, 286 und ist mit dieser durch Bolzen verbunden, welche durch die beiderseitigen Holme gehen. — Die Mitbenutzung der Spundwand zum Tragen eignet sich gut für die Wasserseite von Kajmauern. Da hier der grösste Druck auf die Fundamentsohle stattfindet, so unterstützt die Spundwand wirksam den Pfahlrost, während sie gleichzeitig bei einem guten Anschluss an den Belag etwaige Quellen erfolgreich abschneidet, die unter dem Fundam. ihren Weg finden könnten. Weniger zu empfehlen ist dagegen Verbindung der Spundwand mit dem Roste bei Hochbauten, da bei diesen die Belastung der Fundam.-Sohle eine gleichmässiger ist, mithin durch die stärkere Unterstützung eines Theils derselben ein ungleiches Setzen hervor gerufen werden kann.

Uebrigens empfiehlt es sich bei nicht gleichmässiger Vertheilung der Last auf dem Rost an den stärker belasteten Theilen die Pfähle entsprechend dichter zu stellen, als sonst.

Bei der Endigung der Spundwand unter dem Belag ist diese nicht verwerthbar beim Wassers schöpfen, wenn dies für die Ausführung des Mauerw. nothwendig ist. Da indessen bei hohem Pfahlrost der Wasserspiegel in der Regel nur wenig

zu senken sein wird, so gelingt der Abschluss leicht mittels einer provisorischen Wand, die man an den Belag anschliesst. Versenkt man letztern im ganzen, so kann man die Wand schon vorher an demselben befestigen und beide Theile gut dichten. In solcher Weise gelangt man zu den Senkkasten mit unterm Boden, von denen weiterhin die Rede ist.

Fig. 291.

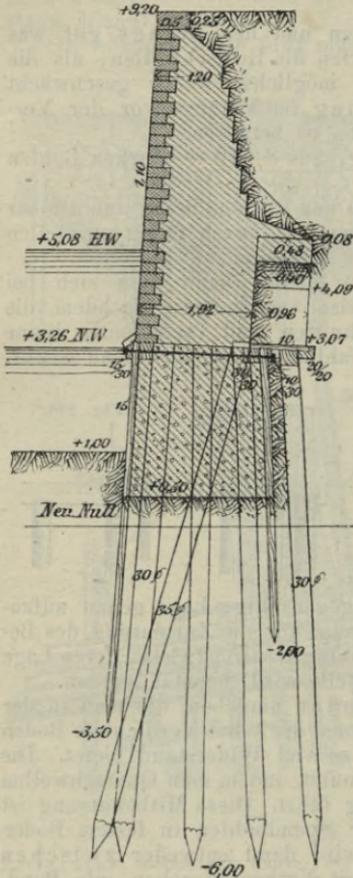
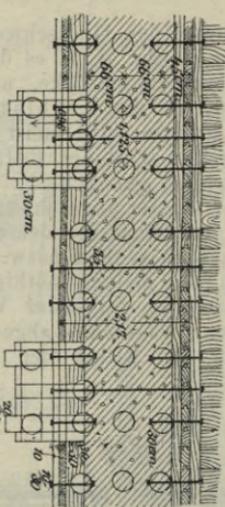


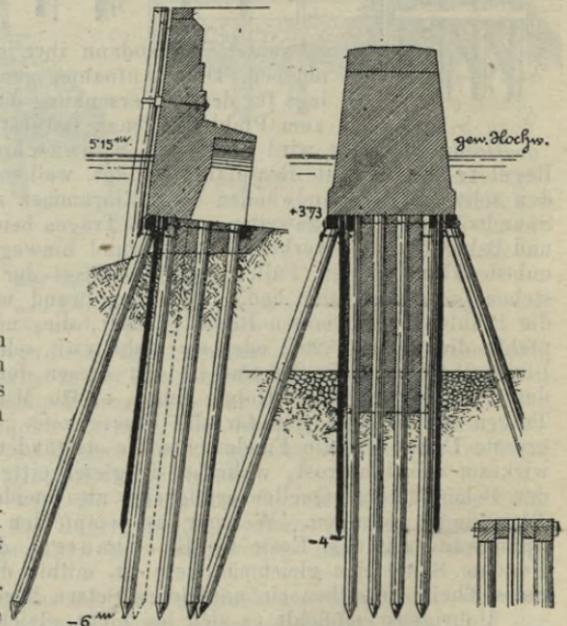
Fig. 292.



Sollen Spundwände für den Zweck der Wasserschöpfung mit benutzt werden, so wählt man die Konstruktionen Fig. 287 oder 288. Bei ersterer, bei der übrigens die obren Zangen auch fehlen können, sind die Spundwände ganz ausser Verbindung mit dem Roste, während bei der zweiten sogen. Rostanker angebracht sind, die durch die Zangen der Spundwand gehend, hier mit Muttern festgeschraubt werden, während sie an den Querswellen des Rostes genagelt werden. Letztere Konstruktion schützt die

Fig. 289.

Fig. 290.



Spundwand vor dem Ausweichen und erhält in Folge dessen einen dauernden dichten Abschluss gegen Quellen, was bei der erstern weniger der Fall ist.

**c. Der niedrige Pfahlrost.**

Litteratur: Zeitschr. f. Bauw. 1850. Dasselbst 1852; Weichselbrücke b. Graudenz. — Tydskrift van het koninglyk instituut van Ingenieurs 1879/80.

Die Art und Weise, in welcher das Mauerwerk auf die Köpfe der Pfähle gebracht wird, ist hier eine ziemlich mannichfaltige. Früher wandte man meistens einen Belag an. Das Aufbringen desselben geschah dann in der Regel im trocken, indem man die Baugrube durch Fangedämme abschloss, oder auch in der Weise, dass man wasserdichte Senkkasten im ganzen auf die Pfahlköpfe hinab senkte.

Bei Gründung von Hochbauten auf Pfahlrost wird auch jetzt noch meistens ein Belag angewandt; derselbe ist auch wegen der geringen Stärken dieser Fundam., so wie wegen des Verbandes der einzelnen Wände unter einander sehr angebracht.

In neuester Zeit ist der Bohlenbelag zuweilen ganz fortgelassen und, unter Fortlassung auch der Rostschwellen und Zangen, das Mauerwerk unmittelbar auf die mit Ankern unter einander gut verbundenen Pfahlköpfe gesetzt. Die Fig. 289 u. 290 geben betr. Beispiele für Ufermauern und den Pfeiler einer Drehbrücke in Hamburg<sup>1)</sup>. Eben daher stammen die Beispiele, Fig. 291 und 292, bei welchen ein beträchtliches Stück der Pfahlänge einbetonirt ist<sup>2)</sup>. Dies gilt indess nur für den eigentlichen Mauerkörper, während die an der Rückseite angewendeten Pfeiler auf Roste mit Bohlenbelag gestellt sind. Die hintere (schwächere) Spundwand ist gerade durchgeführt, so dass die Pfeiler-Fundamente ausserhalb bleiben.

Von besonderer Art ist der Belag, welchen auf Pfahlrost gegründete Schleusenammern mit hölzernen Böden verlangen, weil derselbe von unten her durch den Wasserdruck beansprucht wird und wasserdicht sein muss. Die Längswände der Kammer bilden für den Boden derselben das Widerlager gegen den Auftrieb, weshalb man die Rostschwellen (auch Grund- oder Klaischwellen genannt, wegen des Thonschlags, in welchem man sie bettet) quer durch die Schleuse legt. Damit sie im mittlern Theile nicht zu stark auf Durchbiegen beansprucht werden, befestigt man sie dort auf den Rostpfählen in einer Weise, welche ein Abheben verhindert. Dies geschieht entweder durch eiserne Bügel oder dadurch, dass man die Zapfen der Pfähle durch die ganze Schwellendicke reichen lässt und dieselben von oben verkeilt.

Bei Schleusenböden ist fernerweit für besonders dichten Anschluss an die Spundwände, namentlich an die Querwände zu sorgen. Man legt dazu letztere in der Regel zwischen 2 nahe zusammen stehende Querreihen von Grundpfählen, und verbolzt sie zwischen den Klaisbalken. Die Spundwände müssen stets zuerst geschlagen werden, weil im umgekehrten Falle leicht ein schiefer eindringender Grundpfahl der Dichtigkeit der Spundwand schaden könnte. Bisweilen schlägt man zur grössern Sicherheit gegen Unterspülung ausser unter den Drempeln auch noch zwischen denselben unter dem Kammerboden eine oder mehrere Querwände. Da der grössere Auftrieb in der Nähe des Oberhauptes zu erwarten ist, so stellt man die Querreihen der Grundpfähle hier dichter als in der Nähe des Unterhauptes.

Bei grössern Schleusen, wo die Grundbalken gestossen werden müssen, lege man den Stoss nicht gerade in die Mitte und verwechsle ihn ausserdem. Der Stoss wird in der Regel als stumpfer ausgeführt und durch seitlich angebrachte Eisenschienen eine Verbindung hergestellt.

Auf den Grundschwellen liegen zunächst die Zangen, auch Streckbalken oder Sandstraken genannt, die rechtwinklig auf den erstern in 1,0 bis 1,5<sup>m</sup> Entfernung verblattet werden. Um die Grundschwellen nicht zu schwächen, ist es besser die Zangen stärker einzuschneiden als jene. Im freien Schleusenboden müssen die Zangen mit dem 8—10<sup>cm</sup> starken Bohlenbelag bündig liegen. Man giebt ihnen also hier etwa die doppelte Stärke der Bohlen und lässt sie auf die Hälfte ein. Unter dem Mauerwerk der Seitenwände nimmt man sie besser stärker, so dass ihre Fläche etwa 1—2 Steinstärken über dem Bohlenbelag liegt. Dadurch sichert man die Wände gegen das Gleiten in Folge des Erddrucks. Ein anderes, allerdings weniger wirksames Mittel für diesen Zweck ist, dass man die Bohlenfläche durch Einhacken rauh macht, so dass viele kleine (etwa 1,0—1,5<sup>cm</sup>) tiefe Löcher entstehen, in denen der Mörtel einen gewissen Halt findet.

Da die Zangen den ersten Halt für den wasserdicht herzustellenden Belag abgeben, muss man dieselben sorgfältig gerade vorbereiten und verlegen. Die Befestigung derselben auf den Grundschwellen erfolgt durch starke Spitzbolzen.

<sup>1)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1881, S. 159 u. 170.

<sup>2)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1884, S. 458.

Der Thonschlag unter dem Bohlenbelag muss etwa 0,6—1 m stark aus recht fettem, gut knetbarem Thon hergestellt werden und dicht an alle Holztheile anschliessen. Deshalb muss man ihn in verschiedenen Lagen aufbringen. Die erste Lage vor Legung der Grundswellen ist so stark zu wählen, dass man diese bei der Verlegung etwas in den Thon eindrückt.

Hierauf bringt man nach Anfeuchtung der Oberfläche der untern Lage die zweite Lage, deren Oberfläche etwas höher liegen muss, als die Unterkante der Zangen, so dass man diese beim Nageln eindrückt. Endlich folgt in derselben Weise in den Feldern zwischen Zangen und Grundswellen die dritte Lage, die etwas höher liegt als die Oberfläche der Grundswellen, ohne die letztere indessen zu bedecken. In diese werden sich die Bohlen bei der Nagelung einpressen, und dabei den Thon verdichten oder ihn zur Seite drängen.

Die Bohlen sind durch Hobelung der Kanten und unter Anwendung von

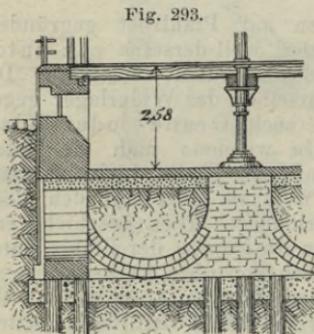
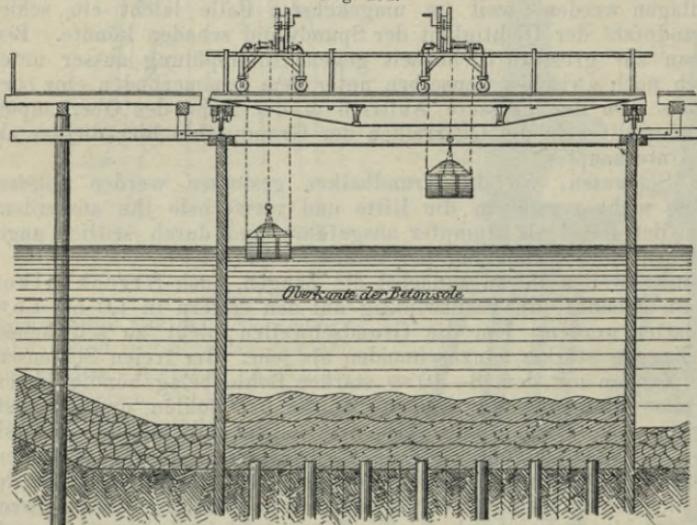


Fig. 293.

Clammhaken oder Keilen zum dichten Schluss zu bringen. Die Stösse der Bohlen eines Faches legt man in der Regel auf einen und denselben Grundbalken (nicht verwechselt). Auch diese Fuge muss möglichst dicht hergestellt werden. Für Schleusenböden sind rissige Bohlen unbrauchbar. Bisweilen legt man einen doppelten Boden, dessen Schwellen dann ebenfalls unter die Seitenmauern greifen. In diesem Falle können die Klaibalken, die man sonst von bedeutender Stärke macht, schwächer (etwa  $24\frac{1}{32}$  cm stark) genommen werden<sup>1)</sup>. — Ist die Baugrube trocken zu legen, so rammt man gewöhnlich erst, nachdem dies geschehen, die Pfähle ein, schneidet sie 0,3—0,5 m über dem Grunde ab, stampft Trockenmauerwerk oder Beton

Fig. 294.



zwischen die Pfahlköpfe und beginnt unmittelbar über denselben mit dem aufgehenden Mauerwerk; der Belag fällt fort.

So wurden z. B. für einen Speicher am Kaiserkai zu Hamburg, Fig. 293, nur unter den Pfeilern je 6 Pfähle geschlagen und es ward zwischen den Köpfen derselben eine Betonsole von 0,5 m Stärke

geschüttet. Diese erstreckt sich auch unter den Mauern fort, wo keine Pfähle gerammt sind. Zwischen den Pfeilern sind umgekehrte Bögen geschlagen.

Ist die Baugrube nicht vorher trocken zu legen, so rammt man Spundwände und Rostpfähle von schwimmenden oder Senk-Rüstungen aus, schneidet die Rostpfähle mit der Pendelsäge etwa 0,5 m hoch über dem Grunde ab und betonirt zwischen und über den Pfahlköpfen, wie bei den Beton-Fundamenten ohne Grundpfähle. Die Fig. 289, 290, 291, 292 u. 294 zeigen derartige

<sup>1)</sup> Weiteres über Schleusenböden s. im Abschn. Wasserbau.

Fundamente für Ufermauern und Brückenpfeiler, letztere Figur mit Angabe der Versenk-Einrichtungen für den Beton.

**d. Stellung der Rostpfähle mit Bezug auf die Gefahr des Kippens der aufgesetzten Bauwerke.**

Besondere Berücksichtigung ist dieser zuzuwenden, wenn die Beanspruchung durch die Last nicht senkrecht erfolgt, wie dies bei Kaimauern, Widerlagern von Bogenbrücken, Landpfeilern von Balkenbrücken, der Fall ist. Pfahlrost in Boden, welcher nahe der Oberfläche wenig tragfähig ist, wird bei solcher Beanspruchung stark auf Kippen oder Verschieben beansprucht. Dies gilt namentlich bei Schlamm-, auch fest gelagertem Schlick-, Torf-, und selbst ziemlich festen Thonboden. Bei einer russischen Eisenbahn (Tombow Saratow?) sind die Brückenköpfe einer ganzen Reihe von Brücken, die auf starken Thonschichten mittels Pfahlrost gegründet waren, trotz der Umschliessung der Pfahlroste mit Spundwänden theilweise um mehr als 0,5 m durch den Erddruck verschoben worden.

Ueber einige betr. Untersuchungen sei Folgendes mitgetheilt:

Die erste Untersuchung wurde durch Martiny ausgeführt. Die Versuchspfähle waren 9 m lang und standen 4,5—5 m in festem Sande, und darüber 4,5—4 m in Schlick (Schluff). Eine Probelastung hatte ergeben, dass dieselben eine senkr. Last von 30 000 kg trugen, ohne irgend welche messbare

Einsenkung zu zeigen. Trotzdem erwiesen sie sich gegen eine wagerechte Beanspruchung  $H$ , die oben am Kopfe ungefähr in der Höhe der Erdoberfläche angriff, wenig widerstandsfähig. Nachstehende Tabelle giebt die Grösse der Ausweichung

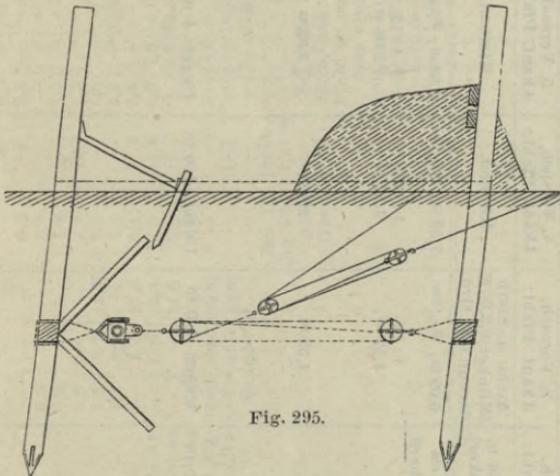
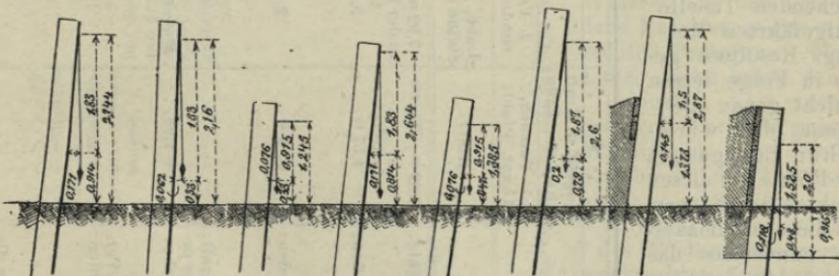


Fig. 295.

No.	Schub $H$ , kg	Ausweich. d. Pfahls	
		sofort ein- tread.: cm	bei länger andauernd. Zuge: cm
1	500	—	—
2	750	0,1	—
3	1000	0,2	—
4	1250	0,5	—
5	1500	0,65	0,75 <sup>1)</sup>
6	1750	1,0	—
7	2000	1,3	2,0 <sup>1)</sup>

Fig. 296 a—h.



des Pfahlkopfes bei verschiedener Grösse des Schubes  $H$  an. Offenbar hat der Stand des Pfahls auf bedeutende Länge im festen Sande den grössten Theil ihrer Widerstandsfähigkeit erzeugt. Hätten die Pfähle ganz im Schlick gestanden, so würde die Ausweichung eine ungleich grössere gewesen sein.

<sup>1)</sup> Die Spannung hielt 12 Stunden an.

Dies kann man aus einer Vergleichung mit den Ergebnissen von Versuchen schliessen, welche I. W. Sandemann<sup>2)</sup> anstellte. Es wurden je 2 Pfähle mit 6 m Abstand in geringer Neigung gegen die Senkrechte in verschiedenen Erdarten gerammt, Fig. 295; der vordere Pfahl wurde gegen kleinere Pfähle abgesteift und fest angeholt, so dass ein späteres Nachgeben nicht mehr zu befürchten war, während der hintere eigentliche Versuchspfahl dem wagerechten Zuge ungehindert folgen konnte, so weit ihn nicht der zu beobachtende Widerstand des Bodens hinderte.

Die wagerechte Bewegung wurde an einem Lothe gemessen, in der durch die Fig. 296 a—h angegebenen Höhe, welche die Neigung des hintern Pfahls vor Anwendung des Zuges angeben. Die in den untern Zahlenreihen der nebenstehenden Tabelle aufgeführten Messungs-Resultate geben in Folge dessen nicht genau die Grösse der wirklichen Bewegungen der Pfähle an diesen Punkten an; es werden diese muthmaasslich mindestens das Doppelte der betr. Zahlen betragen haben, bezogen auf

1	2		3				4				5				6				7				8				9						
	Angriff d. Kraft über der Erde		Angriff der Kraft unmittelbar an der Erdoberfläche.				Angriff der Kraft unterhalb der Erdoberfläche				Angriff der Kraft unterhalb der Erdoberfläche				Angriff der Kraft unterhalb der Erdoberfläche				Angriff der Kraft unterhalb der Erdoberfläche				Angriff der Kraft unterhalb der Erdoberfläche										
Bodenart:	1. Versuch, 4 kant. Pfahl:	Kant. Pfahl:	2. Versuch, runder Pfahl:	3. Versuch, 4 kant. Pfahl:	4. Versuch, 4 kant. Pfahl:	5. Versuch, 4 kant. Pfahl:	6. Versuch, 4 kant. Pfahl:	7. Versuch, 4 kant. Pfahl:	8. Versuch, 4 kant. Pfahl:	9. Versuch, 4 kant. Pfahl:	10. Versuch, 4 kant. Pfahl:	11. Versuch, 4 kant. Pfahl:	12. Versuch, 4 kant. Pfahl:	13. Versuch, 4 kant. Pfahl:	14. Versuch, 4 kant. Pfahl:	15. Versuch, 4 kant. Pfahl:	16. Versuch, 4 kant. Pfahl:	17. Versuch, 4 kant. Pfahl:	18. Versuch, 4 kant. Pfahl:	19. Versuch, 4 kant. Pfahl:	20. Versuch, 4 kant. Pfahl:	21. Versuch, 4 kant. Pfahl:	22. Versuch, 4 kant. Pfahl:	23. Versuch, 4 kant. Pfahl:	24. Versuch, 4 kant. Pfahl:	25. Versuch, 4 kant. Pfahl:	26. Versuch, 4 kant. Pfahl:	27. Versuch, 4 kant. Pfahl:	28. Versuch, 4 kant. Pfahl:	29. Versuch, 4 kant. Pfahl:	30. Versuch, 4 kant. Pfahl:		
	Länge u. Stärke d. Pfähle:	7,39 m; 10 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	10 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> cm	7,92 m; 30 cm an der Erdoberfl.	6,09 m; 2 <sup>1</sup> / <sub>10</sub> cm	7,39 m; 2 <sup>1</sup> / <sub>10</sub> cm	4,88 m; 31 <sup>1</sup> / <sub>31</sub> cm	7,47 m; 32 <sup>1</sup> / <sub>32</sub> cm	7,62 m; 30 <sup>1</sup> / <sub>30</sub> cm	4,72 m; 30 <sup>1</sup> / <sub>29</sub> cm																							
Neigung derselben:	1:10 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	4,57 m	1:29	1:12	1:10 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1:12	1:9	1:11 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1:12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>																								
Tiefe derselben im Boden:	4,57 m		5,48 m	4,57 m	4,57 m	3,05 m	4,27 m																										
Länge derselb. üb. Boden:	2,82 m		2,44 m	1,52 m	2,82 m	1,83 m	3,20 m																										
Höhe d. Angriffsp. d. Kraft: + über — unter der ursprüngl. Erdoberfläche:	+ 1,38		Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. + 0,15	Ungef. — 0,61 m u. — 1,52 m unter d. aufgebracht.Bod.																								
Länge u. Breite der Verschalung an den Pfählen:	—		—	—	—	—	—	—	—																								
Lage der Schalung:	—		—	—	—	—	—	—	—																								
Art u. Höhe des gegen die Schalung geschütteten Bodens:	—		—	—	—	—	—	—	—																								

<sup>2)</sup> *Exc. Min. of Proceed. of the Inst. of Civil Eng., Vol. LIX., 1880, p. 282 und Tydschr. van het Kon. Inst. van Inge., 1882, S. 217.*

Bewegung der Pfähle (in cm) unter dem Einfluss des Zuges:

Stärke des Zuges t	1. Versuch			2. Versuch			3. Versuch			4. Versuch			1. Versuch			2. Versuch			3. Versuch		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
1	3,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	6,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	7,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	3,1	0,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	4,8	0,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	8,9	1,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	15,2	3,4	5,7	12,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	27,9	8,2	6,3	11,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	Bei mehr als 8 t gab der Pfahl so stark nach, dass der Versuch ein- gestellt werden musste.	8,2	13,0	11,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	Bei mehr als 8 t gab der Pfahl so stark nach, dass der Versuch ein- gestellt werden musste.	11,5	13,3	12,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	Bei 11 t Zug der Versuch ein- gestellt werden musste.	11,2	14,6	13,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	Bei 11 t Zug der Versuch ein- gestellt werden musste.	—	—	13,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12,5	—	—	—	18,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13,25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Wahrscheinlich 23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Der Kraftmesser zeigte nicht über 26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

1) In der Richtung des Pfahles war ein 0,91 m tiefer Graben gezogen, so dass man den Zug tiefer anbringen konnte.

diejenige Tiefe unter Oberfläche, in welcher die Bewegung ihren Anfang nahm.

Bei den Versuchen 2 u. 5 wurden die Pfähle durch die Lothrechte zur andern Seite gezogen, wie man aus den in der Tab. aufgeführten wahren Abständen sieht, welche grösser sind als die in Fig. 296 d angegebenen.

Der Zug wurde in verschiedenen Höhen an den Pfählen ausgeübt, mittels eines Ketten-Flaschenzugs, dessen loses Ende an einen kleinern Flaschenzug befestigt wurde. Das lose Ende dieses 2. Flaschenzugs führte zu einer Winde. Die Grösse des Zugs wurde an einer Duckham'schen hydrostat. Wage von 20 t Tragkr. gemessen, welche zwischen der Rolle des 1. Flaschenzugs und dem vordern Pfahl in das Befestigungstau eingeschaltet war. Die 4 kettigen Pfähle waren Rothtannenholz von der Ostsee, die runden englisches Lärchenholz.

Aus den Untersuchungen ergibt sich:

1. Die wirkliche Grösse des Widerstandes, den verschiedene Erdarten der wagerechten oder theilweise radialen Bewegung hölzerner Pfähle entgegen setzen.

2. Der Unterschied der Widerstände, den verschiedene Erdarten gegen wagerechte Bewegung bieten. Loh, Asche leistet den geringsten, Klai einen grössern, Sand den grössten Widerstand, wie dies die Ergebnisse der Untersuchungen 2—6 zeigen.

3. Die Vergrösserung des Widerstands gegen wagerechten Zug, welcher erzielt wird, wenn die Ankerpfähle mit Planken beschlagen werden; derselbe wird gefunden durch Vergleichung der Ergebnisse der Untersuchungen zu 4 u. 5 mit denen zu 7 u. 8.

Der Pfahl bog sich 3,1 cm durch, was eine wechselnde Vorwärtsbewegung verursachte.

Grösseren Zug konnte der Apparat nicht angeben.

Bei 13 t Zug brach der Pfahl ungef. 1,5 m unter dem Grunde ab.

Bei 13 t brach der Pfahl 1,57 m unter dem Grunde ab.

Bei mehr als 8 t gab der Pfahl so nach, dass eine grössere Kraft nicht in Wirksamkeit gesetzt werden konnte.

Als der Zug 20 t erreichte hatte, wurde er aufgehoben u. d. Pfahl sprang 3,5 cm wieder zurück.

Bei 13 t Zug brach der Pfahl 1,57 m unter dem Grunde ab.

Bei mehr als 8 t gab der Pfahl so nach, dass eine grössere Kraft nicht in Wirksamkeit gesetzt werden konnte.

Als der Zug 20 t erreichte hatte, wurde er aufgehoben u. d. Pfahl sprang 3,5 cm wieder zurück.

4) Aus dem Umstande, dass 3 Pfähle (Untersuchung 3, 4 u. 7), welche 4,57 m tief in verschiedenen Erdarten eingerammt waren, ungefähr 1,5 m unter der Oberfläche abbrachen, scheint hervor zu gehen, dass ein Pfahl, der nur gegen waagrechten Schub Widerstand leisten soll (Ankerpfahl), nicht tiefer als etwa 4,57 m eingetrieben zu werden braucht.

Die mitgetheilten Tabellen geben einigen Anhalt zur Beurtheilung der Grösse des Schubs, den man auf senkr. eingeschlagene Rostpfähle wirken lassen darf, ohne dass ein bedenkliches Ausweichen zu befürchten ist. —

Bei grossem Schube stellt man entweder sämtliche Pfähle möglichst in die Richtung der Resultante aus der senkr. Belastung und dem Schube; oder man rammt auch nur einzelne Schrägpfähle, die mit senkr. stehenden Rostpfählen unmittelbar, oder mittelbar verbunden sind. Die Fig. 297 u. 298 geben betr. Ausführungen an. Ausserdem ist hier auf die Konstruktionen Fig. 289—292 zurück zu verweisen.

In der Fig. 290 stehen die Haupt-Schrägpfähle des sehr hoch geführten Rostes ausserhalb der Spundwände und sind mit den senkrecht gestellten Pfählen der ganzen Rostbreite nach wirksam verbolzt. Bei der Ufermauer-Konstruktion, Fig. 289 leisten nicht nur diese Haupt-Schrägpfähle, welche in grösserm Abstände gestellt sind, den Widerstand gegen Kippen der Mauer, sondern es kommen ihnen in dieser Leistung alle übrigen Pfähle des Rostes zu Hilfe, da auch sie Schräg-

Fig. 297.

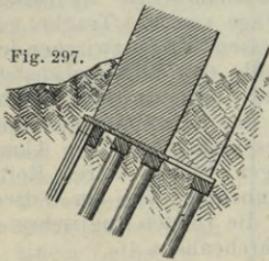


Fig. 300.

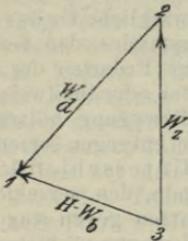


Fig. 298.



Fig. 299.



stellung erhalten haben. Die kippende Kraft hat eine Richtung, bei der sie innerhalb der Richtung der

Haupt-Schrägpfähle bleibt. Aehnlich so bei der Konstruktion Fig. 291, 292, in welcher nur die mittlere Pfahlreihe des Rostes senkr. steht, alle übrigen mit ungleicher Neigung gestellt sind, während die Haupt-Schrägpfähle innerhalb der Spundwand-Linie bleiben, da sie an der Hinterseite des Rostes

angreifen. In dem vorbesprochenen Falle dienen die durchgehenden Anker zu dem Zwecke, den Pfahlrostkörper zu einem geschlossenen Ganzen zu machen; hier haben sie ausserdem die Aufgabe zu erfüllen, die vordern Pfahlreihen mit den Haupt-Schrägpfählen in Verbindung zu bringen, so dass jene gehindert sind event. für sich allein eine Vorwärtsbewegung auszuführen.

Weiter zeigen die Konstruktionen Fig. 291, 292 eine Besonderheit in der Einbringung einer 2,7 m hohen Betonschüttung zwischen den Pfahlköpfen, welche von der Fundam.-Sohle bis zum Ebbespiegel reicht. Diese Schüttung erfüllt ausser dem Zweck eine Fläche für das Aufsetzen des Mauerw. zu bieten, den andern, die hoch hinauf reichenden Rostpfähle gegen Biegung zu schützen, welche eintreten würde, wenn sie auf der ganzen Länge von 2,7 m frei ständen.

Anstatt mittels Schrägpfähle kann man den Schub auch durch Verankerungen mit dem hinter dem Bauwerke liegenden Erdreich unschädlich machen. Solche Verankerungen werden in der verschiedensten Weise ausgeführt:

Schlägt man einfache Schrägpfähle, Fig. 298, an deren Kopf ein Zugband angegreift, so kann man mit Hilfe der in der Tab. S. 138, 139 mitgetheilten Werthe, die Grösse des Winkels  $\alpha$  ermitteln, unter welchem der Ankerpfahl eingetrieben werden muss, damit die Verschiebung desselben, welche der Zug  $H$  hervor bringt eine bestimmte Grenze nicht überschreite. Es finden nämlich folgende Gleichungen statt:

$$H^2 = W_b^2 + P^2 \text{ und: } P = \frac{W_b}{\tan \alpha}. \text{ Aus beiden erhält man: } \tan \alpha = \sqrt{\frac{W_b^2}{H^2 - W_b^2}}$$

Soll z. B. ein Ankerpfahl von  $\frac{32}{32}$  cm, der in Sandboden steht, einen Zug  $H = 10^t$  aufnehmen und dabei höchstens 4 cm vorgezogen werden, so ergibt die untere Hälfte der Tab., dass bei  $8^t$  Zug ein solcher Pfahl 1,9—2,2 cm gewichen ist. Da, wie angeführt ist, die wirkliche Bewegung des Pfahls die doppelte, also 3,8—4,4 gewesen sein dürfte, müssen wir für  $W_b$  diesen Werth

$$(8^t) \text{ nehmen, und erhalten dann: } \tan \alpha = \sqrt{\frac{64}{100 - 64}} \text{ und } \alpha = 53^0 8'.$$

Man sieht daraus, dass man die Pfähle sehr schräg stellen muss, um die Tragfähigk., welche sie in der Richtung ihrer Axe besitzen, auszunutzen.

Wesentlich kräftiger ist die Verankerung nach Fig. 299; es wirken bei dieser Anordnung dem wagerechten Zuge  $H$  3 Kräfte entgegen:

1. Der Widerstand  $W_b$ , den der Boden der Fortbewegung entgegen setzt, für dessen Grösse die Tab. S. 138 ff. einigen Anhalt giebt.

2. Der Widerstand  $W_d$ , den der Pfahl 1 gegen das Eindrücken in den Boden leistet (die Tragfähigk. des Pfahls.).

3. Der Widerstand, den  $W_z$ , den Pfahl 2 dem Ausziehen entgegen setzt.

Für den Widerstand  $W_b$  wird man aus den Tabellen nur einen solchen Werth nehmen, bei dem eine nennenswerthe Vorwärtsbewegung überhaupt noch nicht eintrat oder denselben besser ganz vernachlässigen.

Nehmen wir an, dass die Kräfte  $W_b$  und  $H$  der Richtung nach zusammen fallen, was allerdings nicht immer genau zutrifft, so wäre von den beiden Widerständen  $W_d$  und  $W_z$  noch der Zug  $H - W_b$  aufzunehmen, Fig. 300. Die volle und richtige Ausnutzung der als bekannt vorausgesetzten Widerstände  $W_d$  und  $W_z$  hängt nun von ihrer Stellung zu einander und zur Richtung von  $H$  ab. Um für die beiden Pfähle, in deren Axen die beiden Kräfte  $W_d$  und  $W_z$  wirken, die richtige Stellung zu ermitteln, trägt man die Kraft  $H - W_b$  der Grösse und Lage nach auf, und zeichnet über derselben mit  $W_z$  und  $W_d$  das Kräfedreieck 1, 2, 3. Dann geben die Seiten desselben die Stellung an, in welcher die beiden Pfähle zu einander und zur Senkr., bezw. zur Richtung von  $H$  eingetrieben werden müssen.

Der Widerstand gegen Ausziehen,  $W_z$  wird — gleich lange und gleich starke Pfähle voraus gesetzt — so lange der Pfahlkopf nicht mit Boden überschüttet ist etwas kleiner zu nehmen sein, als der Widerstand gegen Druck  $W_d$  (etwa  $= 0,8 W_d$ ). Steht der Pfahlkopf einigermaßen tief in festgestampftem Boden, so kann man  $W_d = W_z$  nehmen. Am sichersten wird man sowohl  $W_d$  als  $W_z$  durch Einrammen, probeweises Belasten und Wiederausziehen eines Probepfahls ermitteln.

Den Widerstand  $W_z$  des auf Zug beanspruchten Pfahls kann man durch Belastung einer Platte mit Erde ersetzen, Fig. 301 oder 302. Ist der Widerstand des Pfahls 1 bekannt, desgl. der Winkel  $\beta$ , Fig. 302, so hat man, um die nothwendige Grösse  $F$  der Platte zu berechnen, zunächst den Widerstand den dieselbe dem Herausreissen entgegen setzen muss, Fig. 303:

$$I. W_z = W_d \cos \beta + \sqrt{(H - W_b)^2 - W_d^2 \sin^2 \beta'}$$

1) Das negat. Wurzelzeichen entspricht der in Fig. 303 punktiert angedeuteten Lage der Kraft von  $H - W_b$ .

Bezeichnet  $b$  die Seite der quadrat. Fläche  $F$ , so ist nach dem was S. 130 ff. über die Grösse des Erdkegels, der die Schraubenflächen von Schraubenpfählen belastet in unserm Falle der Inhalt  $I$  der abgestumpften Pyramide, welche die

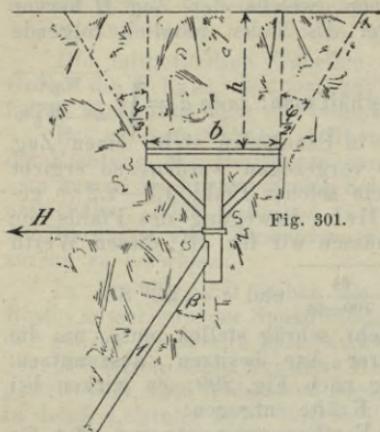


Fig. 301.

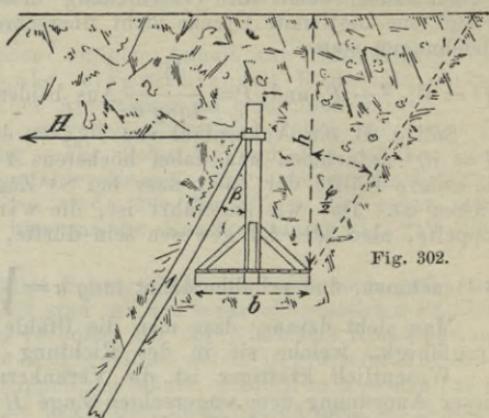


Fig. 302.

Fig. 303.

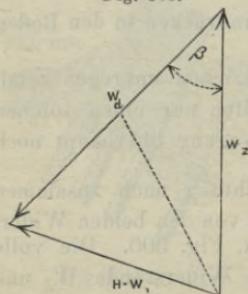


Fig. 306.

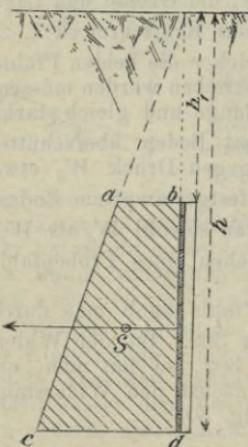


Fig. 304.

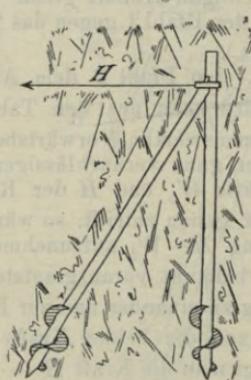
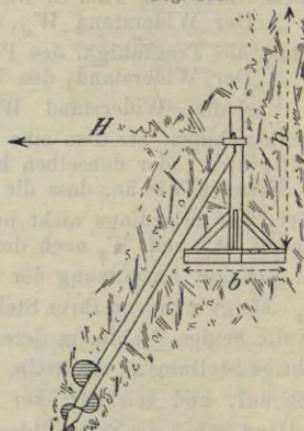


Fig. 305.



Fläche  $F$  belastet:

$$I = \frac{1}{3} \left\{ (b + 2h \tan \frac{\varphi}{2})^2 \left( h + \frac{b}{2 \tan \frac{\varphi}{2}} \right) - \frac{b^2}{2 \tan \frac{\varphi}{2}} \right\} = b^2 h + 2b h^2 \tan \frac{\varphi}{2} + 1,33 h^3 \tan^2 \frac{\varphi}{2}$$

und das Gewicht dieses Erdkörpers =  $\gamma I$ . Dasselbe muss = sein dem erforderlichen Widerstande  $W_z$  oder:

$$= W_d \cos \beta + \sqrt{(H - W_b)^2 - W_d^2 \sin^2 \beta}$$

Zur Bestimmung der Seite  $b$  der Platte hat man also:

$$W_d \cos \beta \pm \sqrt{(H - W_b)^2 - W_d^2 \sin^2 \beta} =$$

$$\gamma [b^2 h + 2b h^2 \tan \frac{\varphi}{2} + 1,33 h^3 \tan^2 \frac{\varphi}{2}]$$

$$\text{oder: II. } b^2 + 2b h \tan \frac{\varphi}{2} + 1,33 h^2 \tan^2 \frac{\varphi}{2} -$$

$$- \left( \frac{W_d \cos \beta \pm \sqrt{(H - W_b)^2 - W_d^2 \sin^2 \beta}}{\gamma h} \right) = 0$$

Will man andererseits den Werth des Zuges  $H$  berechnen, den eine derartig ausgeführte Verankerung aufzunehmen vermag, so hat man aus Gleichg. I)

$$\text{III. } H = W_b \pm \sqrt{W_z^2 + W_d^2 - 2 W_z W_d \cos \beta}$$

Greift der Zug  $H$  horizontal an, so muss sein:

$W_z = W_d \cos \beta$ , wonach die Grösse der Platte wie oben zu berechnen ist.  $H$  ist dann  $= W_b + W_d \sin \beta$ .

Anstatt des Spitzpfahls in Verbindung mit einer belasteten Platte, kann man auch einen Schraubenpfahl mit belasteter Fläche oder 2 Schraubenpfähle zu einer Verankerung verbinden, Fig. 304 und 305. Die Berechnung ergibt sich in beiden Fällen in derselben Weise, wie oben, mit dem einzigen Unterschiede, dass für den vordern Pfahl die Tragfähigkeit, des von seiner Schraubenfläche bedeckten Bodentheils als Widerstandsfähigkeit gerechnet wird. Wie gross diese genommen werden kann, darüber ist an weiterhin folgender Stelle zu vergleichen. Event. kann man noch die Reibung des Bodens am Pfahl in Rechnung ziehen.

Zur Verankerung ist auch der passive Druck des hinter dem Bauwerk gelagerten Bodens benutzbar, indem man die Zuganker mit einer senkrecht in diesem Boden aufgestellten Platte in Verbindung bringt.

Für die der Fig. 306 eingeschriebenen Bezeichnungen, ist, abgesehen von der Kohäsion des Bodens, der passive Erddruck an der Vorderseite der Platte für einen Längentheil von 1 m:  $D_p = \frac{\gamma}{2} (h^2 - h_1^2) \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ ; der aktive auf

der Rückseite dagegen:  $D_a = \frac{\gamma}{2} (h^2 - h_1^2) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ ; also:

$$\text{IV. } D_p - D_a = \frac{\gamma}{2} (h^2 - h_1^2) \left\{ \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right\}$$

Die grafische Darstellung ist das Trapez  $abcd$ , Fig. 306, dessen Grundlinie:

$$cd = h \left\{ \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right\} \text{ ist.}$$

$\gamma$  und  $\varphi$  haben hier dieselben Bedeutungen wie oben.

Ist die Länge der Platte, Fig. 307,  $= l$ , so ist der Ueberschuss des passiven Erddrucks gegen die Vorderseite über den aktiven gegen die Hinterseite der ganzen Platte:

$$\text{V } 1 (D_p - D_a) \geq H$$

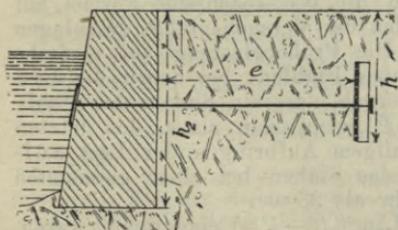
Das Zugband  $H$  muss in der Höhe des Schwerpunkts  $S$  der Druckfigur  $abcd$  und in der Mitte von  $l$  angreifen:

Damit der Druck  $D_p - D_a$  voll zur Geltung komme, macht man die Entfernung  $e$  der Platte von der Hinterkante des zu verankernden Fundaments:

$$\text{VI } e = h_2 \cotang \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + h \cotang \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

Fig. 307.

die Bedeutung von  $h_2$  und  $h$  ist aus Fig. 307 ersichtlich.



### e. Tragfähigkeit von Rostpfählen.

Stehen die Pfähle mit den Spitzen auf festem Fels, so ist ersichtlich, dass man sie so stark belasten kann, als die Knickfestigkeit des Holzes es gestattet. Ein Pfahl jedoch der seiner ganzen Länge nach in nachgiebigem Boden steht, ist sehr empfindlich gegen den Horizontalschub und aus diesem Grunde muss ein Pfahlrost auf hartem Fels, in den die Spitzen nur wenig einzutreiben sind, von allen Seiten gegen seitliches Ausweichen durch Strebepfähle gesichert werden, wozu das Nöthige bereits früher angegeben ist.

Ungleich schwieriger ist die Tragfähigk. von Pfählen zu bestimmen, die auf nachgiebigem Boden stehen. Zur Berechnung derselben sind auf theoret. Wege

Formeln entwickelt worden, bei denen die Tragfähigk. zu dem Einsinken des Pfahls nach dem letzten Rammschlage in Beziehung gebracht ist. Da sich aber die Wirkungen der lebend. Kraft des Stosses mit denen einer ruhigen Belastung nicht vergleichen lassen, und da man die Eigenthümlichkeiten verschiedener Erdarten höchstens durch Einführung von Koeffiz. berücksichtigen könnte, die noch fehlen, so darf man auf Zuverlässigkeit dieser Art von Formeln nicht rechnen.

Ganz unzuverlässig müssen die Ergebnisse der Formeln für Bodenarten sein, welche mehr oder weniger die Eigenschaften von Flüssigkeiten besitzen, und die elastisch sind, wie Thonboden, so lange derselbe nicht so fest ist, dass er aufhört knetbar zu sein und zu kleben. Für Sandboden dagegen mag man die Formeln anwenden, weil bei ihnen der Sicherheits-Koeffiz. die Schwäche der Formeln ausgleicht.

Die wohl am meisten angewendete Formel von Brix (welche auf die Zusammenpressung des Holzes keine Rücksicht nimmt) lautet:

$$I. P = \frac{h Q^2 q}{e(Q+q)^2},$$

und darin bedeutet:  $Q$  das Bärge wicht,  $q$  das Pfahlge wicht (beides in kg),  $h$  die Fallhöhe des Bärs in mm,  $e$  die Tiefe, um welche der Pfahl beim letzten Schlage noch eindringen darf, in mm,  $P$  die grösste Belastung (Grenzbelastung), welche der Pfahl noch tragen kann, ohne tiefer einzusinken.

Sei ferner die zulässige Belastung des Pfahls  $p = \frac{1}{m} P$ , worin  $m$  je nach der Wichtigkeit des Bauwerks = 8—4 zu nehmen,  $T$  die ganze Tiefe, um welche der Pfahl eingerammt ist und  $n$  die Anzahl der hierzu erforderlichen Schläge, so ist:

$$II. p = \frac{1}{m} \frac{h Q^2 q}{e(Q+q)^2}; \quad III. e = \frac{1}{m p} \frac{h Q^2 q}{(Q+q)^2} \quad \text{und:} \quad IV. T = \frac{1}{m p} \frac{n h Q^2 q}{(Q+q)^2}$$

Bei Anwendung eines Rammknechts vom Gewicht  $q_1$  ist:

$$V. p = \frac{1}{m e_1} \frac{h Q^2 q q_1^2}{(Q+q_1)^2 (q_1+q)^2},$$

worin  $e_1$  das Eindringen des Pfahls bei 1 Schlag bedeutet.

Unter Berücksichtigung der Zusammenpressung des Holzes ist nach Weissbach:

$$VI. P = -\frac{a E e_1}{l} + \sqrt{\frac{2 Q h a E}{l} + \left(\frac{a E e_1}{l}\right)^2}$$

oder nach Redtenbacher, auch mit Berücksichtigung des Pfahlgewichts  $q$

$$VII. P = -\frac{a E e_1}{l} + \sqrt{\frac{2 Q^2 h a E}{l(Q+q)} + \left(\frac{a E e_1}{l}\right)^2}$$

In diesen Formeln bedeutet  $E$  den Elastizitätsmodul des Holzes, bezogen auf  $q^{\text{mm}}$ ,  $a$  den Querschn. des Pfahls in  $q^{\text{mm}}$  und  $l$  die Länge des Pfahls in mm, während die übrigen Buchstaben dieselbe Bedeutung haben, wie in der Brix'schen Formel.

Bei dem Bau der Berliner Stadtbahn ward die Weissbach'sche Formel auf ihre Zuverlässigkeit geprüft. Der Boden, in den die Versuchspfähle geschlagen wurden, bestand durchweg aus losem Sand. Die Probelastung auf einfache Sicherheit an 8—9 m langen, ganz eingerammten Pfählen, bei denen die Last nach einigen Stunden wieder entfernt wurde, ergab, dass ein Sinken des Pfahls unter der aus der Formel berechneten Last  $P$ , wenn man als  $e$ , den letzten Anzug des Pfahls nahm, erst nach 10—15maligem Aufbringen der Last aufhörte. Bei keinem der Probpfähle betrug das Sinken bei einer gesammten Dauer der Belastung von 60—80 Stunden mehr als 23 mm.

Bei Pfählen, die nur auf ein Stück ihrer Länge (3—4 m) eingerammt waren, trat ein tiefes Einsinken in den Boden ein, wenn man das der Formel entsprechende Gewicht  $P$  aufbrachte. Für diese Fälle zeigte sich die Formel also ganz unzuverlässig<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> I. Wex. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 267.

Von der Ansicht ausgehend, dass die Tragfähigk. eines Pfahls mindestens = sein muss dem Reibungswiderstd., welchen derselbe im Erdreich erfährt, und den man beim Ausziehen von Pfählen messen kann, hat Hurtzig<sup>1)</sup> auch für Thonboden eine Formel aufgestellt. Die Beobachtungen dazu wurden an den Pfählen eines Fangedamms gemacht, die in festen blauen Thon eingerammt waren und demnächst wieder ausgezogen wurden. Die Art und Weise, wie Hurtzig den Reibungswiderstd. für die Einheit der Pfahl-Umfläche festgestellt hat, ist indessen anfechtbar: die Pfähle hatten quadrat. Querschnitt und bildeten Wände, d. h. sie standen dicht zusammen. In Folge dessen nimmt Hurtzig an, dass die Reibung nur von 2 Seiten der Pfähle stattfand, und erhält jedenfalls einen zu grossen Reibungswiderstd. für die Flächeneinheit. Denn wenn auch zugegeben wird, dass an der Seite des Pfahls, von der so eben der Nachbarpfahl entfernt wurde, nur eine geringe oder gar keine Reibung stattfand, so kann man dies von der entgegen gesetzten Seite, auf der die Pfähle noch stehen, jedenfalls nicht annehmen. Es würde daher richtiger sein, anzunehmen, dass die Reibung an 3 Seiten stattfand, wodurch sich der von Hurtzig berechnete Reibungswiderstd. um  $\frac{1}{3}$  vermindert.

Hurtzig fand denselben zu 9159 kg f. 1 qm (1875 Pfd. pro □' engl.). Bei Vertheilung der Reibung auf 3 Seiten des Pfahls würde dieselbe rund 6000 kg betragen. Die Formel, welche Hurtzig aufstellt, lautet für metrisches Maass:

$$e = \frac{h Q}{P} - \frac{P}{1300}, \text{ oder nach } P \text{ aufgelöst:}$$

$$\text{VIII. } P = - \frac{(1030)}{650} e + \sqrt{\frac{(1060900)}{422500} e^2 + \frac{(2060)}{1300} h Q}.$$

Die Buchstaben haben dieselbe Bedeutung, wie in den übrigen Formeln;  $h$  und  $e$  sind in mm, die Gewichte  $P$  und  $Q$  in kg zu nehmen. Die eingeklammerten Zahlenwerthe entsprechen dem grössern von Hurtzig berechneten Reibungswiderstd., die nicht eingeklammerten sind die um  $\frac{1}{3}$  verminderten.

Bei den Versuchen von Hurtzig standen die quadrat. Pfähle i. M. 5,64 m tief im Boden, der nur in schwachen obern Schichten aus Torf und Sand, der Hauptsache nach aber aus festem Thon bestand. Die Gesamt-Umfläche betrug auf dieser Länge 7,06 qm, von der Hurtzig nur die Hälfte, Verfasser dagegen  $\frac{3}{4}$  als der Reibung ausgesetzt ansieht. Der gesammte mittlere Reibungswiderstd. betrug für 1 Pfahl 32330 kg.

Ob die Hurtzig'sche Formel auch für geringere Tiefen und Thon von geringer Festigkeit angewendet werden darf, müssen anderweitige Versuche erst klar legen. —

Bei allen wichtigern Bauwerken muss man durch Belastung von Probepfählen sich Ueberzeugung von der Tragfähigk. verschaffen, da sämtliche Formeln zu unsichere Ergebnisse liefern, in den meisten Fällen zu grosse, in einzelnen aber auch zu kleine. Letzteres wird namentlich in Triebsand und den feinen Ablagerungen an der Seeküste mit einigem Schlickgehalt der Fall sein, welche mit der Tiefe in festen grauen Sand übergehen. In solchen Bodenarten lassen sich die Pfähle durch schnell schlagende Rammen leicht eintreiben, können trotzdem aber eine ziemlich bedeutende ruhende Last aufnehmen.

Auf den bei umfangreichen Bauwerken an verschiedenen Stellen zu schlagenden Probepfählen muss die Belastung während längerer Zeit ruhen; namentlich ist dies bei Thonboden nothwendig.

Es seien einige Belastungsangaben der Rostpfähle ausgeführter Bauwerke mitgetheilt:

Brücke bei Neuilly. Die Rostpfähle 31 cm stark sind mit je 52 800 kg belastet. Dieselben stehen in Kies und mit den Spitzen auf Fels.

Brücke bei Orleans 52 500 kg. Ein Pfeiler dieser Brücke setzte sich um 0,26 m.

Brücke bei Tours (eingestürzt) 76 900 kg.

Wechsel-Brücke bei Graudenz 39 750 kg. Die Rostpfähle dienen hier nur zur Sicherung des Fundam. und es wird auf ihre Tragfähigk. erst gerechnet, wenn die Betonsole unterpflügt ist.

<sup>1)</sup> Excerpt Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Engin, Sess. 1883/84.

Sehr geringe Belastungen haben wegen der besondern Bodenbeschaffenheit die Rostpfähle der holländischen Bauwerke: Schleusenbauten im nordholländischen Kanal 12 500 kg. Entwässerungsschleuse bei Katwyk 8250 kg. Kaimauern auf Feyenoord bei Rotterdam bei niedrigem Wasserstande 5510—8110 kg.

Perronet empfiehlt Pfähle von 0,21—0,24 m Durchm. mit 25 000 kg, solche von 0,31 m Durchm. mit 50 000 kg zu belasten. Dabei setzt er jedenfalls sehr guten festen Untergrund voraus.

Das Verfahren die Pfähle einzuspülen, hat vor dem Einrammen den Vortheil voraus, dass die Pfähle keiner Zuspitzung bedürfen. Mit der Zuspitzung wird nämlich sowohl der Widerstand gegen das Eintreiben als auch die Tragfähigk. vermindert; letztere beruht bei eingerammten Pfählen vornehmlich auf der Reibung, abgesehen von der beim Rammen erzeugten Verdichtung des Bodens, die aber, bei manchen Bodenarten mit der Zeit wieder abnimmt. Der eingespülte Pfahl behält seine volle tragende Grundfläche, die man um so stärker belasten kann, als mit der Tiefe die Tragfähigk. des Bodens wächst.

Um den Baugrund unter dem Pfahle zu verdichten, empfiehlt es sich demselben nach beendeter Einspülung einige kräftige Schläge mit einem schweren Rammklotze zu ertheilen.

### f. Schraubenvpfähle; eiserne Pfähle.

Litteratur: Mitchel. *Submarine Foundations*. — *Nouv. Ann. de la Constr.*, 1871, 1874, 1877, 1879, 1881. — *Zeitschr. f. Bauw.* XXI. — *Allgem. Bauzeitg.* 1850, 1858. — *Deutsch. Bauzeitg.* 1870, 1874, 1878, 1882. — *Wochenbl. f. Archit. u. Ingen.* 1882.

#### a. Hölzerne Pfähle mit Schraubenschuh.

Derartige Pfähle sind zuerst von dem englischen Ingenieur Mitchel angewendet worden und zwar in der Form, welche Fig. 307 zeigt, mit zweierlei Gewinden

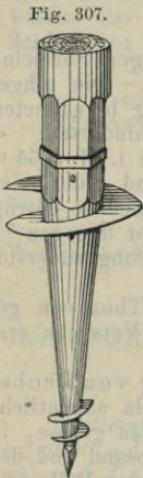


Fig. 307.

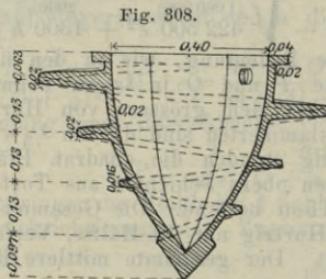


Fig. 308.

Sie standen in Triebsand, wurden vielfach unterspült und stellten sich alsdann schief; es trat dies auch noch ein, nachdem man mit dem Durchm. des Gewindes bis auf 1,2 m gegangen war. Dieser Mangel wurde man erst Herr, als man sich zur Wahl einer andern Schraubensform, Fig. 308, entschloss, welche ein fortlaufendes Gewinde von gleicher Ganghöhe auf konoidischer Fläche zeigt<sup>1)</sup>.

Sonstige Schraubensformen, welche angewendet sind, kommen weiterhin zur Besprechung.

Die Anwendbarkeit von hölzernen Pfählen mit Schraubenschuhen findet in der Beschaffenheit des Bodens bald eine Grenze. Ist der Boden fest gelagert, oder sind grosse Gewinde-Durchm. erforderlich, so wird der Widerstand beim Einschrauben leicht so gross, dass der Holzpfahl bricht.

#### β. Eiserne Pfähle

hat man aus Guss- und Schmiedeisen hergestellt, und sie in 4 Formen zur Anwendung gebracht: 1. als Schraubenvpfähle, 2. als Scheibenvpfähle, 3. als Spitzpfähle und 4. als Hohlpfähle ohne Schraube oder Spitze.

##### 1. Schraubenvpfähle.

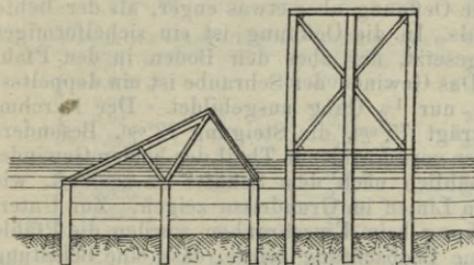
Sie bilden in ihren verschiedenen Formen diejenige Art, welche am meisten zur Anwendung empfohlen werden kann. Im Auslande, namentlich auch bei

<sup>1)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1870, S. 255.

Bauten in überseeischen Ländern, vielfach angewendet, ist in Deutschland ihr Gebrauch bisher weniger zahlreich, als er es sein sollte.

Die Vorzüge der Schraubenpfähle gegenüber massiven Fundam. bestehen in den sehr viel geringern Kosten, wie der schnellen und leichten Herstellung und Wiederbeseitigung derselben, während allerdings die Dauer der Pfähle eine begrenzte ist. Sie empfehlen sich also hauptsächlich für provisorische Bauwerke, sowie für solche dauernde, bei denen die Möglichkeit einer Auswechslung der etwa verrosteten Pfähle möglich ist, wie z. B. bei Brückenpfeilern. Ihre Anwendung zu solchen in fließenden Gewässern bietet noch den Vortheil, dass sie das Profil nicht nennenswerth verengen. Für derartige Pfeiler müssen aber in Flüssen mit Eisgang, Eisbrecher angewendet werden, die man am besten getrennt vor die Pfeiler, Fig. 309 u. 310, setzt, damit erstere vom Stoss des Eises nicht erschüttert werden. Zu den Eisbrechern dienen gleichfalls Schraubenpfähle.

Fig. 309, 310.



Zu Brückenpfeilern sollten nur schmiedeiserne Pfähle angewendet werden, zum mindesten für den aus dem Boden hervor ragenden Längentheil, da solche Pfeiler bei Längenänderungen der Brücke durch Wärmeschwankungen oder durch Winddruck auf Biegungs-Festigkeit beansprucht werden.

Ausser bei Brückenbauten finden Schraubenpfähle gute Verwendung bei Seebauten, wo man wegen Vorkommen des Seewurms Holz ausschliessen muss; ebenso bei Bauten, wo des wechselnden Wasserstandes wegen Holz schnell faulen würde.

So sind zahlreiche Leuchthürme und Leuchtbaken auf Schraubenpfähle gegründet, besonders oft aber

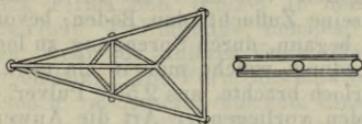


Fig. 311.

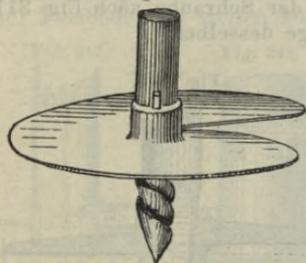
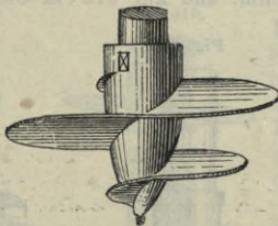


Fig. 312.



Bojen zur Bezeichnung des Fahrwassers oder zum Festlegen von Schiffen an denselben verankert worden.

Ganz besonders empfehlen sich Schraubenpfähle für Fundam.-Vergrösserungen von Bauwerken, wie z. B. Verlängerungen von Brückenpfeilern, da das Einbringen sowohl

ohne Erschütterungen der Bauwerke, als auch ohne Auflockerung des Baugrundes zu bewirken ist.

Die Schraube wird in der Regel als besonderes Stück aus Gusseisen oder auch Gussstahl angefertigt und mit dem Pfahl durch Nuth und Feder verbunden. Oder es werden die letztern am untern Ende eckig gebildet und in eine dazu passende Oeffnung des Schraubenschuhs eingelassen, auch wohl noch durch einen Keil oder Stift befestigt. Diese Befestigungsweisen sind die geeignetsten für massive schmiedeiserne Pfähle, Fig. 311 u. 312, die man bis zu grossen Stärken und Längen angewandt hat. Die bedeutendste Grösse befindet sich bisher bei der Landungsbrücke bei Lewes in Nordamerika, wo die zu einem Stücke zusammen geschweissten grössten Pfähle die Länge von 16,5 m und die Stärke von 21 cm erreichen.

a. Schraubenformen. Die Formen der Schrauben sind ausserordentlich wechselnd, und über die im gegebenen Falle zweckmässigste besteht nur selten

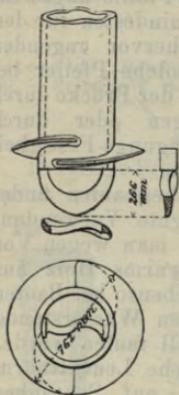
von vorn herein Gewissheit. Je fester der Boden desto grösser wurde bisher die Zahl der Umgänge genommen.

Nach einer in England patentirten Konstruktion sollen die Schraubengewinde, um ein senkrecht Einschrauben zu erleichtern, nicht aus einer geschlossenen Fläche, sondern (wie Schiffsschrauben) aus symmetrisch gegenüber gestellten Segmenten (Flügeln) bestehen.

Verfasser empfiehlt bei Pfählen, welche sehr tief eingeschraubt werden, weiter oben ein zweites grosses Gewinde von nur 1 Umgang anzubringen, welches nur 1—1,5 m in den Grund eindringt. Dies vergrössert nicht nur die Tragfähigk. des Pfahls, sondern auch seine Widerstandsfähigkeit gegen seitliches Ausbiegen.

Für Schraubenpfähle, welche in sehr festen mit Steinen untermischten Thon eingetrieben werden sollten, hat man nach Versuchen mit 10 verschiedenen Formen die in Fig. 313 dargestellte als zweckmässigste gefunden<sup>1)</sup>. Der hohle gusseiserne Schraubenpfahl ist unten offen, die Oeffnung aber etwas enger, als der lichte Durchm. des Pfahls. In die Oeffnung ist ein sichelförmiger Vorschneider eingesetzt, der aber den Boden in den Pfahl eindringen lässt. Das Gewinde der Schraube ist ein doppeltes; es ist von jedem nur  $\frac{1}{2}$  Gang ausgebildet. Der Durchm. des Gewindes beträgt 75 cm, die Steigung ist 23 cm. Besonders wichtig ist, dass der vorschneidende Theil der beiden Gewindehälften sehr allmählich nach dem Schaft zu ausläuft, wie dies die punktirten Linien im Grundrisse zeigen. Zur Unterstützung der Wirkung beim Einschrauben wurden die Pfähle stark belastet. Eine Beobachtung zeigte, dass eine Belastung mit 3 t die Eindringungstiefe von 13 cm auf 18 cm steigerte. Man nahm auch dazu seine Zuflucht, den Boden, bevor man mit dem Einschrauben begann, durch Sprengung zu lockern; und zwar bestand die Ladung, welche man in ein etwa 1,8 m tief vorgetriebenes Bohrloch brachte, aus 2,5 kg Pulver. — Im allgemeinen ist bei Boden vorliegender Art die Anwendung

Fig. 313.



von Schraubenpfählen überhaupt nicht zu empfehlen.

Für weiche Erdarten empfiehlt sich die Form der Schraube nach Fig. 311 mit grossem Gewinde-Durchm. und nur einem Gange desselben.

Fig. 314.

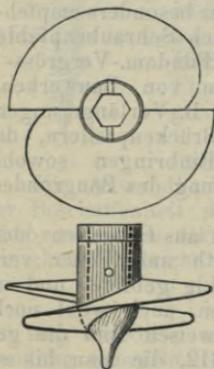


Fig. 315.

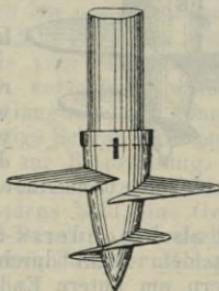


Fig. 316.

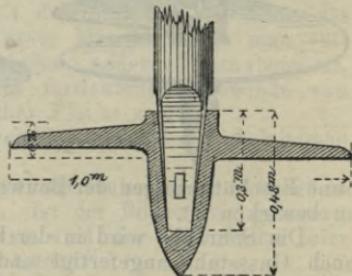


Fig. 314 zeigt die Schraube, welche für die Landungsbrücke bei Lewes<sup>2)</sup> angewendet wurde; sie hat 0,76 m Durchm., bei nur 2 halben Umgängen, deren Begrenzung nahezu eine

Archimedische Spirale ist.

Fig. 315, 316 zeigen 2 Schraubenformen, welche in Bremen bei den Bauten der Bremer Lagerhausgesellschaft Verwendung fanden; Fig. 315 stellt die Bohlken'sche Patentschraube dar, Fig. 316 ist eine Konstruktion des Ingenieurs

<sup>1)</sup> *Engineering*, 1883, II. und *Zentralbl. d. Bauverwaltung*, 1885, S. 281.

<sup>2)</sup> *Deutsch Bauzeitg.* 1874, S. 196.

Neukirch. Die Kosten des Einschraubens betragen für 1 m Pfahllänge 11,28 M. und es wurden dazu im Durchschn. 3,76 Arbeitertagewerke (im günstigsten Falle bei 6 m Tiefe nur 1,7 Tagew., im ungünstigsten bei 5 m Tiefe, wo man auf Hindernisse traf, 9,1 Tagewerke erfordert. In einem andern spätern Falle beliefen sich die Durchschn.-Kosten auf 7,1 M. für 1 m.

Nachfolgende Tafeln geben Aufschluss über das Eindringen der beiden letztgenannten Schraubenarten mit zunehmender Tiefe.

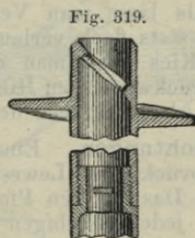
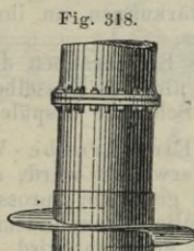
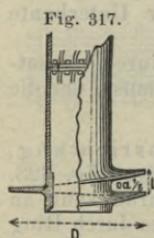
Neukirch'sche Schraube		Bohlkens Schraube	
Senkung	Min.	Senkung m	Min.
0,5 m	8	—	—
1,0 "	15	1,0	6
1,0 "	19	1,0	8
1,0 "	27	1,0	9
1,0 "	35	1,0	13
1,0 "	50	1,0	25
1,0 "	60	—	—

An der Neukirch'schen Schraube waren im Mittel 22 Mann an einem Hebelarme von 5,4 m Länge beschäftigt, bei der Bohlkens'schen bei gleichem Hebelarme 20; die Senkungen der Schraube ergaben sich für 1 Umdrehung wie in Taf. 2 angegeben. Die Bohlkens'sche Schraubenform stellte sich also in jeder Beziehung als die günstigere heraus.

bei der Neukirch'schen	bei der Bohlkens'schen
1 — 0,07 m	1 — 0,07 m
2 — 0,062 "	2 — 0,03 "
3 — 0,05 "	3 — 0,06 "
4 — 0,02 "	4 — 0,07 "
5 — 0,015 "	5 — 0,075 "
6 — 0,017 "	6 — 0,08 "
7 — 0,025 "	7 — 0,065 "
8 — 0,030 "	8 — 0,07 "
9 — 0,020 "	9 — 0,065 "
10 — 0,020 "	10 — 0,075 "

Auch für gusseiserne hohle Pfähle wendet man unten geschlossene spitz auslaufende Schrauben an. An einer Schraube die von der Firma Schneider & Co. in Creuzot für Brückenbauten in Cochinchina und Portugal angefertigt wurde, machte das Gewinde 3 Umgänge

und lief mit dem Schraubenkern spitz aus. Für festere Erdarten nahm die genannte Firma den Winkel an der Spitze so klein als ausführbar und liess das Gewinde 4 Umgänge machen. Hohle Pfähle sind leichter nieder zu bringen, wenn ihr unteres Ende offen bleibt, so dass der Boden in der Röhre aufsteigen kann. Die Form des Gewindes richtet sich auch hier nach der Erdart, und danach, ob dasselbe nur zum Einschrauben oder daneben zum Tragen dienen soll. In ersterem Falle kann das Gewinde auf wenige cm Breite beschränkt werden, Fig. 317, 318. Derartige Pfähle eignen sich für den Fall, wo der Fuss auf Felsboden zu stehen kommt.



Um das Aufsteigen des Bodens im Innern hohler Schraubenpfähle zu erleichtern, sowie um den Boden zu lockern, hat man beim Bau von Festungsbrücken in Antwerpen inwendig ein kleines Gewinde von der doppelten Steigung des äussern grossen angebracht, Fig. 319, was indessen bei

Sandboden wenig Nutzen schafft.

Hohlen gusseisernen Pfählen mit unterer Oeffnung kann man wesentlich grössern Schaft-Durchm. geben, ohne dass dadurch das Einschrauben sehr erschwert wird, weil bei ihnen die Verdichtung des Bodens fortfällt. Durch die Vergrösserung des Durchm. werden die Pfähle nicht nur widerstandsfähiger gegen Knicken über dem Boden, sondern wegen Vermehrung der Grundfläche, so wie der Reibung an der Umlfläche auch tragfähiger.

Den Pfählen der Chepstow-Brücke gab Brunel 1,8 m Durchm. Bei der Nesbor-Brücke in Rumänien wurden Röhren von 1,22 m Weite bei 1,83 m Durchm. der Schraube angewendet.

Müssen Pfähle sehr tief eingeschraubt werden, so dass der im Boden steckende Theil zu stossen ist, so kann man durch geeignete Ausführung des Stosses das Einschrauben sehr erleichtern. Flanschverbindung ist im allgemeinen nicht günstig, weil die Flanschen zu weit vortreten. Will man die-

selben dennoch anwenden, so lasse man wenigstens den untern Flansch in Keilform auslaufen, und spare in demselben nur schmale Schlitze für die Schraubenköpfe aus; die Schlitze werden nach Fertigstellung der Verschraubung mit Zement ausgefüllt, Fig. 320. Vortheilhafter ist eine Verschraubung in Muffen, weil man die erforderliche Verstärkung sowohl innen als aussen anordnen kann.

Fig. 321, 322.

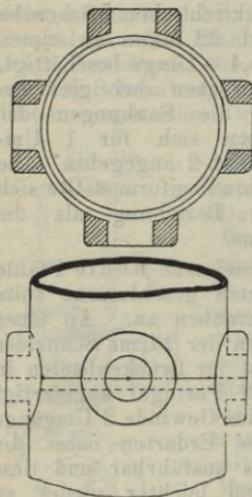
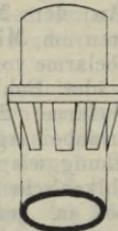


Fig. 320.



Um zu ermöglichen, dass die Pfähle event. auch heraus geschraubt werden können, ohne dass sich das Gewinde am Stoss löst, muss man in die Muffen Kopfschrauben einfügen; die Anwendung durchgehender Bolzen ist bei unten offenen Pfählen nicht zu empfehlen.

Fig. 321, 322 zeigen eine Stossverbindung, wie sie von der Brückenbau-Aktien-Gesellschaft vormals Harkort für ausländische Brückenbauten mehrfach angewendet wurde. Auf an beide Enden der zu stossenden Röhren angegossene Knaggen-Ansätze werden starke schmiedeiserne Ringe heiss aufgezogen.

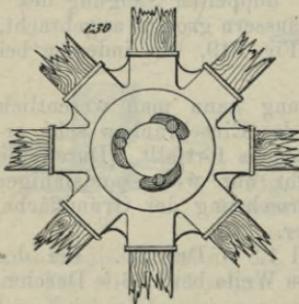
Bei Boden von geringem Zusammenhang (wie Kies, Sand, weichem Thon, Schlamm) ist es richtiger, die Verstärkung der Röhre nach der Aussenseite zu legen, weil eine Verdrängung des Bodens durch dieselbe im unbegrenzten Erdreich leichter vor sich geht, als im Innern der engen Röhre, aus der man denselben event. durch Ventilbohrer heraus schaffen muss.

In sehr hartem Thon, der sich nur schwer verdrängen lässt, ist es zu empfehlen, Verstärkungen nach der Innenseite zu legen und die untere Rohröffnung um so viel zu verengen, dass sie gleiche Grösse mit der Rohröffnung an deren engster Stelle hat. Dann wird das Aufsteigen des Kerns erleichtert sein, während das äussere Erdreich allerdings von Anfang an etwas bei Seite geschoben werden muss, später aber an dem glatten äusseren Umfang des Pfahls kein Hinderniss findet. — Niemals lasse man Verstärkungen an ihrer Unterkante stumpf abschneiden, sondern stets flach verlaufen.

In scharfem Sand und Kies kann man das Einschrauben dadurch wesentlich erleichtern, dass man Druckwasser zu Hilfe nimmt. Dasselbe muss, um die Reibung zu vermindern, die obere Fläche der Schraube bespülen.

**β. Einschraube-Vorrichtungen.** Eine Einschraube-Vorrichtung, die für den Bau der Landebrücke bei Lewes verwendet ward, zeigt Fig. 323.

Fig. 323.

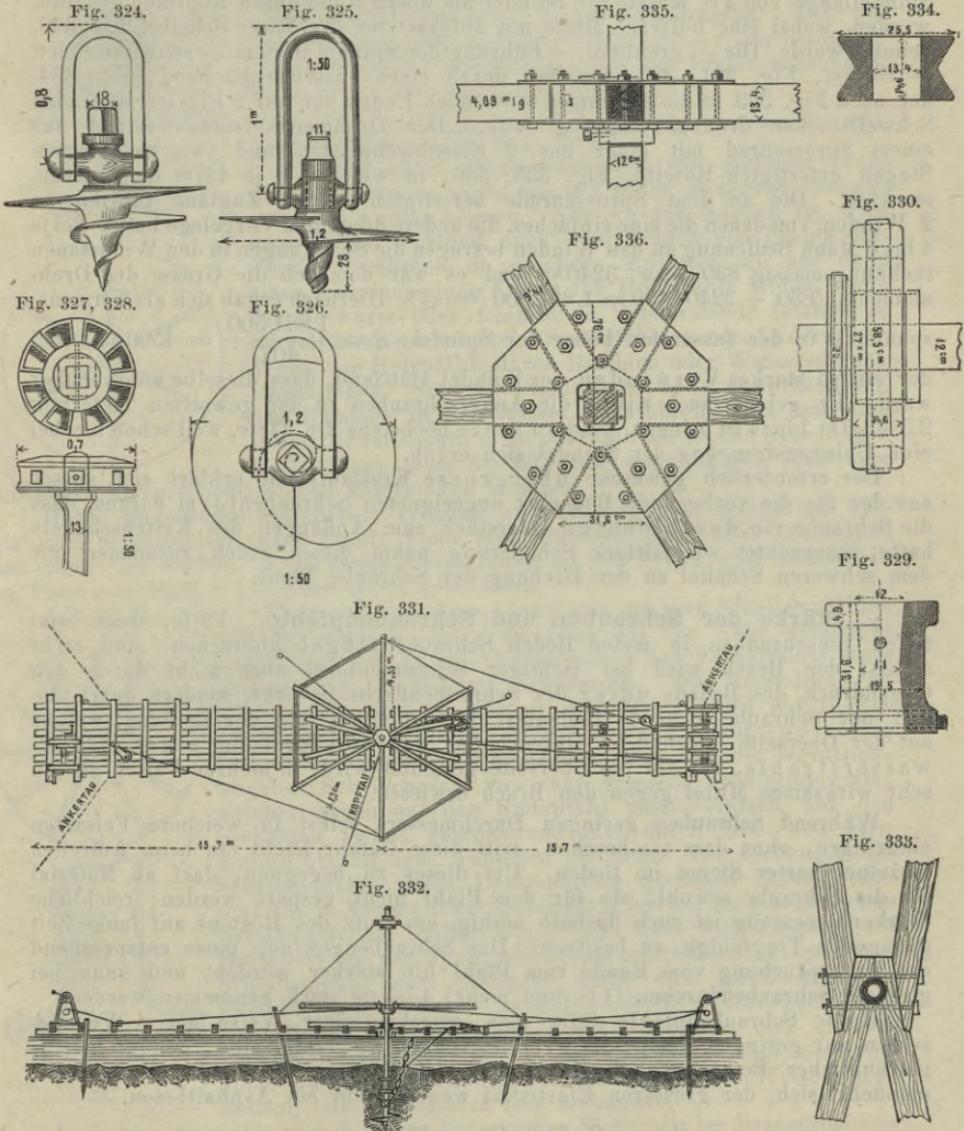


Das auf den Pfahl gesteckte Sprossenrad kann an jeder beliebigen Stelle sitzen, indem es durch Ring mit Druckschraube gehalten wird. Mitgenommen wird der Pfahl durch die Reibung, die sich zwischen seiner Fläche und 3 Stahldornen von je 2,5 cm Stärke ergibt, welche in länglich geformten Bohrungen der gusseisernen Nabe liegen, die nach einem Ende hin enger werden.

Zum Einschrauben der Pfähle bei den Neubauten der Bremer Lagerhaus-Gesellschaft<sup>1)</sup> diente ein Sprossenrad mit Rosette, welches aus 2 je 25 mm starken Blechen bestand, die durch Gusseisenstücke und Stehbolzen in dem Abstände von 15 cm gehalten wurden; die an den 4 Ecken der Rosetten eingesteckten Arme wurden durch Bolzen befestigt, während 2 fernere Arme um diese Bolzen

<sup>1)</sup> Wochenbl. f. Archit. u. Ing. 1880, S. 68.

drehbar angebracht wurden. Diese letztern Arme bildeten Hebel mit gusseisernem Schuh am eingesteckten Ende, die nach dem Pfahle zu in die Form eines Kreissegments ausgingen, dessen Mittelpunkt nicht mit dem Drehpunkt zusammen fiel. In Folge dessen drückten diese Segmentflächen bei einer geringen Drehung den Hebel kräftig gegen eingelegte gezahnte Stahlstücke am Umfang des Pfahls, welcher sonach ebenfalls durch Reibung mitgenommen ward.



Besondere Schwierigkeiten können beim Niederbringen von Schrauben entstehen, die zum Festlegen von Seezeichen oder zur Verankerung von Schiffen dienen sollen; dies gilt insbesondere wenn die Wassertiefe bedeutender wird. Schraubenformen, welche für diesen Zweck angewendet wurden, zeigen die Fig. 324—326. Die Schraube, Fig. 324, ist in schlammigen Boden verhältnissmässig leicht mit Hilfe eines einfachen Spillkopfes, Fig. 327, 328, einzuschrauben.

Ungünstiger an sich, und zumal sehr ungeeignet für das Eindringen in festen Boden ist die Schraube, Fig. 325, 326. Die zum Niederbringen dieser Schraube in fest gelagerten Sandboden in einem besonders Falle angewandte Vorrichtung bestand aus einer schmiedeisernen Spindel von  $12\frac{1}{2}$  cm Querschnitt, deren Torsionsmoment also = 407 war. Spindel und Schraube waren durch eine gusseiserne Muffe mit aufgezoogenem Schmiedeisen-Ring, Fig. 329, gekuppelt. Bei der Spindellänge von 4 m musste die Spindel am obren Ende durch Kopftaue gehalten werden, wobei eine hölzerne Muffe mit aufgesetzter drehbarer Scheibe, Fig. 330, benutzt wurde. Die — drehbare — Führung der Spindel in dem — schwimmenden — Gerüst, Fig. 331—333, geschah durch einen gusseisernen Ring, Fig. 334, der nach Fig. 333 in die zusammen stossenden Enden von auf 2 Flössen liegenden Schwelstücken drehbar eingefügt war. Der Drehmechanismus bestand aus einem Sprossenrad mit einer aus 2 Eisenblechplatten und zwischengelegten Stegen gefertigten Rosette, Fig. 335, 336, in welcher 6 je 4,5 m lange Arme steckten. Die an dem Sprossenrade befestigten beiden Zugtaue führten zu 2 Winden, von denen die eine einfaches, die andere doppeltes Vorgelege hatte. Bei je 4 bis 6 Mann Bedienung an den Winden betrug die Spannungen in den Windetauen rechnungsmässig 830 bezw. 3240 kg und es war demnach die Grösse des Drehmoments:  $(830 + 3240) 450 = 1\ 831\ 500$  (cm/kg). Hiernach ergab sich als Torsionsspannung in der äussersten Faser der Spindel:  $S = \frac{1\ 831\ 500}{407} = 4500$  kg, bei

der ein so starkes Verwinden der Spindel stattfand, dass dieselbe unbrauchbar ward. Es gelang auch nicht die Ankerschrauben zu der gewollten Tiefe von 2,5—3,0 m hinab zu bringen, sondern nur zu höchstens 2 m Tiefe, weil schon hierbei eine Ueberanstrengung der Spindel sich ergab.

Der erforderlichlich gewesene übergrosse Kraftaufwand erklärt sich ausser aus der für die vorliegende Bodenart ungeeigneten Schraubenform daraus, dass die Schraube ein durchlochstes Querstück zum Anhängen des Kettenschäkels hatte; ungeachtet sorgfältiger Schmierung nahm dieses Stück zusammen mit dem schweren Schäkel an der Drehung der Schraube Theil.

**γ. Stärke der Schrauben und Schraubenpfähle.** Fälle, dass beim tiefen Einschrauben in festen Boden Schraubenflügel abbrechen, sind nicht selten; der Bruch wird bei richtiger Schraubenform aber nicht durch den Gegendruck des Bodens unter der Schraubenfläche bewirkt, sondern durch die auf der Schraube liegende Bodenlast in Verbindung mit der Reibung, welche auf der Oberseite stattfindet. Darnach hat sich die Benutzung eines Druckwasserstrahls, der auf die Oberseite gerichtet wird, in mehreren Fällen als ein sehr wirksames Mittel gegen den Bruch erwiesen.

Während Schrauben geringen Durchmessers selbst in weichere Felsarten eindringen, ohne dass sie brechen, tritt diese Gefahr leicht ein beim Antreffen einzelner harter Steine im Boden. Um dieser zu begegnen, darf an Material für die Schraube sowohl, als für den Pfahl nicht gespart werden; reichliche Stärkenbemessung ist auch deshalb nöthig, um trotz des Rostens auf lange Zeit genügende Tragfähigkeit zu besitzen. Das Schraubengewinde muss entsprechend der Beanspruchung vom Rande zum Pfahl hin stärker werden, und kann bei grossem Schraubendurchm. (1 m und mehr) 4—5 cm stark genommen werden.

Hohle Schraubenpfähle füllt man zweckmässiger Weise aus. Wo dieselben nur geringen Temperatur-Veränderungen ausgesetzt sind, genügt hierfür gewöhnlicher Beton; wo dagegen starke Temperatur-Unterschiede auftreten, empfiehlt sich, der grösseren Elastizität wegen, mehr ein Asphaltbeton.

## 2. Scheibenpfähle

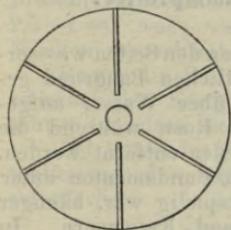
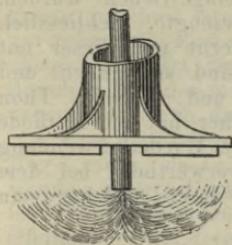
Litteratur: *Exc. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ.-Engin.* 1877. — *Wochenschr. d. östr. Ingen.- u. Archit.-Ver.* 1878. — *Nouv. Ann. de la constr.* 1871, 1881. —

Solche wandte zuerst Brunlees im Jahre 1853 an in der Form, wie sie Fig. 337, 338 zeigen. Der hohle Pfahl ist durch einen gerippten Boden geschlossen, in dessen Mittelpunkt sich ein Loch für den Durchgang des Rohrs für das Druckwasser befindet. Letzteres hatte 50 mm Durchm. und stand

mit einer 6 pferd. Dampfmaschine in Verbindung. Die Senkung geschieht in derselben Weise wie bei Besprechung des Einspülens hölzerner Pfähle angegeben ward.

Die Rippen auf der Fussplatte haben den Zweck, beim Hin- und Herdrehen des Pfahls den Boden aufzuwühlen, damit er sich leichter bei Seite spülen lasse.

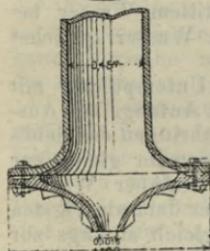
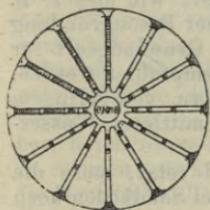
Fig. 337, 338.



passenden entsprechend dicken Eisenstange bestehen.

Hohle gusseiserne Spitzpfähle erhalten zweckmässig eine Spitze aus verstärktem Schmiedeeisen oder Stahl, wenn man fürchten muss beim Eintreiben auf Steine zu treffen. Eine kleine Verstärkung an der Spitze wird namentlich in Thon und Mergel das Einrammen erleichtern.

Fig. 339, 340.



Eine vereinte Anwendung von eisernen Scheibenpfählen mit Spitzpfählen schlug Oppermann<sup>1)</sup> vor. Ein derartiges Fundament ist als eine Nachahmung der Verhältnisse eines Baumes mit Pfahlwurzel aufzufassen. Die Herstellung ist folgendermassen zu denken: Der Grund wird auf 1—2<sup>m</sup> durch Baggern vertieft, darauf der Spitzpfahl (wo nöthig auch Schraubenpfahl) eingetrieben, und nun der eigentliche tragende Scheibenpfahl von sehr grossem Scheibendurchm., welcher genau auf den Spitzpfahl passt, einfach auf den geebneten Grund gesenkt und hier durch Hin- und Herdrehen überall zum Aufliegen gebracht. Die Sicherung des Scheibenpfahls gegen Unterspülung geschieht durch Stein- schüttung. Anstatt den Scheibenpfahl nur auf den gewöhnlichen Grund zu stellen, schlägt Oppermann auch vor, zunächst ein Betonbett um den Spitzpfahl herum anzuordnen, welches dem Scheibenpfahl zum Auflager dient und gleichzeitig die Grundfläche verbreitert. An anderer Stelle wählte er für die 3, einen Brückenpfeiler bildenden Scheibenpfähle, eine gemeinsame Betonsohle. — Der in jedem Scheibenpfahl steckende Spitz- oder Schraubenpfahl wird in irgend einer Weise (durch Bolzen) mit dem erstern fest verbunden.

Auch hier empfiehlt es sich wegen der grössern Sicherheit bei Beanspruchung auf Biegung einen der beiden Pfähle aus Schmiedeeisen herzustellen.

Die Oppermann'sche Konstruktionsweise ist sehr der Beachtung werth, namentlich ihrer bequemen Herstellung wegen. In dieser Beziehung ist sie der Einsenkung von Schraubenpfählen durch Wasserspülung vorzuziehen, weil Steine oder andere Hindernisse im Boden wenig Einfluss auf die Ausführbarkeit ausüben vermögen.

<sup>1)</sup> Nouv. Ann. de la constr. 1871, Juillet.

#### 4. Hohlpfähle ohne Schraube oder Spitze: Gründungs-Verfahren von Dr. Pott.

Dasselbe ist früher (u. W. nur in England) namentlich bei Gründung von Leuchthürmen auf Sandbänken angewendet, aber bald wieder verlassen worden. Es besteht darin, dass hohle Eisenzylinder, die unten offen, oben luftdicht geschlossen waren, durch den Druck der Atmosphäre eingetrieben wurden, indem man plötzlich einen luftverdünnten Raum in ihnen erzeugte. Schliesslich wurde der eingedrungene Boden aus dem Zylindern entfernt und dieser mit Beton gefüllt. — Die Kosten der Pott'schen Methode sind sehr hoch und die Anwendbarkeit derselben ist (auf Sand, Schlamm und weichem Thon ohne Vorkommen ernstlicher Hindernisse) beschränkt; daher hat die Methode keine weitere Verbreitung zu gewinnen vermocht. Eine Wiederverwendung hat indessen der Gedanke, den äusseren Luftdruck zu verwerthen, bei dem sogen. pneumatischen Baggerverfahren gefunden, durch welches man die eisernen Brunnen der Tay-Brücke versenkte.

### IV. Senkkasten mit unterm Boden und Schwimmpfeiler.

#### a. Allgemeines.

Bei den Senkkasten mit unterm Boden wird ein unten und an den Seiten wasserdicht hergestellter Kasten auf den natürlichen oder künstlichen Baugrund gesenkt und in dem Schutze desselben das Fundament bis über Wasser aufgemauert. Der Boden dient dem Fundament als liegender Rost, während die Seitenwände, wenn sie aus Holz bestehen, in der Regel wieder entfernt werden.

Früher wurde diese Gründungsart zur Herstellung von Fundamenten unter Wasser, wenn das Abdämmen zu schwierig, bezw. zu kostspielig war, häufiger angewendet und zwar hauptsächlich zu Brückenpfeilern und Kaimauern. In neuerer Zeit wendet man im gleichen Falle meist andere Verfahren an, die insofern besser geeignet erscheinen, als bei ihnen ein weniger starkes Setzen des Fundaments vorkommt. Auf ein solches muss man bei den Senkkasten mit unterm Boden stets gefasst sein, weil das Einebnen des Baugrundes bezw. des Betonbettes, bezw. das Abschneiden der Rostpfähle in genau gleicher Höhe bei grösserer Wassertiefe Schwierigkeiten bietet, so dass der Boden des Senkkastens niemals so gleichmässig unterstützt ist, wie dies z. B. bei einer Brunnen- oder Luftdruck-Gründung, oder auch bei einer Betongründung der Fall ist. Aus diesem Grunde kann die in Rede stehende Gründungsart für Brückenpfeiler, namentlich für solche von Drehbrücken, nicht empfohlen werden. Wo indessen ein Setzen des Fundaments, wie z. B. bei Kaimauern, von geringem Belang ist, wird man das Verfahren auch jetzt noch bei mittlern Wassertiefen mit Vortheil anwenden.

Wenn man die Senkkasten unmittelbar auf den Baugrund setzt, muss die Sohle möglichst genau abgeglichen werden. Dies lässt sich bei Sandboden noch am leichtesten ausführen; nur muss die Baugrube sich in stillem Wasser befinden, weshalb man dieselbe bei Gründungen in fliessendem Wasser zunächst zu umschliessen hat.

Soll das ganze Fundament später zum Schutze gegen Unterspülung mit Spundwänden umgeben werden, so rammt man diese gleich zu Anfang, mit Ausnahme der stromabwärts gelegenen Seite, welche man zum Einbringen des Senkkastens zunächst offen lässt. Man schlägt die Spundwände entweder gleich zur vollen Tiefe ein, nimmt ihre Länge so viel grösser, dass sie über Wasserspiegel reichen, und schneidet sie nach beendigter Gründung unter dem niedrigsten Wasserspiegel ab. Oder man rammt die Spundwand nicht gleich anfangs zur vollen Tiefe ein, sondern den letzten über Wasser stehen gebliebenen Theil ihrer Länge erst nach beendeter Einebnung der Sohle und Versenkung des Kastens. Alsdann wird auch die Spundwand stromabwärts geschlossen.

Will man keine Spundwände schlagen, so genügen zum Schutze auch Wände aus Faschinen wie solche auf S. 87 beschrieben wurden.

Das Einebnen der Sohle — nach Vertiefung derselben durch Baggerung — geschieht zweckmässig in der Weise, dass man eine schwere Eisenschiene mittels an den beiden Enden derselben angebrachten Ketten mehrfach über den

Baugrund fortzieht. In dieser Weise lässt sich selbstverständlich nur Boden von geringer Zähigkeit ebenen, und es wird das Mittel bei Lehm und Thon unzureichend sein. Für derartigen Boden empfiehlt es sich, die grösseren Unebenheiten durch eine Lage Kies oder Beton mit recht viel, wenn auch magerem Mörtel zu verdecken und die Fläche alsdann mittels Gebrauchs einer Schiene zu ebenen.

Soll der Senkkasten auf Pfahlrost stehen, so müssen die Pfähle möglichst genau in einer horizontalen Ebene abgeschnitten werden. Man wendet hierfür am besten die Kreis-Segmentsäge an und stellt dieselbe genau nach dem Wasser Spiegel ein. Ist die Säge auf einen Schwimmkörper montirt, so muss dieser an den Spundwänden fest gelegt werden, damit namentlich keine senkr. Schwankungen, verursacht durch die Bewegung der Arbeiter, eintreten.

Eine Befestigung des Senkkasten-Bodens auf den Pfahlköpfen erfolgt in der Regel nicht, da bei den Tiefen, in welchen man Senkkasten-Gründungen anzuwenden pflegt, die Anfertigung eines genauen Lageplans der Pfahlköpfe schwierig ist. Die Pfähle drücken sich so tief in den Boden des Kastens ein, das ein Gleiten des letzteren nicht stattfinden kann. Bei der Parnitz-Brücke in der Breslau-Schweidnitzer Bahn setzten sich die mit Senkkasten gegründeten Pfeiler 2,5—4 cm, was, wenn auch nicht ganz, so doch grösstentheils diesem Eindrücken zuzuschreiben sein wird.

Ragen die Pfähle über die Sohle hervor, so füllt man die Zwischenräume zwischen den Köpfen mit Kies- oder Steinpackung, wobei indessen darauf zu achten ist, dass diese Füllung nirgends die Pfahlkopfhöhe überragt.

Bei Anwendung von Rostpfählen unter den Senkkasten ist provisorische Umschliessung der Baugrube zum Schutze gegen die Strömung nicht unbedingt erforderlich.

#### b. Boden und Seitenwände hölzerner Senkkasten.

Der Boden des aus Holz hergestellten Kastens bildet einen liegenden Rost, wie aus Grundswellen, Zangen und Belag hergestellt, mit dem einzigen Unterschiede, dass der Belag hier wasserdicht sein muss. Eine solche Ausführung ist indessen nicht zu empfehlen, weil die unten vortretenden Grundswellen dann allein auf den Baugrund drücken werden und in Folge dessen ein viel grösseres Setzen des Fundaments unvermeidlich ist. Desgl. ist es bei Anwendung von Pfahlrost schwierig, den Boden so zu bauen und namentlich so genau zu versenken, dass die Schwellen genau und voll auf die Pfahlköpfe zu liegen kommen. Weit bequemer und sicherer ist das Auflager herzustellen, wenn die untere Fläche des Bodens eben ist. Zu diesem Zweck stellt man den Boden meistens aus mehreren sich kreuzenden Lagen von Bohlen oder Halbhölzern her, deren obere Lage man kalfatert. Empfohlen sei, die unterste Lage stärker zu nehmen (etwa 15 cm), als die übrigen (etwa 8—10 cm), weil die erstere hier die Grundswellen ersetzt, wiewohl bei einigermaßen hohen Fundamentkörpern die Ausgleichung der Belastung schon durch das Mauerwerk selbst erfolgt, so dass von einer relativen Beanspruchung des Holzbodens kaum die Rede sein kann; derselbe wird vielmehr ausser zum Abschlusse des Wassers während der Ausführung hauptsächlich zur Verankerung in wagerechter Richtung dienen.

Die Seitenwände hat man in Holzkonstruktion in sehr verschiedener Weise ausgeführt, u. a. auch mit lösbarer Befestigung am Boden. Am einfachsten bildet man die Wände aus einem durch Kreuze versteiften Rahm, auf den man von aussen die in den Fugen behobelte Verschalung nagelt. Auch die Fugen der Seitenwände, die Stösse und die Fuge zwischen Wand und Boden sind zu kalfatern.

Als Beispiel einer lösbaren Befestigung der Seiten an den Boden geben Fig. 341—343 eine Konstruktion, welche in jüngster Zeit bei Kaibauten an der Insel Méru bei Rouen zur Anwendung gekommen ist.<sup>1)</sup>

Fig. 341 stellt die fertige Mauer dar, Fig. 342 den Senkkasten im Querschnitt, Fig. 343 die Befestigung der Seitenwände an dem Boden. Die Mauer ist vor einen Steindamm gesetzt, der mit 1½-facher Anlage bei 4 m Kronen-

<sup>1)</sup> Wochenbl. f. Archi. u. Ingen. 1881. S. 531. — *Engineering* 1878.

breite geschüttet ist. Auf der Rückseite des Damms liegen in Abständen von 10,5 m Mauerklötze, die zur Verankerung der Kaimauer dienen. Die punktiert ange deuteten Pfahlreihen dienen zur Aufstellung einer Arbeitsbrücke, von welcher

Fig. 141.

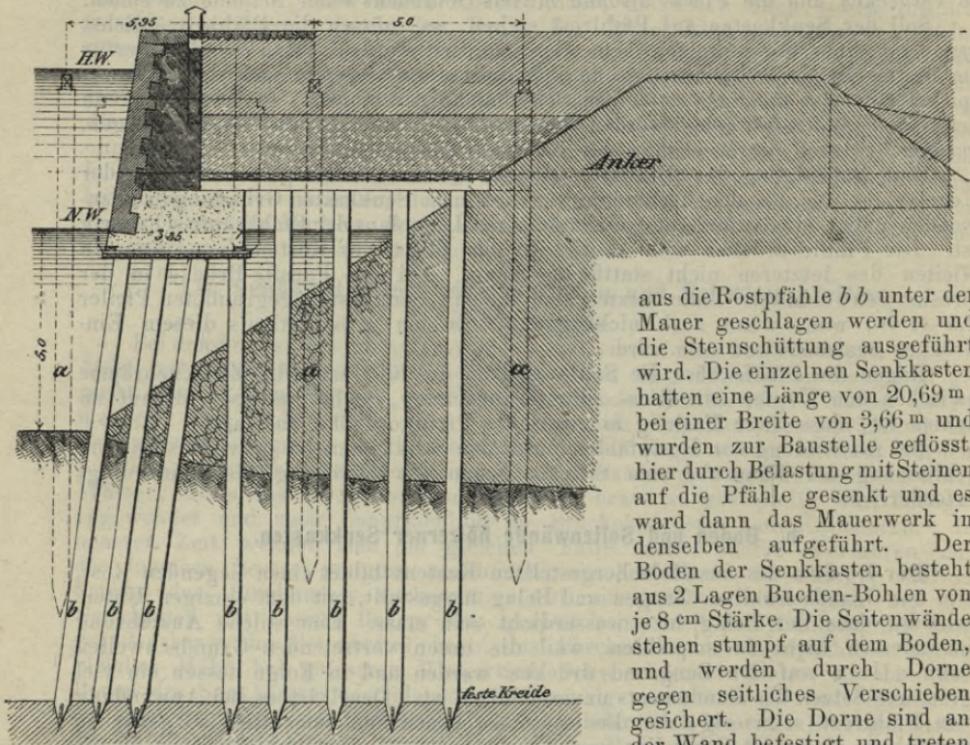


Fig. 342.

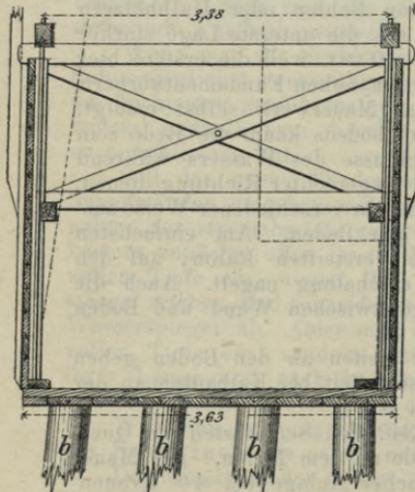
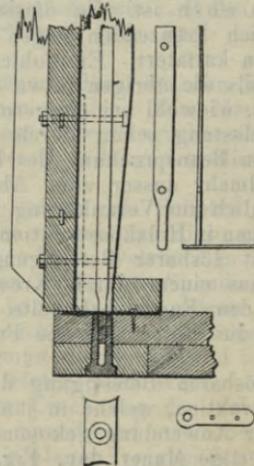


Fig. 343.



aus die Rostpfähle *b b* unter der Mauer geschlagen werden und die Steinschüttung ausgeführt wird. Die einzelnen Senkkasten hatten eine Länge von 20,69 m, bei einer Breite von 3,66 m und wurden zur Baustelle geflösst, hier durch Belastung mit Steinen auf die Pfähle gesenkt und es ward dann das Mauerwerk in denselben aufgeführt. Der Boden der Senkkasten besteht aus 2 Lagen Buchen-Bohlen von je 8 cm Stärke. Die Seitenwände stehen stumpf auf dem Boden, und werden durch Dorne gegen seitliches Verschieben gesichert. Die Dorne sind an der Wand befestigt und treten in das grössere Loch einer mit

2 Nägeln befestigten Eisenplatte, welche ihrerseits auf die Oberseite des Bodens genagelt ist. Die Wände werden durch Anker, deren Muttern von unten in den Boden eingelassen sind, gegen den letzteren gepresst. Löst man nach beendeter Gründung die Schrauben durch Drehen der Anker so schwimmen die Wände auf.

Die einzelnen Mauerkörper wurden hier durch Bögen mit einander verbunden. Will man die Schlitz zwischen den Bögen ausfüllen, so ist dies leicht in folgender

Weise zu bewirken: Man schliesst zunächst den Böden zweier benachbarter Kasten nach Entfernung

der Seitenwände durch

passend geschnittene Bretter, die auf den überstehenden Rändern der Böden ihr Auflager finden, darauf in ähnlicher Weise die Seiten der Spalte zwischen den zu verbindenden Mauerkörpern durch Bohlen, die man wieder entfernen

Fig. 344.

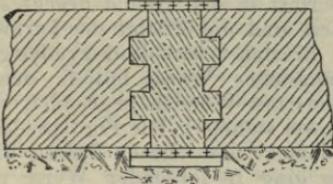


Fig. 345.

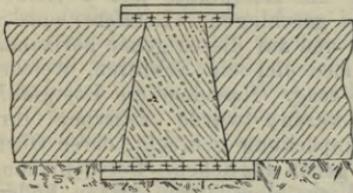
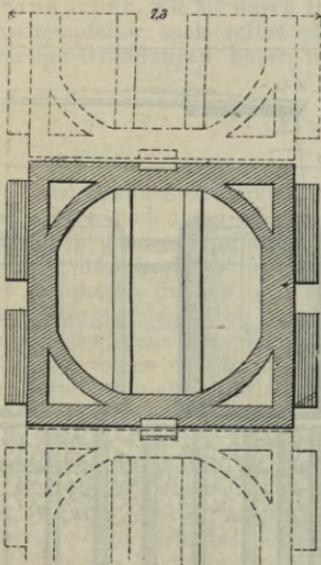
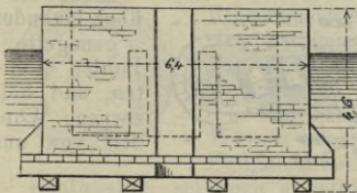


Fig. 346, 347.



kann, und füllt den neu gebildeten Kasten mit Beton. Um einen inuigern Anschluss des Betonklotzes an das Mauerwerk zu erreichen, sowie, um demselben mehr Halt gegen den Erd- druck zu geben, wenn man ihn unten schwächer als das Profil ausführt, kann man die Stirn- flächen der benachbarten Mauerkörper mit Schlitzen versehen, Fig. 344, oder dieselben nicht parallel, sondern nach der Wasserseite zu enger mauern, Fig. 345. Anstatt die Senk- kasten, wie in dem vorerwähnten Beispiel, am Ufer auf schiefen Ebenen (Hellingen) fertig zu stellen, sie dann in das Wasser gleiten zu lassen, und zur Verwendungsstelle zu flößen, kann man dieselben auch auf einem Floss zusammen stellen, das man, wenn der Kasten fertig ist, seitlich belastet, so dass dieser flott wird und abschwimmen kann. Am Meere kann man sich den Tidenwechsel zu Nutze machen, indem man eine unter dem Fluth- wasserspiegel liegende Stelle abdämmt, in dieser den Kasten zusammen baut und ihn nach Durch- stechung des Dammes bei Fluth hinaus bugsirt.

In stillem Wasser lässt sich der Senkkasten ohne besondere Führungen unschwer genau versetzen, während bei unruhigem und fließendem Wasser einige seitlich eingerammte Pfähle als Führung dienen müssen.

### c. Seitenwände aus Mauerwerk.

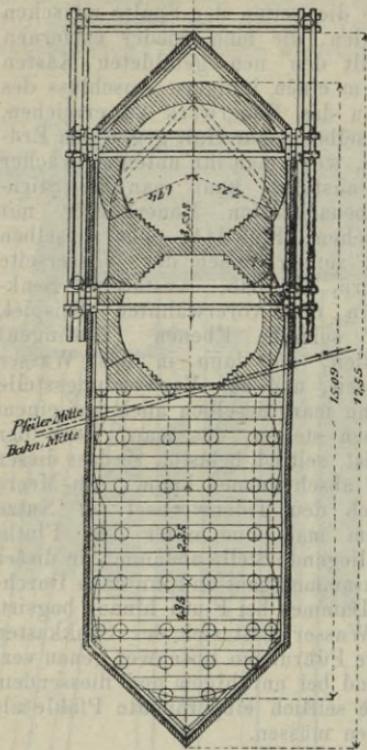
Hier bilden dieselben gleich einen Theil des Fundaments; man hat derartige Pfeiler passender Weise Schwimmpfeiler genannt.

Gegen den äussern Wasserdruck eignet sich für diese Wände am besten die kreisrunde Grundrissform; indessen hat man auch Kasten rechteckig mit im Innern ausgerundeten Ecken ausgeführt, wenn diese Form sich besser an die Gestalt des Bauwerks anschloss. In dieser Weise wurde in England bereits zu Anfang dieses Jahrhunderts von Bentham eine Kai- mauer gegründet, deren Konstruktion die Fig. 346, 347 zeigen. Auf den hölzernen Boden wurde zunächst ein umgekehrtes Gewölbe ge- legt, und im Anschlusse an dieses sind die 4 Seitenwände aus Ziegelsteinen aufgemauert. Die Arbeit geschah am Strande während der Ebbezeit; sobald das Mauerwerk der Seiten- wände entsprechend hoch aufgeführt war, wurden die Kasten durch die Fluth gehoben und dann zur Baustelle geflösst. Hier versenkte man sie durch künstliche Belastung, die grösser war als das Gewicht der fertigen Mauer und somit gleichzeitig als Probebelastung diente,

und füllte die Hohlräume mit Beton.

Das Sohlengewölbe wird übrigens entbehrlich, wenn man den hölzernen Boden eingermassen stark ausführt, die Versenkung auf den Grund durch Ein-

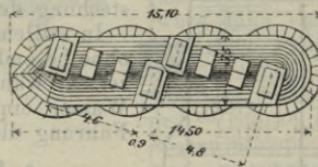
Fig. 349.



schüttung von Beton in die Hohlräume bewirkt, und erst nach fertiger Ausfüllung eine Probelastung aufbringt. In dieser Weise wird der Holzboden des Kastens weit weniger beansprucht, als wenn man ihn, noch leer, durch eine Ueberlast in den Grund drückt.

In neuerer Zeit sind die Pfeiler der Prantzbrücke für die Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn in ähnlicher Weise mittels Senksten mit gemauerten Wänden gegründet, die auf einem Pfahlroste stehen<sup>1)</sup>. Die Fig. 348—351 stellen ein Fundament usw. dieser Brücke dar. Die Anfertigung ging in folgender Weise vor sich: Zunächst wurden von schwimmenden Rüstungen aus die Rostpfähle und 2 Reihen Rüstungspfähle geschlagen. Letztere wurden oben verholzt, und auf diesen genau horizontal liegenden Holmen lief ein Schlitten, welcher die Grundsäge trug. Nachdem die Rostpfähle abgeschnitten waren, wurde zwischen ihre Köpfe eine Steinpackung gebracht, deren Oberfläche Taucher genau abglichen. Der Schwimmkasten bestand aus dem 40<sup>cm</sup> starken Boden, den 3 Lagen

Fig. 348.



kreuzweis über einander genagelte Bohlen bildeten, und hölzernen Wänden von nur

Fig. 350.

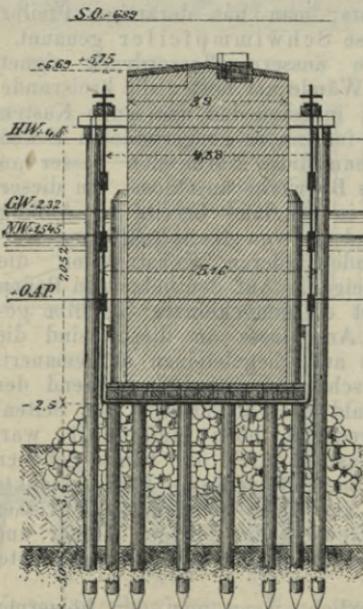
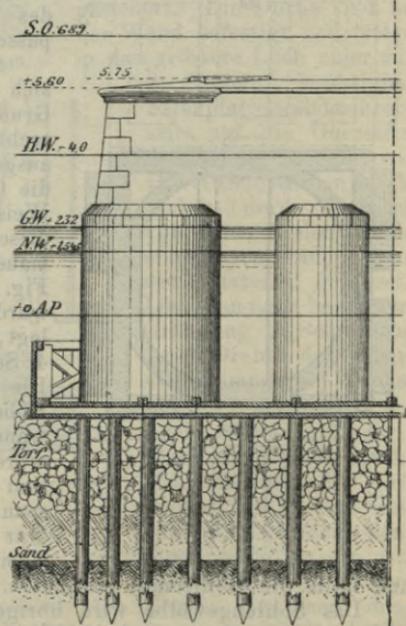


Fig. 351.



<sup>1)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1875, S. 365.

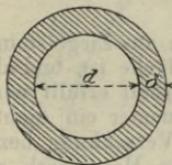
1,9<sup>m</sup> Höhe. Der Boden war ausserdem durch 23<sup>cm</sup> starke aufgelegte Zangen versteift.

In diesem abgedichteten Kasten, dessen Wände nicht bis über den Wasserspiegel reichten, wurden die hohlen Mauerkörper zunächst aus 2 Stein und später aus 1½ Stein starkem Ziegelmauerwerk angelegt, wie Fig. 349 zeigt. Bevor das Gewicht des Mauerwerks so gross geworden, dass die Holz- wände ganz untertauchten, wurde der Kasten zur Stelle geflösst und in annähernd richtiger Lage fest gelegt. Die Last der fortschreitenden Mauerung wurde nun in der Weise geregelt, dass das Ganze, auch nachdem der obere Rand der hölzernen Seitenwände unter Wasserspiegel trat, genügende Schwimmfähigkeit behielt. Später erst, wenn der Rand des Hohlraums mehr als 1<sup>m</sup> über Wasser stand, begann man in der Sohle zu mauern. Hatte der Holzboden nahezu die Pfahlköpfe erreicht, so wurde der Senkkasten genau gerichtet und durch Aufbringen von Steinen zum Aufstehen gebracht und endlich voll gemauert. — Man hatte am obern Ende durchlochte Flacheisenstangen an dem Holz- boden befestigt, die am obern Ende mittels durchgesteckter Eisenkeile am Ge- rüste festgelegt werden konnten, um den Senkkasten flott zu erhalten, wenn etwa ein Brunnen stark undicht werden sollte. Diese Sicherheits-Vorrichtung ist indessen niemals in Wirksamkeit getreten.

Auch solche niedrigen Wände würden, wie S. 156 mitgetheilt, abnehmbar eingerichtet werden können, um sie etwa mehrere mal zu benutzen.

In vielen Fällen wird man die hölzernen Seitenwände auch ganz entbehren können, wenn man nur den hölzernen Boden bei Beginn des Hohlmauerwerks

Fig. 352.



etwas an den Gerüsten (festen oder schwimmenden) aufhängt, um die Schwimmfähigkeit bis zu genügender Höhe des Ringmauerwerks zu sichern. Sobald man die Stärke  $\delta$  des ringförmigen Ziegelmauerwerks nicht grösser als  $0,2 d$ , Fig. 352, macht, ist die Schwimmfähigkeit von Anfang an vorhanden.

Die Sicherung derartiger Fundamente in fliessendem Wasser gegen Unterspülung geschieht wie bei allen übrigen Fundamenten.

Schliesslich sei noch angeführt, dass durch Herstellung gefässförmiger Betonkörper, wie sie durch Dalmann in Hamburg in den 50er Jahren geschah, Schwimmpfeiler auch selbst ohne hölzernen Boden ausgeführt werden können; derartige Gründungen haben indess u. W. spätere Nachahmung nicht gefunden.

## V. Brunnen-Gründung.

### a. Allgemeines.

Unter Brunnen-Gründung ist im allgemeinen das Verfahren zu verstehen, einen hohlen oben und unten offenen Körper beliebiger Grundrissform durch Schichten von ungenügender Tragfähigk. bis auf den tragfähigen Baugrund durch Ent- fernung des Bodens im Innern zu versenken und endlich mit Beton, Mauer- werk, trockenen Steinen oder Schotter auszufüllen. Die Entfernung des Bodens geschieht entweder durch unmittelbares Graben im Innern, namentlich unter dem Rande, oder, falls das Wasser im Brunnen nicht zu bewältigen, bezw. die Be- wältigung wegen der damit leicht verbundenen Auflockerung des Bodens in der Nachbarschaft nicht rätlich erscheint, durch Baggern.

Die Brunnen-Gründung unterscheidet sich hiernach von der Gründung mit unten offenen eisernen Pfählen (namentlich von dem Pott'schen Verfahren) im wesentlichen durch die Art der Versenkung, die hier eine Folge der Entfernung des Bodens ist, während bei dem genannten Verfahren erst die Versenkung, und sodann die Entfernung des Bodens vorgenommen wird. — Von der Schwimmpfeiler-Gründung, sowie von der Gründung in geschlossenen, eisernen oder hölzernen Umhüllungen dagegen unterscheidet sie sich dadurch, dass bei ihr der hohle Körper in den Boden versenkt wird.

Brunnen-Gründungen sind in Indien schon von Alters her angewandt, während

sie in Europa und namentlich in Deutschland erst in neuerer Zeit Beachtung gefunden haben.

Wo die Bewältigung des Wassers ohne grosse Kosten möglich und der Umgebung wegen statthaft ist, lässt sich diese Gründungsart bis zu den grössten Tiefen anwenden, wie schon die Wasserbrunnen und gemauerten bergmännischen Schächte beweisen. Wo indessen die Wasserbewältigung nicht ausführbar ist, empfiehlt sich die Brunnen-Gründung nur, wenn keine ernstlichen Hindernisse zu erwarten sind, also namentlich in gleichmässigem Sande oder Schlamm und Moor. In sehr grobem Gerölle dagegen, sowie in Erdschichten, in denen man mit Sicherheit auf grosse Steine in beträchtlicher Zahl, sowie auf Felsspitzen, Baumstämme oder Baureste rechnen muss, ist diese Gründungsart nicht anrathlich, da die Beseitigung solcher Hindernisse unter Wasser nicht nur unverhältnissmässige Kosten, sondern namentlich auch bedeutende Zeitverluste verursacht. Bei solchen Verhältnissen werden sich die reine Luftdruck-Gründung oder Luftdruck-Gründung mit Brunnen-Gründung vereinigt billiger stellen, die erstere bei grössern Tiefen, Schwierigkeiten des Baugrundes und grösserm Bauobjekt, die letztere bei geringern Ausführungen, Schwierigkeiten und Tiefen. Es wird sonach die Brunnen-Gründung hauptsächlich im Alluvial-Boden der untern Flussläufe am Platze sein. Da aber auch hier vereinzelt Baumstämme und Steine im Grunde vorkommen, so empfiehlt es sich, bei allen grössern Brunnen-Gründungen einen Taucher-Apparat vorrätig zu halten, um im Stande zu sein, die erwähnten Hindernisse verhältnissmässig rasch zu überwinden.

Nach den Stoffen, aus welchem die Brunnen bestehen, werden 3 Arten: gemauerte, eiserne und hölzerne Brunnen unterschieden.

#### b. Gemauerte Senkbrunnen.

Sie werden in der Regel wenigstens an den Aussenflächen aus Ziegelsteinen hergestellt, weil das Mauerwerk aus denselben glatter in der Fläche ist, und also eine wesentliche Vorbedingung für raschen Verlauf der Senkarbeit erfüllt wird. Ausserdem lässt sich mit gleichmässig geformten Ziegeln bequemer ein dichtes Mauerwerk herstellen, und so die Wasserhaltung während der Versenkung bezw. der Ausmauerung erleichtern. Abgesehen hiervon würde ein Mauerwerk aus Bruchsteinen seiner grössern Schwere wegen vorzuziehen sein.

#### a. Brunnenkränze.

Als Unterlage für die gemauerten Brunnen dienen Brunnenschlinge oder Brunnenkränze, die man auf die eingeebnete und in der Regel bis zum Grundwasserspiegel durch Abschachtung vertiefte Sohle der Baugrube legt. Man macht die Schlinge aus Holz oder Eisen, in letzterem Falle besser aus Schmiedeeisen, weil dieses nicht so leicht bricht als Gusseisen, wenn während der Versenkung Hindernisse angetroffen werden.

Der Querschnitt der Brunnenkränze verjüngt sich in der Regel nach unten und bildet ein Trapez oder Dreieck, wiewohl auch in einzelnen Fällen Brunnenkränze von rechteckigem Querschnitte versenkt wurden. Da die Versenkung desto besser von statten geht, je weniger Widerstand der Brunnen im Boden findet, so ist offenbar die dreieckige Querschnittsform die zweckmässigere. Aus demselben Grunde wird man auch den Winkel der Schneide möglichst klein nehmen. Bei hölzernen Brunnenkränzen wendet man, um unbeschadet der Festigkeit eine schärfere Schneide zu erhalten, im untern Theile Eisen an, sei es, dass man das Holz nur mit Blech oder Façon-Eisen beschlägt oder, dass man den untern Theil ganz aus Eisen herstellt, und auf diese Weise zu gemischten Konstruktionen kommt. Letztere sind indessen nicht zu empfehlen. Man wird in der Regel, wenn man nur Eisen, oder nur Holz mit Beschlag an der Schneide anwendet, bei grösserer Gleichartigkeit für dieselben und geringern Kosten einen Brunnenkranz von genügender Festigkeit herstellen können.

Die Fig. 353—359 zeigen Querschnitte hölzerner Brunnenkränze mit und ohne Eisenbeschlag an der Schneide, theils aus Bohlen, theils aus solchen und bearbeiteten stärkern Hölzern gebildet. Die einzelnen Bohlenlagen werden gehörig überblattet, verdübelt und mit einander vernagelt und verbolzt.

Als Eisenbeschlag für den untern Rand ist ein Flacheisen, Fig. 355 u. 356, nicht zu empfehlen, weil die Nägel zu leicht ausgezogen oder abgeschert werden, wonach das Flacheisen nur ein Hinderniss beim Senken bildet. Besser ist ein T-Eisen, Fig. 358, oder ein spitzwinkliges L-Eisen. Beide schweisst oder nietet man zu einem geschlossenen Ringe zusammen.

Fig. 353.

Fig. 354.

Fig. 355.

Fig. 356.

Fig. 360.

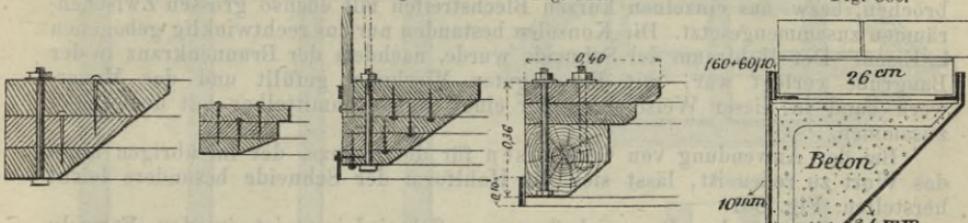


Fig. 357, 358.

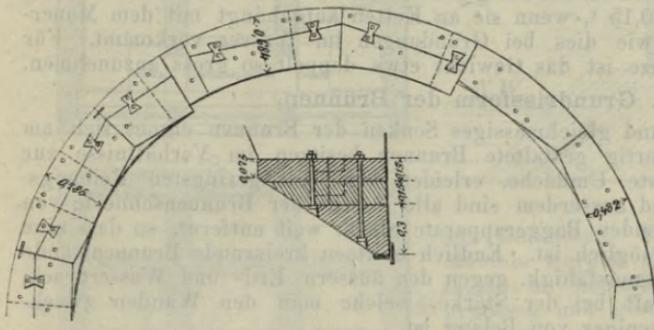


Fig. 359.

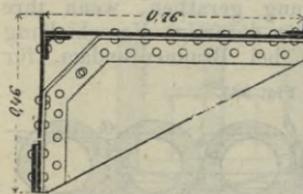
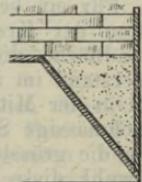


Fig. 361.



Meistens nimmt man der Billigkeit wegen Kiefernholz, dessen geringer Festigkeit man durch Eisenbeschlag zu Hilfe kommt. Wo indessen Eichen- oder Buchenholz billig ist, empfiehlt dasselbe sich namentlich für die untere Lage. Eichenholz eignet sich auch durch seinen Wuchs besonders gut, zu Brunnenkränzen.

Für allgemeine Kostenanschläge kann man die Querschnittfläche der hölzernen Schlinge grösserer Brunnen zu  $0,15 \text{ qm}$  annehmen. Es ist dies die Grösse des Querschnitts, welche in der Formel S. 107, bei Veranschlagung der Kosten von Brunnen-Fundamenten auf hölzernen Schlingen, angenommen ward, und die in allen Fällen ausreichen wird. Meistentheils wird der Querschnitt kleiner sein können, wie er denn in der That bei den Brunnenkränzen der Pfeilerfundamente verschiedener Brückenbauten zwischen  $0,08$  und  $0,12 \text{ qm}$  schwankt. Der Preis für  $1 \text{ cbm}$  des Brunnenkranzes, der in der erwähnten Formel mit  $\psi$  bezeichnet ist, darf bei runden Brunnenkränzen nicht niedrig angenommen werden.

Eiserne Brunnenkränze zeigen in der Regel einen senkrechten und einen wagerechten Theil, die durch Konsolen gegen einander abgesteift sind. Bei Verwendung von Walzeisen sind diese Theile aus Blech gebildet und durch ein L-Eisen mit einander verbunden. Die Konsolen bestehen ebenfalls aus Blech und sind durch L-Eisen mit dem horizontalen und wagerechten Bleche vernietet, Fig. 359. Die Schneide verstärkt man zweckmässig durch ein aussen angelegtes Flacheisen. Um ein seitliches Verschieben des Ringes gegen das Mauerwerk zu verhindern, lässt man die senkr. Wand gegen die wagger. etwas vortreten und bringt auch wohl noch am innern Rande des Brunnenkranzes ein L-Eisen mit nach oben gerichtetem senkr. Schenkel an, so dass die erste Mauerwerksschicht zwischen 2 seitlichen Eisenumränderungen liegt, Fig. 360.

Noch zweckmässiger als die Form Fig. 359 ist, ein vollständig keilförmiger Querschnitt des Brunnenschlings, den man erhält, indem man auch nach dem Inneren des Brunnens zu eine schräge Wand anbringt. In dieser Weise waren die Querschnitte der Brunnenringe für die Fluthpfeiler-Fundamente der Dömitzer Elbebrücke, Fig. 360, gebildet. Die innere Blechwand bestand hier aus ganz schwachem Blech, und die obere horizontale Platte war durchbrochen, bezw. aus einzelnen kurzen Blechstreifen mit ebenso grossen Zwischenräumen zusammengesetzt. Die Konsolen bestanden nur aus rechtwinklig gebogenen L-Eisen. Der Hohlraum der Schneide wurde, nachdem der Brunnenkranz in der Baugrube verlegt war, mit Beton guter Mischung gefüllt und das Mauerwerk band in dieser Weise etwa zur einen Hälfte unmittelbar mit dem Beton zusammen.

Bei der Anwendung von Gusseisen für die Kränze, der im übrigen nicht das Wort zu reden ist, lässt sich die Hohlform der Schneide besonders leicht herstellen, Fig. 361.

Das Gewicht der Brunnenkränze aus Schmiedeisen ist in den Formeln S. 107 mit  $0,1 t$  für  $1 m$  Umfangslänge veranschlagt, wenn die Kränze vor Beginn der Mauerung auf den Erdboden gesetzt werden, so dass sie überall unterstützt sind, dagegen zu  $0,15 t$ , wenn sie an Ketten aufgehängt mit dem Mauerwerk belastet werden, wie dies bei Gründungen im Wasser vorkommt. Für gusseiserne Brunnenkränze ist das Gewicht etwa doppelt so gross anzunehmen.

### β. Grundrissform der Brunnen.

Für ein bequemes und gleichmässiges Senken der Brunnen eignet sich am besten der Kreis. Derartig gestaltete Brunnen besitzen im Verhältnisse zur Grundfläche die geringste Umfläche, erleiden also den geringsten Reibungswiderstand im Boden und ausserdem sind alle Punkte der Brunnenschneide von dem in der Mitte arbeitenden Baggerapparate gleich weit entfernt, so dass eine gleichmässige Senkung möglich ist. Endlich besitzen kreisrunde Brunnenwände auch die grösste Widerstandsfähigkeit gegen den äusseren Erd- und Wasserdruck, wiewohl diese Eigenschaft bei der Stärke, welche man den Wänden zweckmässiger Weise giebt, weniger von Belang ist.

Als ein Mangel kreisrunder Brunnen muss indessen hervorgehoben werden, dass sie beim Sinken leicht in eine drehende Bewegung gerathen, wenn ihre Aussenflächen nicht sehr genau hergestellt sind. Eine derartige Verschiebung kann bisweilen unbequem werden, z. B. wenn man bei Brunnenfundam. für

Fig. 362.

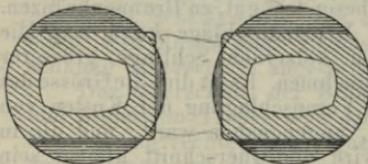
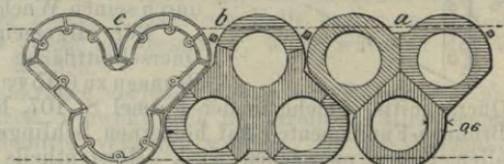


Fig. 363.



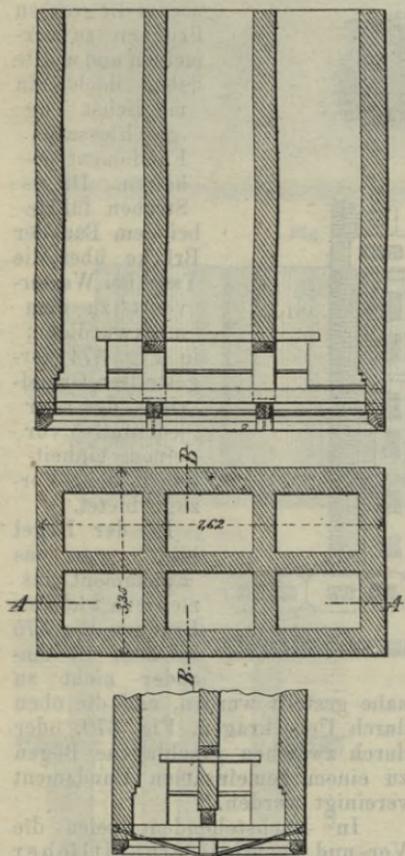
Brücknpfeiler dem obern Theile des Brunnenmauerwerks bereits eine bestimmte geradlinige Form gegeben hat, die dadurch aus der Richtung kommt. Für solche Fälle empfiehlt es sich, die kreisrunde Form des Brunnens frühzeitig durch Einziehen in eine dem aufgehenden Mauerwerke sich enger anschliessende überzuführen, Fig. 362, und dadurch die senkr. Führung im Erdreich zu sichern.

Häufig lässt die Gestalt des Bauwerks es wünschenswerth erscheinen von der Kreisform abzuweichen und findet man daher auch alle möglichen Grundrisse angewendet. So wurde eine Kaimauer in Glasgow aus einzelnen Brunnen von kleeblattartigem Grundriss zusammen gesetzt, wie dies Fig. 363 zeigt. Diese Form muss in jeder Beziehung durchdacht und zweckmässig genannt werden. Sie ermöglicht nicht nur in bequemer Weise aus den einzelnen Brunnen einen nahezu geschlossenen Fundamentkörper zu bilden, sondern zeichnet sich auch dadurch aus, dass alle Theile des Brunnenkranzes von den 3 Baggerstellen nahezu gleich weit entfernt sind, wodurch, wie oben erwähnt, ein gleichmässiges Sinken gesichert ist. Der Brunnenkranz bestand hier aus Gusseisen und hatte

die in Fig. 363 dargestellte Form. Jeder Kranz war aus 6 Theilen mittels Flanschen und Bolzen zusammen geschraubt und hatte an seiner inneren Seite Augen zum Befestigen der Ketten, an denen die Brunnen auf den Grund gesenkt wurden. Das Mantelmauerwerk bestand nicht aus Ziegeln, sondern

Fig. 364—366.

Fig. 367.



aus Gussbeton. Die einzelnen Stücke des Mantels wurden auf ebenen Bretter-Unterlagen in hölzernen zerlegbaren Formen gegossen und gestampft, nach genügender Erhärtung zusammen gesetzt und in den Stossfugen mit Zement vergossen. Nach beendeter Senkung schloss man die Fugen zwischen 2 benachbarten Brunnen durch einen dünnen Pfahl.

Eine andere Form zusammen gesetzter Brunnen hat Ch. Andrew angewendet, Fig. 364—366, für welche er die Brunnenkränze aus Holz herstellte. Für Brückentpfeiler empfiehlt derselbe die Form Fig. 367, 368.

Zur Gründung von Schleusenwänden hat man im Hafen zu Bordeaux Brunnen verwendet, weil man wegen zu grosser Nähe von Gebäuden Bedenken trug, eine offene Baugrube herzustellen. Die Brunnen Fig. 369—371 haben unter den Seitenmauern durchschnittlich 6 m Breite und 16—35 m Länge, unter der Mittelmauer aber 9 m Breite bei 15 m Länge. Dieselben haben theilweise 1, theilweise 2 Schächte. In letzterem Falle reicht die Scheidewand zwischen den beiden Schächten nicht so weit hinab als die Umfassungswände, Fig. 371. Die Senkung geschah grösstentheils durch Graben unter Wasserhaltung und nur zuletzt durch Baggern. Nach beendeter Senkung, die bis etwa 14 m unter Erdoberfläche erfolgte, wurden die Brunnen unten ausbetonirt und dann ausgemauert. In derselben Weise wurden auch die Zwischenräume zwischen denselben gefüllt. Dann wurde die Schleusensole ausgegraben, unter Wasserhaltung betonirt und eingewölbt. Viele von den Brunnen sind verunglückt, gerissen, haben sich schief gestellt usw., was bei der im ganzen recht unzweckmässigen Gestalt derselben, mit ganz geraden Grundflächen, unten nicht zu verwundern ist. Die ganze Ausführung zeichnet sich überhaupt mehr durch ihre Grossartigkeit, als durch verständnissvolle Anordnung aus.

Auch in Deutschland hat man für Brückenpfeiler einen einzigen grossen Brunnen mit mehreren Scheidewänden angewendet. Diese Ausführung, welche in Fig. 372 u. 373 dargestellt ist, geschah bei der Oderbrücke in der Rechten Oderufer-Bahn.

Fig. 369, 370.

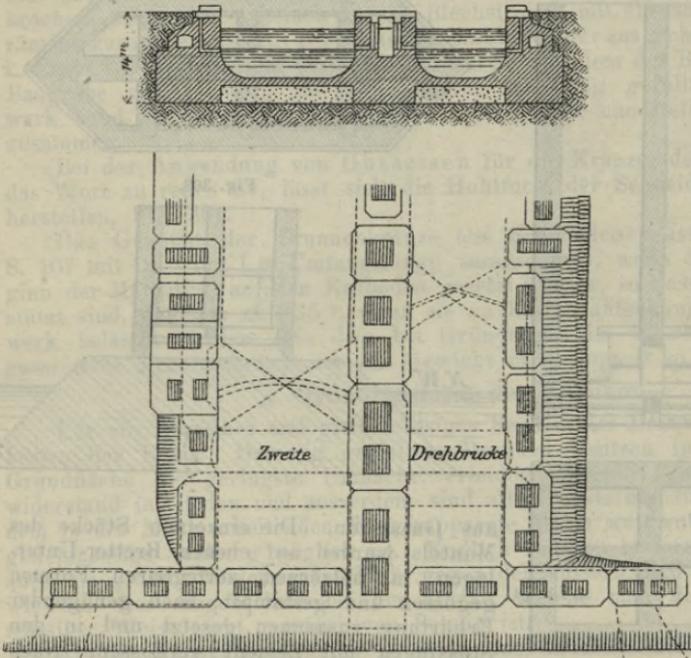
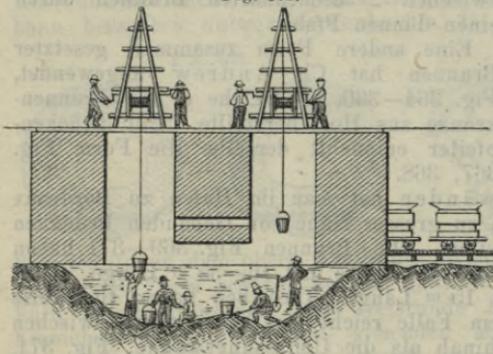


Fig. 371.



nabe gestellt werden, und die oben durch Ueberkragen, Fig. 379, oder durch zwischen geschlagene Bögen zu einem gemeinsamen Fundament vereinigt werden.

In Nachstehendem seien die Vor- und Nachteile einheitlicher und aus mehreren kleineren Brunnen zusammengesetzten Fundamente kurz hervor gehoben.

Vorzüge eines einheitlichen Fundam. sind:

1. Gleichmässigeres Setzen des fertigen Bauwerks in Folge des grössern Zusammenhangs der Fundam.-Theile.

2. Das Verhältniss zwischen Fundam.-Umfang und -Grundfläche und in Folge dessen zwischen Reibungswiderstand und Gewicht des Mauerw. ist kleiner, als bei mehreren kleinern Brunnen, ein Umstand der für die Senkungs-Arbeiten günstig wirkt.

3. Der Brunnen kommt weniger leicht aus der Richtung.

4. Man kann, falls der Wasserzudrang dies überhaupt gestattet, eine der mittlern Brunnen-Abtheilungen als Pumpenschacht benutzen, und alle übrigen, ungehindert durch die Wasserförderung, ausmauern, oder voll Beton schütten. Der Pumpenschacht wird dann zuletzt (unter Wasser) mit Beton gefüllt.

An andern Orten suchte man wieder die grossen Brunnen zu vermeiden und wollte dabei doch ein möglichst eng geschlossenes Fundament erhalten. Dieses Streben führte bei dem Bau der Brücke über die Yssel bei Westervoort zu dem merkwürdigen, in Fig. 374 dargestellten Grundrisse, der aber jedenfalls vor einem einheitlichen keine Vorzüge bietet.

In der Regel bildet man das Fundament aus mehreren kleinern Brunnen, Fig. 375 bis 380, die einander nicht zu

5. Bei einem einheitlichen Brunnen ist die Möglichkeit gegeben, die ersten Schichten des aufgehenden Mauerw. in billiger Weise unter dem niedrigsten Wasser anzubringen, indem man entweder das äussere Verkleidungsmauerw. Fig. 372.

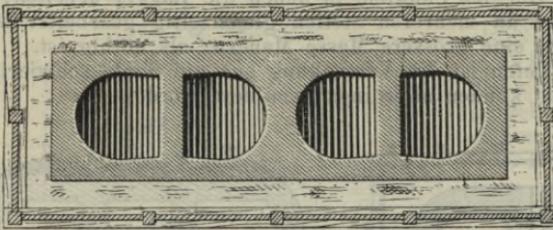


Fig. 373.

Fig. 374.

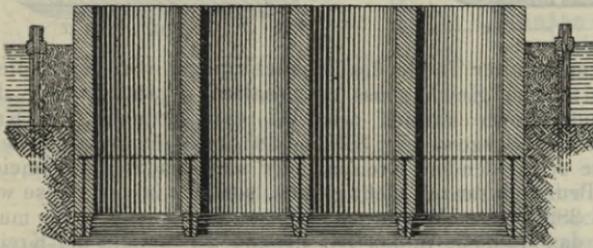
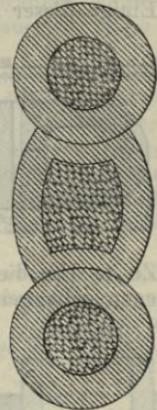


Fig. 375, 376.

Fig. 377, 378.

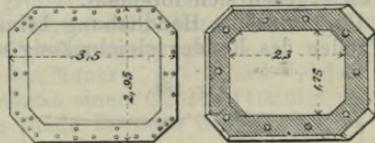
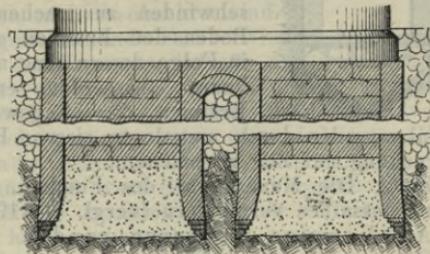
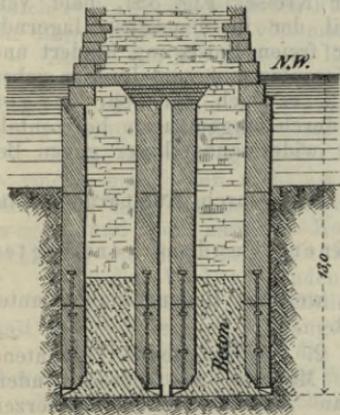
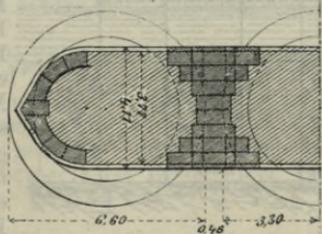
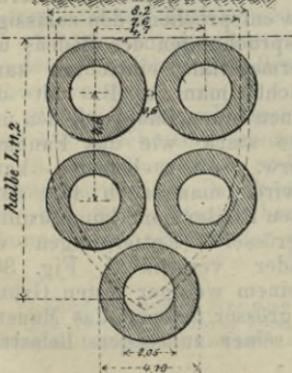


Fig. 379.

(ohne Füllungsmauerw.) schon vor beendeter Gründung ausführt und mit versenkter, oder auf dem breiteren Fundam. aus schwachem Mauerwerk eine provisorische Umhüllung herstellt,



in deren Schutze man nach beendeter Gründung das aufgehende Mauerw. ausführt.



Diesen Vorzügen stehen folgende Nachtheile gegenüber:

1. Die Arbeit des Senkens muss vorsichtiger ausgeführt werden, als bei mehreren runden Brunnen, weil die Gefahr, dass die Brunnen reissen, grösser ist. Diese Gefahr entsteht in Folge der ungleichen Entfernungen der einzelnen Theile des Brunnenkranzes von den Punkten, in denen die Bagger arbeiten, sowie überhaupt dadurch, dass an mehreren Stellen gleichzeitig gearbeitet wird.
2. Das Fundam. enthält eine grössere Masse Mauerw. als nöthig ist.
3. Bei grossen Wassertiefen ist die Versenkung auf die Sohle schwieriger. Einige dieser Nachtheile können allerdings gemildert werden:

Fig. 380.

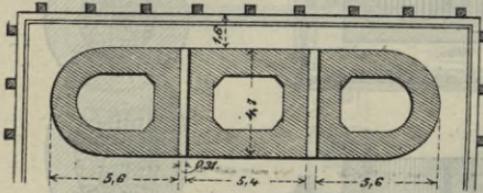
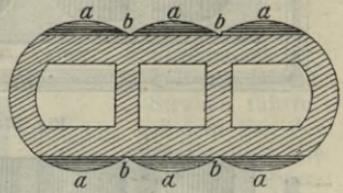
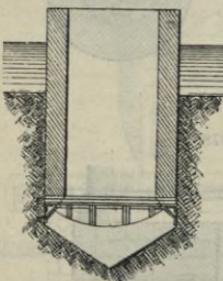


Fig. 381.



Zu 1. Um die Entfernung aller Theile des Brunnenkranzes von den Stellen, an denen gebaggert wird nahezu gleich gross zu erhalten, gestaltet man die Grundrissform ähnlich wie bei den Brunnen der Kai-mauer zu Glasgow, Fig. 363 und 383, aus mehreren sich theilweise schneidenden Kreisen, oder man macht die Schneide des Brunnenkranzes nicht gerade, sondern in der Weise wie Fig. 382 zeigt. Wählt man die erstere Aushilfe, so muss man das Mauerw. in den frei liegenden Scheiteln der Kreise möglichst schnell einziehen, um die Zwickel in der Nähe bei den Schnittstellen der Kreise, Fig. 381, bald verschwinden zu machen, weil der in denselben lagernde Boden den Brunnen an der freien Bewegung hindert und in Folge dessen eine neue Veranlassung zum Reissen geben kann. Ausserdem empfiehlt es sich bei sehr langen Brunnen, die Längswände durch eingemauerte horizontale

Fig. 382.



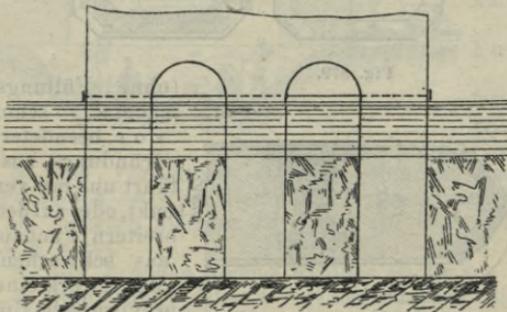
Zuganker, oder durch umgelegte eiserne Bänder widerstandsfähiger gegen Beanspruchung auf Zug zu machen.

Zu 2. Die Mauer Masse des Fundam. kann man durch Aussparungen im Innern desselben vermindern (vergl. S. 119).

Als Vorzüge mehrerer runden zu einem Fundam. vereinigten Brunnen ergeben sich folgende:

1. Ungefährliche Handhabung beim Senken, weil die Bodenentnahme unter allen Theilen des Randes gleichmässig stattfindet.

Fig. 383.

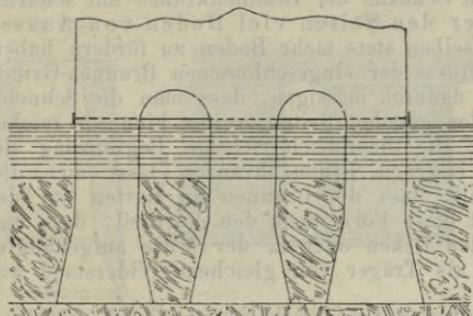


2. Die Möglichkeit bedeutend an Mauerw. zu sparen, indem man dessen Stärke jederzeit genau entsprechend den zulässigen Beanspruchungen des Bodens und Mauermaterials einrichten kann. Erreicht man z. B. mit den Brunnen einen Baugrund den man ebenso stark wie das Fundam.-Mauerw. selbst belasten kann, so wird man auch für einen grossen Pfeiler nur kleine Brunnen in grössern Entfernungen von einander versenken, Fig. 383.

Bei einem weniger festen Grunde dagegen, wird man die Brunnenkranze entsprechend grösser nehmen, das Mauerw. aber schnell einziehen, bis die Fläche desselben seiner zulässigen Belastung

entspricht, Fig. 384, oder auch die Brunnen hohl mauern, S. 119. In solcher Weise kann man auch eine grosse Widerstandsfähigk. des Fundam. bei geringer Masse und geringer Belastung des Baugrundes gegen schräg gerichtete Kräfte, wie Belastung durch Winddruck oder Gewölbeschub erzielen. (Fundam. zur neuen Tay-Brücke S. 179.)

Fig. 384.



Den genannten Vortheilen stehen als Nachtheile gegenüber:

1. Durch ungleichmässiges Setzen der einzelnen Brunnen können im aufgehenden Mauerw. Risse entstehen.

2. Das Verhältniss zwischen Umfang und Grundfläche und damit auch zwischen Reibungswiderstand und Gewicht des Mauerw. ist grösser als bei einheitlichen Fundamenten. Dadurch wird bei sehr kleinen Brunnen eine künstliche Belastung erforderlich.

3. Um die Brunnen zum gemeinsamen Fundam. zu vereinigen, müssen Bögen zwischen denselben gespannt werden, deren Herstellung über Wasser allerdings wenig Umstände macht, unter dem niedrigsten Wasserstand aber unverhältnissmässige Kosten und Zeitverluste verursacht<sup>1)</sup>

Die beregten Nachtheile lassen sich in folgender Weise mildern:

Zu 1. Um ein ungleichmässiges Setzen zu vermeiden, muss man die Grösse der Grundflächen der einzelnen Brunnen möglichst genau nach der aufzunehmenden Belastung bestimmen. Uebrigens ist zu bemerken, dass bei den vielen in solcher Weise ausgeführten Fundam. von Brückenpfeilern wesentliche Nachtheile in dieser Richtung so viel man weiss, nicht beobachtet sind.

Zu 2. Um die grössern Reibungswiderstände zu überwinden, treffe man alle die auf S. 169 u. d. f. mitgetheilten Anordnungen betreffs der Ausführung des Mauerw. Hat man die Wahl zwischen einer grössern Zahl sehr kleiner oder einer geringern Zahl grösserer runder Brunnen, so sind die letztern vorzuziehen.

Zu 3. Die Anlegung der Verbindungsbögen unter dem niedrigsten Wasser vermeide man, wenn nicht zwingende Gründe vorliegen. Dies wird aber selten der Fall sein, da man meistens nur des vermeintlichen bessern Aussehens wegen, und weil man die Kosten dieser Anordnung vorher zu niedrig veranschlagte, die tiefe Lage gewählt zu haben scheint.

Nach dem Vorhergehenden ist ein grosser einheitlicher Brunnen auszuführen:

1. In weichern, namentlich ungleichmässig festen Erdarten und zwar mit Berücksichtigung der angegebenen Vorsichtsmassregeln.

2. Wenn der Körper des aufgehenden Mauerw. aus irgend welchen Gründen bereits unter dem niedrigsten Wasserstande zu einem Ganzen vereinigt werden soll.

Dagegen empfehlen sich mehrere runde Brunnen in den übrigen, also bei weitem meisten Fällen, und zwar namentlich:

1. Da, wo ein fester Baugrund unter weichen Erdarten liegt, und das Bauwerk, welches die Brunnen tragen soll, umfangreich ist, ohne besonders schwer zu sein.

2. Bei grossen Wassertiefen, wenn von Gerüsten aus gesenkt werden muss, weil die Anschüttung einer Insel zu kostspielig oder sonstwie unausführbar ist.

3. Für Bauwerke, welche auf das Fundam. zeitweise oder dauernd einen schräg gerichteten Druck ausüben, z. B. für hohe Brückenpfeiler, denen man eine bedeutende Standsicherheit gegen Winddruck geben kann, wenn man die Brunnen weit auseinander rückt (vergl. das Beispiel der Tay-Brücke S. 179).

<sup>1)</sup> Vergl. hierzu: L. Brennecke; Ueber Senkkästen aus Mauerw. in der Zeitschr. d. Archit. u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1884, H. 4; sowie L. Brennecke; Beitrag zur Statistik der Fundirungskosten grosser Brücken; ebenda 1882, H. 4.

Im allgemeinen vermeide man es, des mehrfach erwähnten ungleichmässigen Senkens wegen, Brunnen recht- oder spitzwinklige Ecken zu geben. Erscheint es aus besonderen Gründen wünschenswerth geradlinige Brunnenkränze anzuwenden, so bricht man wenigstens die Ecken oder rundet dieselben ab. Bei Anwendung von Eisen für die Brunnenkränze bieten beide Ausführungsarten keine Schwierigkeiten. Bei hölzernen Brunnenkränzen dagegen ist es bequemer die Ecken zu brechen.

Eine Folge des ungleichmässigen Senkens der Brunnenkränze mit scharfen Ecken ist ausserdem die, dass unter den Seiten viel Boden von Aussen eindringt. Man wird also bei denselben stets mehr Boden zu fördern haben, als bei kreisförmigen von gleicher Grösse der eingeschlossenen Brunnen-Grundfläche. Dieser Uebelstand lässt sich dadurch mässigen, dass man die Schneide des Brunnenkranzes in der Mitte der geraden Seiten weiter hinunter reichen lässt, als an den Ecken, Fig. 382; die theoretisch richtige Begrenzung der Schneide ist eine Hyperbel. Bei eisernen Brunnenkränzen lässt sich dies unschwer ausführen und für den Fall, dass die Brunnen an Ketten auf den Grund gesenkt werden sollen, bietet diese Form noch den Vortheil, dass man die als Träger beanspruchten, an den Ecken oder in der Mitte aufgehängten geraden Seiten des Brunnenkranzes als Träger von gleichem Widerstand ausführen kann.

Bei Brunnen die durch unmittelbares Ausgraben gesenkt werden können, sind alle diese Vorsichtsmassregeln unnöthig. Man hat dann nur die Auskragung in solcher Weise auszuführen, dass den Arbeitern der Brunnenrand bequem zugänglich bleibt. Allerdings ist es auch zu diesem Zwecke wünschenswerth die Ecken auszurunden oder zu brechen.

Fig. 385.

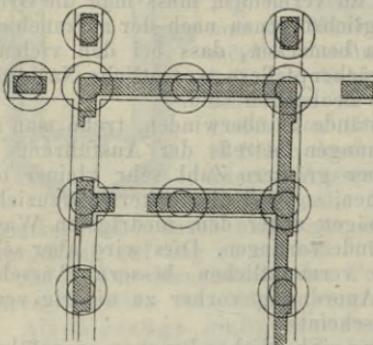
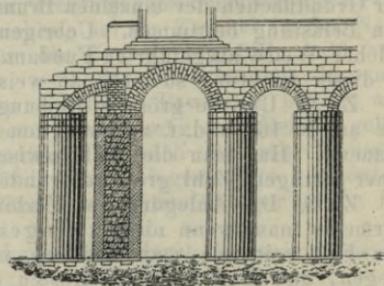


Fig. 386.



Die Fundam. von Hochbauten, Fig. 385, 386, liegen mit ihren Oberkanten meist hoch genug über dem Wasser- bez. Grundwasser-Spiegel, um die Bögen zwischen den Brunnen im Trocknen herstellen zu können. Man ordnet die Brunnen zweckmässig unter den Pfeilern an. An den Ecken senkt man Brunnen, um durch Strebebögen, welche sich auf diese in der Verlängerung der Mauerfluchten legen, den Horizontalschub der übermauerten Bögen aufzunehmen. Anstatt in der Flucht einer jeden der beiden, die Ecke bildenden, Mauern einen Brunnen zu senken, und 2 Strebebögen anzubringen, kann man auch mit nur einem auskommen, den man in der Richtung der Resultante stellt.

Anstatt durch Brunnen und Bögen kann man auch durch Verankerung den Horizontalschub aufheben; indessen ist ersteres sicherer, weil das Mauerw. unvergänglicher ist, als das Eisen.

### γ. Ausführung des Mauerwerks.

Da die Brunnen sich desto besser senken lassen, je schwerer sie sind, so mache man die Brunnenwände so stark, als es die bequeme Ausführung der Baggerarbeiten bezw. die Arbeiten des Ausgrabens gestatten.

Wie gross die Dicke der Mauern mindestens sein muss, um dem Erddrucke von Aussen widerstehen zu können, wird weiterhin besprochen.

Um die Wände in grösserer Stärke als in der Breite des Brunnenkranzes,

herzustellen, führt man Ueberkragung nach innen aus. Soll der Brunnen durch Baggern gesenkt werden, so achte man bei der Ausführung des Mauerw. darauf, dass die Auskragung wo möglich so allmählich zunehme, dass stets der Brunnenkranz von dem obern Rande der gegenüber liegenden Seite aus mit Werkzeugen (Teufelsklauen, Meisseln) zugänglich bleibt, Fig. 387. Werden die Brunnen durch Ausgraben unter Anwendung von Pumpen gesenkt, so kann die Auskragung stärker gemacht werden.

Fig. 387.



Fig. 388.

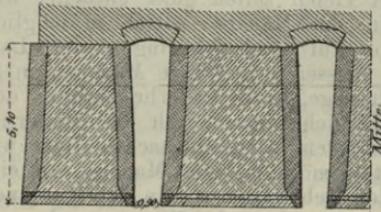
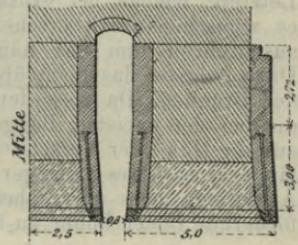


Fig. 389.



Haben die Brunnenschlinge rechteckigen Grundriss, so rundet man die Ecken im Innern durch stärkeres Ueberkragen an diesen Stellen aus. —

Um das Senken zu erleichtern sind die Aussenflächen möglichst glatt zu machen. Man erreicht dies, indem man sie putzt und mit fettem Mörtel abreibt, oder indem man wenigstens die Fugen gut verstreicht und glättet. Zu demselben Zwecke zieht man die Wände auch ein, und zwar entweder so weit sie in den Grund versenkt werden gleichmässig, Fig. 388, oder auch nur im untern Theile, Fig. 389. Die zweite Anordnung ist weniger zu empfehlen als die erste. Offenbar wird bei derselben der obere senkr. gemauerte Theil der Wände im Boden einen grössern Reibungswiderstand erfahren, als der untere, eingezogene. Die Folge davon wird sein, dass in den Fugen, welche in der Grenzzone liegen, Zugspannungen auftreten, die bei einem weniger guten Mörtel und geringer Stärke des Mauerw. ein Abreissen des untern Theils herbeiführen können.

Häufig verankert man auch das Mauerw. mit dem Brunnenschlinge durch eiserne Anker, Fig. 375. Diese Vorsicht ist indessen entbehrlich, wenn die Wände gleichmässig eingezogen, gut geglättet, gehörig stark und in gutem Mörtel ausgeführt sind.

Bei hölzernen Brunnenkränzen, deren Oberfläche ganz eben ist, kann man durch kurze Verankerungen ein Verschieben des Mauerw. verhindern. Bisweilen bringt man auch zu diesem Zwecke, sowie zur Verstärkung des untern noch schwachen Mauerw., in festem Verbande mit dem hölzernen Schlinge, einen trommelartigen Aufsatz von 1,5—3 m Höhe aus 3—6 cm starken, durch aufgenagelte Eisenringe verbundenen Brettern an. Dieser Aufsatz wird zuweilen auch aus zwei hölzernen Schlingen hergestellt, zwischen welchen Mauerw. liegt und die durch Anker in festem Zusammenhang gebracht sind (sogen. Brunnentrommel<sup>1)</sup>).

Wo Ziegelsteine wesentlich theurer als Bruchsteine sind, kann man auch die untere Auskragung ganz aus Ziegeln herstellen, braucht den darüber liegenden Theil aber nur auswärts mit Ziegeln zu verblenden, und kann das innere Mauerw. aus Bruchstein ausführen.

In der Regel stellt sich das Ringmauerw. der Brunnen nicht wesentlich theurer als der Beton in der Sohle und das Füllungsmauerw., zu dessen Ausführung erst das Wasser ausgepumpt werden muss.

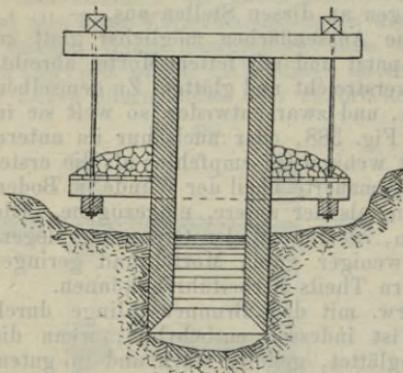
Als Mörtel empfiehlt sich für das Brunnensmauerw. am meisten ein nicht zu langsam bindender Zementmörtel, bei dessen Anwendung man nicht gezwungen ist, auf das Erhärten lange Zeit zu warten, bevor man mit dem Senken beginnt. Verwendet man weniger festen und sehr langsam bindenden Mörtel, z. B. Trassmörtel, so müssen die Stossfugen stets in senkr. Richtung zur Spannung angeordnet

1) Deutsch. Bauzeitg. 1885, S. 293.

werden, welche in dem Mauerw. in Folge des Erddrucks erzeugt wird, also bei runden Brunnen in der Richtung des Halbmessers. Bei gutem Zementmörtel, der in kurzer Zeit die Festigkeit der Ziegelsteine erreicht, ist dies weniger nothwendig.

Ob man das Mantelmauerw. gleich in voller Höhe fertig stellt, bevor man mit dem Senken beginnt, oder in mehreren Absätzen mauert, hängt, ausser von der Tiefe, bis zu welcher gesenkt werden soll, auch von dem zu verwendenden Baggerapparate, sowie von der Art und Grösse der provisorischen Belastung ab. Letztere, welche bei grössern Tiefen selten ganz entbehrt werden kann, lässt es wünschenswerth erscheinen, das Mauerw. gleich in möglichst grosser Höhe auszuführen, um das häufige Auf- und Abbringen der Last zu vermeiden. Dazu belastet das hoch über Wasser aufgeführte Mauerw. in günstigster Weise den Brunnen. Da ausserdem häufige, kurze Unterbrechungen der Baggerarbeiten, die bei den meisten Bagger-Einrichtungen durch das Mauern bedingt werden, auf die Höhe der Versenkungskosten jedenfalls nachtheiliger wirken, als wenige längere, so ist es richtiger, stets möglichst viel Mauerw. auf einmal aufzuführen. Allerdings muss man dabei den Uebelstand mit in den Kauf nehmen, dass der zu fördernde Boden höher zu heben ist, als es des Wasserstandes wegen nöthig wäre.

Fig. 390.



Um die Belastung der Brunnen nicht unnöthig hoch heben zu müssen, empfiehlt es sich, über die Brunnenränder starke Hölzer zu strecken und an diesen mittels Schrauben Plattformen aufzuhängen, die unmittelbar über der Bodenfläche liegen und mit der Belastung (Schienen, Steine oder Erde) beschwert werden, Fig. 390. Man hat dann nur nöthig, die Schrauben anzuziehen, wenn die Plattformen anfangen, den Boden zu berühren. Man kann in dieser Weise auch sehr gut eine einseitige Belastung herstellen, indem man die Plattform nur auf der Seite schwebend erhält, auf welcher Last erforderlich ist. Anstatt der Schraubenspindeln kann man auch einfache eiserne Bügel, Ketten oder Taue anwenden, die man durch Keile straff zieht.

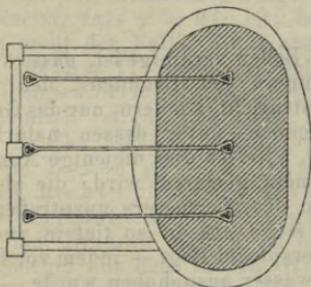
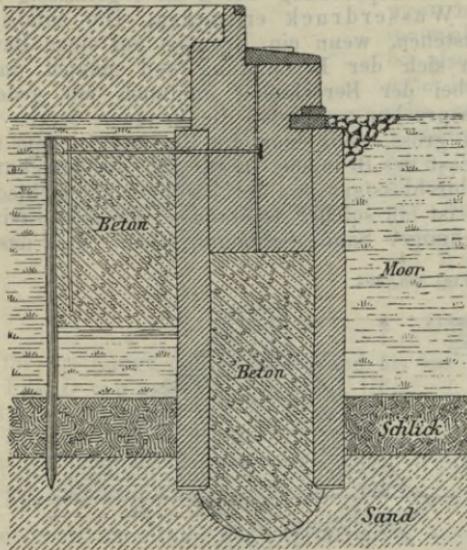
Wenn ein Brunnen gleich von Anfang an in voller Höhe aufgemauert wird, ist es leicht, die Aussenflächen mit Hilfe von aussen angelegten Latten oder Schnüren als Zylinder-, Kegel- usw.-Mäntel regelmässig zu gestalten. Wird hingegen das Mauerw. in mehreren Theilen ausgeführt, so ist dies schwieriger, weil bei Beginn einer neuen Aufmauerung der Brunnen oben nicht immer wagrecht steht, und weil man von dem versenkten Theile nur den oberen Rand sieht. Um grosse Ungenauigkeiten zu vermeiden, kann man in die Aussenfläche des Brunnenmauerw. 4 Latten bündig einmauern und mit leichten Eisen befestigen, welche, von Unterkante des Brunnenkranzes zählend, mit Metertheilung versehen und während der Aufmauerung an ihrem oberen Ende durch einen leichten Holzrahmen mit Verstrebung (Latten) in den richtigen Abständen von einander gehalten werden. Diese obere Verstrebung wird während der Senkungsarbeiten abgenommen und bei Beginn einer neuen Aufmauerung auf die verlängerten Latten wieder aufgebracht. Die Latten erfüllen so einen doppelten Zweck: 1. geben sie den Maurern die Richtung für die Aussenfläche der neuen Aufmauerung an, und 2. erkennt man an ihrem Stande gegen den äussern Wasserspiegel Stand und Tiefe des Brunnenkranzes. Die Stärke von 8—10 cm genügt für diese Latten.

Hat man, wie z. B. bei Kaimauern, eine Reihe Brunnen neben einander zu versenken, so muss man, um ein Schiefstellen derselben zu vermeiden, niemals benachbarte Brunnen zugleich in Angriff nehmen, vielmehr so verfahren, dass, wenn man sich sämtliche Brunnen fortlaufend nummerirt denkt, zunächst die Brunnen mit ungeraden Nummern zur vollen Tiefe gesenkt und erst dann die mit geraden Nummern nachgeholt werden.

Nach beendeter Senkung bleibt noch der hohle Innenraum auszufüllen.

Fand die Senkung in Lehm- und Thonböden durch Ausgraben statt, indem man durch Pumpen das Wasser entfernte, so kann man auch das Innere von der Sohle auf durch Mauerw. füllen. Betreffs der Wasserhaltung hat man dann dieselbe Vorsicht anzuwenden, wie S. 98 über das Trockenlegen von Baugruben mitgeteilt ist. Man muss, wenn ein Wasserzufluss durch die Sohle stattfindet, diesen durch kleine Sicker-Kanäle zum Pumpenrohre leiten, damit das Wasser nicht den Mörtel aus dem übrigen Mauerw. ausspült. Bei dichtem Untergrunde erreicht man indessen in der Regel durch schnelles Aufführen einiger Schichten von Mauerw. mit möglichst trockenem (erdfeuchtem) Mörtel, oder Einstampfen einer Betonschicht von 0,5—1 m Stärke einen so dichten Abschluss, dass ein Pumpen überhaupt überflüssig wird. Dasselbe beeinträchtigt namentlich in engen Brunnen stets die Ausführung des Füllungsmaerw., so dass man selbst bei Brunnen die unter Wasserhaltung durch Ausgraben sich senken liessen, wenn der Wasserzudrang nicht so unbedeutend ist, dass er sich, wie eben angegeben stillen lässt, meistens besser thut, den Brunnen nach beendeter Senkung voll Wasser laufen zu lassen und durch Beton-Versenkung zunächst einen dichten Sohlenabschluss herzustellen. Dies Verfahren, welches bei ausgebagerten Brunnen stets angewendet wird, ist für Brunnen, die durch Ausgraben gesenkt

Fig. 391, 392.



wurden, unbedingt vorzuziehen, wenn der Boden sandhaltig, und durch das Pumpen gelockert ist, damit sich der Baugrund wieder fest ablagern könne. Bei einigermaßen sorgfältiger Ausführung des Betons und Mantelmaerw. wird alsdann nach erfolgter Trockenlegung ein Wasserhalten während der Ausmaerung gar nicht notwendig sein.

Wie man kleinere Quellen in Betonbett dichtet, ist S. 130 ff. mitgeteilt. Auf S. 127 ff. ist auch die Berechnung der Stärke der Betonsohle bei rundem oder rechteckigem Grundrisse gegen den Auftrieb des Wassers erörtert. In der Regel wird man indessen bei Brunnenfundam. die Betonsohle so stark machen, dass sie allein durch ihr Gewicht dem Auftriebe das Gleichgewicht hält. Bei sehr durchlässigem Boden muss dieselbe dann, wenn der Beton aus Feldsteinschotter besteht = 0,5 der Wassertiefe bis Brunnensohle sein, bei Anwendung von Ziegelsteinschotter = 0,63. Führt man die Betonsohlen in dieser Stärke aus, so können die Brunnen, wenn Zementmörtel verwandt wurde, bereits nach 4—5 Tagen leer gepumpt werden. Trassmörtel dagegen verlangt selbst in milder Jahreszeit eine Erhärtungsdauer von etwa 2 Wochen. Macht man

die Betonsohle schwächer, so muss man entsprechend länger warten.

Anstatt die Brunnen mit Beton und Mauerw. zu füllen, kann dies auch mit Trockenmaerw. oder scharfem Sande geschehen. Bei einer solchen Füllung

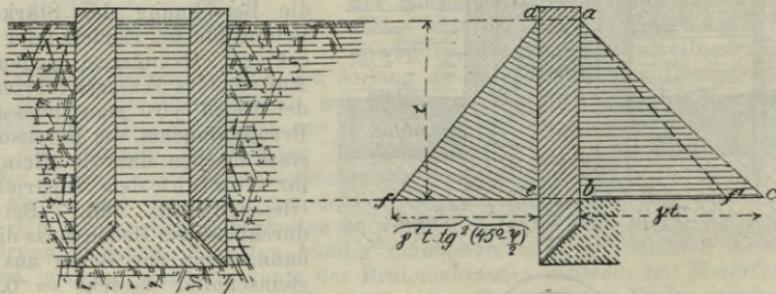
wird allerdings ein Setzen zu erwarten sein; doch kann dies auch bei Füllung mit Mörtel-Mauerw. eintreten, wenn man dasselbe nicht mit dem Mantel in Verband bringt. Bei manchen Bauausführungen kommt es indessen auf ein geringes gleichmässiges Setzen weniger an, (z. B. bei Kaimauern) und kann man alsdann bedeutend sparen. Noch empfehlenswerther ist es, zu unterst den Brunnen durch eine Betonschüttung zu schliessen und über derselben bis zum niedrigsten Wasser eine Sandschüttung folgen zu lassen.

Es sei hier noch eine sehr zweckmässige Verankerung eines Brunnen-Fundam. für einen Brückenkopf, der in einem tiefen Moorboden steht und nur mit seinem Fusse in den festen Boden hinein reicht, gegen den Schub des angrenzenden Erdkörpers erwähnt. Dieselbe besteht darin, dass hinter dem eigentlichen Pfeiler, Fig. 391, 392, durch diesen und eine Spundwand begrenzt, ein schwerer Betonkörper hergestellt und mit dem Pfeiler verankert ist. Dieser Körper bleibt seiner ganzen Höhe nach im Moorboden, da er nicht eigentlich tragen, sondern sammt dem über ihm lagernden Boden ein Moment erzeugen soll, welches dem nach entgegen gesetzter Richtung drehenden des Erddrucks das Gleichgewicht hält. Auf diese Weise wird die Vorderkante des Brunnen-Fundam. weniger stark belastet.

#### δ. Statische Berechnung der Brunnenwände.

Dieselbe kann sich nur auf die Beanspruchung durch die regelmässig auftretenden Kräfte, den Erd- und Wasserdruck erstrecken. Die zufälligen Beanspruchungen, welche z. B. entstehen, wenn ein Brunnen auf einen Baumstamm oder Stein trifft, entziehen sich der Betrachtung und müssen durch den Sicherheitskoeffiz., den man bei der Berechnung annimmt, mit gedeckt werden. Uebrigens sind diese Beanspruchungen, wenn die Brunnen bereits tief im Boden stecken, nicht besonders gross, weil dann die Reibung in dem umgebenden Erdreiche fast die ganze Last des Brunnens trägt. Für die Berechnung seien 2 Arten von Boden: wasserundurchlässiger und durchlässiger unterschieden. Unter wasserundurchlässigem Boden ist ein solcher verstanden, der aus so feinen Theilchen besteht (Thon, Lehm, lehmiger Sand, Schlamm, Moor), dass das in

Fig. 393, 394.



demselben enthaltene Wasser derartig mit dem Boden vereinigt ist, dass es durch den Boden hindurch nicht, wie im leeren Innern des Brunnens, den vollen Horizontalschub äussert, der seiner Druckhöhe entspricht, sondern, nur das Gewicht des Bodens vermehrend, mit diesem zusammen unter dessen natürlichem Böschungswinkel gegen die Aussenwand drückt. Es ist dies diejenige Annahme, welche für den Erddruck in der Regel allgemein gemacht wird, die aber für wasserundurchlässigen Boden nach Versuchen des Verfassers unzutreffend ist.

Wird zunächst angenommen, der Brunnen stehe aussen so tief in undurchlässigem Boden, Fig. 393, als im Innern der Wasserspiegel liegt — indem vor Beginn der Versenkung die Baugrube bis auf das Grundwasser ausgehoben wurde — so ist der Wasserdruck auf der Innenseite für die Längeneinheit des Umfangs und die Tiefe  $t$  grafisch durch das Dreieck  $abc = \gamma \frac{t^2}{2}$  in Fig. 394 dargestellt, dessen

Fläche die wirkliche Grösse des Wasserdrucks liefert. Da  $\gamma$  für 1 cbm Wasser = 1, so liefert die Fläche des Dreiecks unmittelbar die Grösse des Wasserdrucks für 1 m Länge der Wandfläche, wenn man 1 t als Gewichtseinheit festhält.

Der Horizontalschub des Erdbodens gegen die Aussenfläche beträgt für 1 m Umfangslänge:

$$\frac{t^2}{2} \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right), \text{ wenn } \gamma' \text{ das Gew. von 1 cbm Boden und } \phi \text{ den nat.}$$

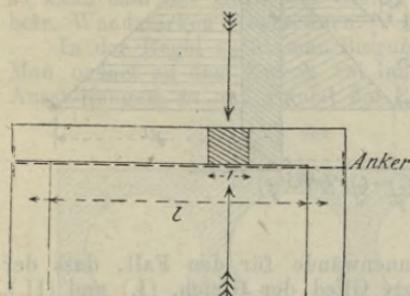
Böschungswinkel dieses Bodens bedeutet. Derselbe wird grafisch durch das Dreieck *def* dargestellt, dessen Höhe =  $t$  ist und dessen Grundlinie, um unmittelbar die Fläche als Bild der wirklichen Grösse des Drucks zu erhalten =  $t \frac{\gamma'}{\gamma} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$  zu machen ist. So ist der Erddruck gleichsam auf

Wasserdruck zurückgeführt. Für  $\frac{\gamma'}{\gamma}$  kann man, wenn auch  $\gamma'$  in  $t$  genommen wird, einfach  $\gamma'$  schreiben, da  $\gamma = 1$  ist.

Bei geraden Seitenwänden des Brunnens, Fig. 395, entfällt auf 1 m dem Wasserdruck ausgesetzter innerer Wandfläche auch 1 m äussere dem Erddruck ausgesetzte Fläche. Es wird also 1 m der Länge  $l$  beansprucht werden mit:

$$I. D = \frac{1}{2} t^2 \left\{ \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - \gamma \right\},$$

Fig. 395.



wenn man die Richtung von aussen nach innen als positive bezeichnet. Der Druck  $D$  ist also grafisch durch den Unterschied  $a'f'c$  in Fig. 394 der beiden Druck-Dreiecke unmittelbar gegeben, den man am einfachsten darstellt, indem man dieselben über einander gelegt denkt. Diesem Druck  $D$  muss durch die Festigkeit der Brunnenwände widerstanden werden. Nimmt man das Gewicht von 1 cbm des mit Wasser gesättigten Bodens ( $\gamma'$ ) zu  $2t$  an, so ist:

$$D = \frac{t^2}{2} \left\{ 2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right\}$$

in  $t$  für 1 m Länge der Brunnenwand bis zur Tiefe  $t$ .

Für  $D = 0$  erhält man  $\phi = \text{rd. } 19\frac{1}{2}^\circ$ ; d. h., wenn der natürliche Böschungswinkel des Erdreichs von  $2t$  Gewicht f. 1 cbm  $19\frac{1}{2}^\circ$  beträgt, heben sich innerer und äusserer Druck bei ebenen Wandflächen auf und es findet überhaupt keine Beanspruchung auf Biegung der ebenen Wand statt.

Für  $\phi > 19\frac{1}{2}^\circ$  überwiegt der  $\left\{ \begin{array}{l} \text{innere} \\ \text{äussere} \end{array} \right\}$  Druck. Für schlammige Erdarten nimmt man allerdings den Winkel  $\phi$  in der Regel  $< 19\frac{1}{2}^\circ$  an, nämlich etwa  $17^\circ$ , so dass für diese ein geringer äusserer Ueberdruck stattfinden wird, immer vorausgesetzt, dass  $\gamma' = 2t$  ist; bei den meisten schlammigen Erdarten ist dies indessen nicht der Fall. Sinkt aber das Gewicht auch nur auf  $1,965t$ , so wird  $D$  auch für  $\phi = 17^\circ$  noch zu Null. Da andererseits nach den Beobachtungen der Reibungswiderstände bei Brunnen- und Luftdruck-Gründungen es höchst wahrscheinlich ist, dass der nat. Böschungswinkel mit der Tiefe in Folge des starken Drucks wächst, so darf man annehmen, dass in wasserundurchlässigem Boden gerade Brunnenwände einen äusseren Ueberdruck so lange nicht erfahren, als der Wasserspiegel im Innern mit der Bodenoberfläche aussen in gleicher Höhe liegt.

Ist der Brunnen aussen im oberen Theile von Wasser umgeben, Fig. 396, dessen Spiegel mit dem innern Wasserspiegel einerlei Höhe besitzt, so ergibt sich der äussere Druck in den bisher in Rede befindlichen Erdarten noch geringer. Vom Wasserspiegel bis zur Oberfläche des Bodens hat man alsdann innen und aussen Wasserdrücke von gleicher Stärke, die sich gegenseitig aufheben, und im Boden selber drückt gegen die Aussenfläche unter dem nat.

Böschungswinkel  $\phi$  eine Bodenschicht, die noch eine Wasserbelastung von der Höhe  $t'$  über sich hat. Denkt man sich die Wasserbelastung durch eine Erdbelastung ersetzt, so ist für das Druck-Dreieck der letztern die Höhe statt  $t_1$  nur  $= t_1 \frac{\gamma}{\gamma'}$  anzunehmen, Fig. 397. Die Höhe des ganzen Erddruck-Dreiecks

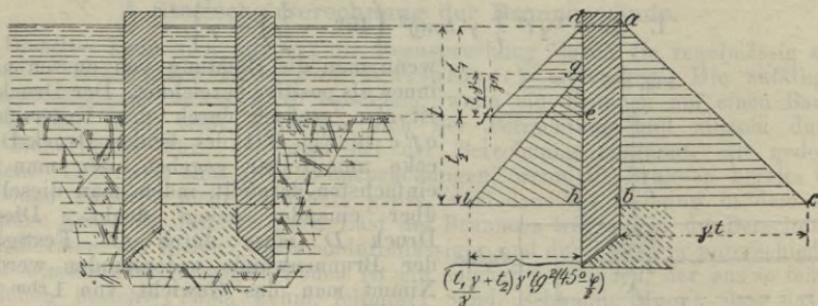
wird dann  $= \left( t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} + t_2 \right)$  und die Grundlinie desselben entsprechend dem Früheren:  
 $= \frac{\gamma'}{\gamma} \left( t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} + t_2 \right) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ .

Die Gesamt-Beanspruchung für 1 m einer geraden Wand ist in diesem Falle:

$$\text{II. } D = \frac{1}{2} \left\{ \left( t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} + t_2 \right)^2 \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - t^2 \gamma \right\}.$$

Es wird also ein äusserer Ueberdruck auch hier nicht vorkommen<sup>n</sup>. Der bei grössern Werthen von  $\phi$  etwa auftretende innere Ueberdruck ist ungefährlich, weil er durch den passiven Erddruck aufgenommen wird.

Fig. 396, 397.



¶ In der Regel berechnet man die Brunnenwände für den Fall, dass der Brunnen wasserleer ist. Dann fällt das letzte Glied der Gleich. (I.) und (II.), welches die Dreiecke  $abc$  in den Fig. 394 und 397 darstellen, fort, und es wird, wenn der Brunnen ganz im Erdboden steht, Fig. 394:

$$\text{Ib. } D = \frac{t^2}{2} \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

und wenn derselbe im Wasser von der Tiefe  $t_1$  steht, Fig. 397:

$$\text{IIb. } D = \left( t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} + t_2 \right)^2 \frac{\gamma'}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

In allen Fällen, wo die Gleichg. IIb. einen kleinern Werth als den des Wasserdrucks  $D = \frac{t^2}{2} \gamma$  ergibt, ist es richtiger, diesen letztern als äussern

Druck anzunehmen, weil das über dem Erdboden ausserhalb des Brunnens stehende Wasser sich leicht einen unmittelbaren Zugang zur äussern Wand auch unterhalb der Erdoberfläche verschafft, wonach in Wirklichkeit ausser der vollen Wasserdruck in Wirksamkeit treten würde. Lange gerade Wände von Senkbrunnen wird man dann als Balken zu berechnen haben, die an beiden Enden durch die Querwände unterstützt sind, Fig. 395. Bei dieser Berechnungsart ist die Zugfestigkeit des Mörtels massgebend, und da dieselbe nur gering angenommen werden darf, wird man sehr starke Wände ausführen müssen. Durch eiserne scharf anziehende Anker an der gezogenen innern Seite der Wände, Fig. 395, kann man der Zugfestigkeit des Mörtels zu Hülfe kommen.

Bei Brunnen für Gründungszwecke ist grosse Wandstärke in der Regel kein Hinderniss, sondern im Gegentheil, des grossen Gewichts wegen, erwünscht. Aus diesem Grunde macht man meistens die Wände von oben bis unten von

gleicher Stärke. Die Stärke der Wand  $\delta$  (in m verstanden) berechnet sich dann gemäss der Gleich. I<sup>b</sup>. bei einer Stellung des Brunnens, wie sie Fig. 393 zeigt, zu:

$$\text{III. } \delta = \frac{l \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{2} \sqrt{\frac{3 \gamma' t}{k}}$$

und gemäss der Formel II<sup>b</sup>, d. h. in dem Falle, wo ausserhalb des Brunnens Wasser über dem Grunde steht, während der Brunnenraum wasserfrei ist (Stellung Fig. 396) zu:

$$\text{IV a. } \delta = \frac{l \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{2} \sqrt{\frac{3 \gamma' \left(\frac{t_1 \gamma}{\gamma'} + t_2\right)}{k}}. \quad \text{Dieser Werth darf aber}$$

nicht kleiner werden als: IV<sup>b</sup>.  $\delta = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{3 \gamma t}{k}}$ ;  $l$  ist die nicht unterstützte

Länge der geraden Wand Fig. 395. Die Bedeutung der übrigen Buchstaben ist dieselbe, wie vorher ( $t = t_1 + t_2$ , vergl. Fig. 397). Nimmt man die Masse  $t$  und  $t$  in m, so ist selbstverständlich auch die zulässige Beanspruchung  $k$  für 1 qm zu nehmen, unter  $\gamma$  und  $\gamma'$  das Gew. von 1 cbm Wasser bezw. Boden zu verstehen.

Will man aus irgend welchen Gründen die Mauern oben schwächer machen, so kann man mit Hilfe der Gleich. III. und IV. für verschiedene Tiefen  $t$  die betr. Wandstärken  $\delta$  berechnen.

In der Regel sucht man Biegungs-Spannungen bei Mauerwerk zu vermeiden. Man ordnet zu dem Zweck bei langen geraden Aussenwänden häufigere Quer-Aussteifungen an und rundet die Ecken aus, Fig. 398, so dass man dann die

Fig. 398.

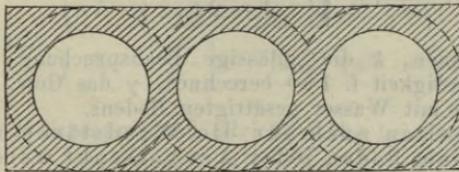
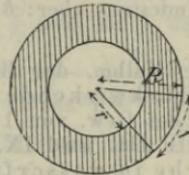


Fig. 399.



Brunnen als

aus mehreren

Röhren zu-

gether betrachtet

und auch als

solche berech-

nen kann. Bei

einer gemauerten

Röhre von

grosser Wand-

stärke, die von aussen Erddruck erhält, wird, auch wenn sie mit Wasser gefüllt ist, stets ein äusserer Ueberdruck vorhanden sein, weil bei dieser 1 m des äussern

Umfangs nur  $\frac{1 r}{R}$  (m) des innern Umfangs entspricht, Fig. 399. Will man die

Beanspruchung des Mauerwerks auch für diesen Belastungs-Zustand ermitteln, so dienen hierzu die Gleichn.:

$$\text{V a. } s_1 = p_1 \frac{(R^2 + r^2) - 2 p_2 R^2}{R^2 - r^2} \quad \text{und}$$

$$\text{V b. } s_2 = \frac{2 p_1 r^2 - p_2 (R^2 + r^2)}{R^2 - r^2},$$

in denen  $s_1$  die Beanspruchung des Mauerw. an der innern und  $s_2$  diejenige an der äussern Mauerfläche und ebenso  $p_1$  den Druck, für die Flächeneinh. der Innenfläche,  $p_2$  den der äussern Mauerfläche bedeuten.  $R$  ist der äussere,  $r$  der innere Halb.

$$\text{VI. } p_1 = \text{dem Wasserdruck } t \gamma,$$

$$\text{VII. } p_2 = t \gamma' \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right),$$

wenn der Brunnen ganz im Boden steht wie in Fig. 394 bezw.:

$$\text{VIII. } p_2 = \left(\frac{t_1 \gamma}{\gamma'} + t_2\right) \gamma' \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right),$$

wenn ausserhalb des Brunnens über dem Grunde noch eine Wasserschicht von der Tiefe  $t_1$  steht, Fig. 396.  $p_2$  darf wieder nicht kleiner genommen werden als  $t\gamma$ .

Die Beanspruchungen werden stets nur unbedeutend ausfallen und wird es in der Regel überflüssig sein, eine Berechnung anzustellen.

Werden die Brunnen ausgeschöpft, so fallen die Druckfiguren  $abc$ , Fig. 394 und 397, fort und die Wände erhalten nur einseitigen Druck, dessen Grösse  $D$  für  $1^m$  des Umfangs wieder durch die Gleichgn. I<sup>b</sup>. und II<sup>b</sup>. ausgedrückt ist. Da ein Flachdrücken der Brunnen nicht zu befürchten steht, kann man ihre Wandstärke nach der Lamé'schen Formel für Röhren mit äusserm Druck berechnen:

$$\delta = r \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2p}} \right\},$$

worin  $p$  der Druck auf die Flächeneinheit ist. Führt man für  $p$  die vorhin für  $p_2$  angegebenen Werthe ein, so erhält man als nothwendige Wandstärke für gemauerte Senkbrunnen in undurchlässigem Boden, die, Fig. 393, aussen ganz von Boden umgeben sind:

$$\text{IX. } \delta = r \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2t\gamma' \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}} \right\}$$

und für solche, bei denen nach Fig. 396 aussen über dem Boden eine Wasserschicht der Höhe  $t_1$  steht:

$$\text{X. } \left\{ \begin{array}{l} \delta = r \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2\left(\frac{t_1\gamma}{\gamma'} + t_2\right) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}} \right\} \\ \text{mindestens aber: } \delta = r \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2t\gamma}} \right\} \end{array} \right\}$$

$r$  ist der innere Halbm. der Brunnen,  $k$  die zulässige Beanspruchung von Mauerwerk auf rückwirkende Festigkeit f.  $1^m$  berechnet,  $\gamma$  das Gew. von  $1^{\text{cbm}}$  Wasser,  $\gamma'$  das Gew. von  $1^{\text{cbm}}$  mit Wasser gesättigten Bodens.

Die Formeln III. und IX. gelten auch für die Wandstärke von Brunnen, welche in wasserfreiem Boden jeder Art versenkt werden sollen, wenn für  $\gamma'$  der entsprechend geringere und für  $\phi$  der entsprechend grössere Werth eingesetzt wird. (Vergl. S. 78.)

Bei wasserdurchlässigem Boden (Schotter Kies reinem Sand) muss man die Annahme machen, dass der Wasserdruck durch den Boden hindurch voll zur Geltung kommt, und dass ihm noch der Erddruck hinzu tritt. Letzterer wirkt wieder unter seinem natürlichen Böschungswinkel  $\phi$  (dessen Grösse wahrscheinlich mit der Tiefe wächst) und der für mittelscharfen Sand oder Kies mit  $24^\circ$  angenommen werden kann (S. 78); das Gew.  $\gamma'$  des Bodens ist aber, um das Gewicht des durch den Boden verdrängten Wassers zu vermindern. Es enthält nun  $1^{\text{cbm}}$  Boden, nahezu unabhängig von der Feinheit der Körner, rd.  $0,6^{\text{cbm}}$  feste Masse und  $0,4^{\text{cbm}}$  Hohlräume; mithin verdrängt die feste Masse  $0,6^{\text{cbm}}$  Wasser und verliert dabei  $600^{\text{kg}}$  an Gewicht. Nehmen wir als spezif. Gewicht der festen Masse dasjenige der schwersten Steinarten (Granit und Basalt)  $2,6$  bis  $2,8$ , also im Mittel  $2,7$ , so wiegt die feste Masse über Wasser  $0,6 \cdot 2700 = 1620^{\text{kg}}$  und in Wasser eingetaucht  $1620 - 0,6 \cdot 1000 = \text{rd. } 1000^{\text{kg}}$ . Es ist also das Einh. Gew., welches jetzt mit  $\gamma_1$  bezeichnet worden,  $\gamma_1'' = 1000^{\text{kg}}$  oder eben so gross, wie  $\gamma$  zu nehmen<sup>1)</sup>.

Für einen Brunnen, der eine Stellung wie in Fig. 393 einnimmt und aussen ganz von wasserdurchtränktem, durchlässigem Boden umgeben, und dessen Hohlraum gleich hoch mit Wasser gefüllt ist, erhalten wir dann die in Fig. 400 dargestellten Druckfiguren. Bei geraden Wänden heben sich der innere und

<sup>1)</sup> Bei Boden, der aus Sand und Kies gemischt ist, wird allerdings  $\gamma'$  bis gegen  $1200^{\text{kg}}$  steigen können, wenn das spezif. Gew. des Materials wirklich  $2,7$  beträgt.

äussere Wasserdruck auf und es bleibt stets ein Druck-Ueberschuss von aussen nach innen übrig, dessen Grösse:

$$\text{XI. } D = \frac{\gamma_1 t^2}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

ist. Dieser Ausdruck entspricht der Gleichg. I. für undurchlässigen Boden.

Fig. 400.

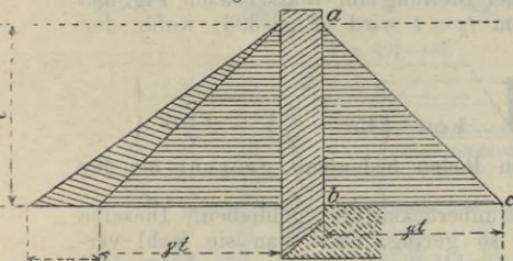
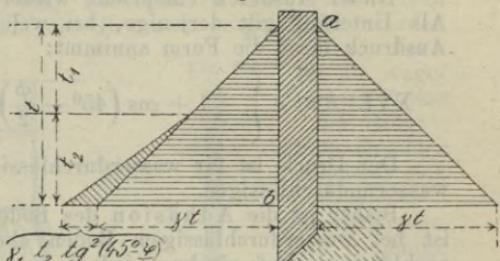


Fig. 401.



Steht über dem durchlässigen Boden, wie in Fig. 396, noch Wasser, so erhält man die Druckfigur, Fig. 401, und der Werth von  $D$  für gerade Wände umfasst statt der Gesamttiefe  $t$  nur die Tiefe  $t_2$  von der Bodenoberfläche ab. Es wird also entsprechend der frühern Gleichg. II.:

$$\text{XII. } D = \frac{\gamma_1 t_2^2}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right).$$

Wird der Brunnen wasserfrei gehalten, z. B. während des Ausmauerns nach erfolgter Betonirung, so fallen die Druckdreiecke  $abc$  in Fig. 400 und 401 weg und der äussere Druck  $f$  1<sup>m</sup> Wandlänge ist (entsprechend der Gleichg. Ib.) bei einer Stellung des Brunnens ganz im Boden, Fig. 393:

$$\text{XI b. } \begin{cases} D = \frac{\gamma t^2}{2} + \frac{\gamma_1 t^2}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{ oder da } \gamma_1 \text{ ungefähr } = \gamma \text{ ist:} \\ D = \frac{\gamma t^2}{2} \left\{ 1 + \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\} = \frac{\gamma t^2}{2 \cos^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)} \end{cases}$$

desgl. (entsprechend Gleichg. IIb.) bei einer Stellung nach Fig. 396:

$$\text{XII b. } D = \frac{\gamma t^2}{2} + \frac{\gamma_1}{2} t_2^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{ bzw.}$$

$$D = \frac{\gamma}{2} \left\{ t^2 + t_2^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\}.$$

Für  $t_2 = t$  geht Gleichg. XIIb. in die Gleichg. XIb. über.

Der Druck auf die Flächeneinheit der äussern Wandfläche in der Tiefe  $t$  unter dem Spiegel des Wassers bzw. des Grundwassers ergibt sich also allgemein (nach Gleichg. XIIb.) zu:

$$\text{XII c. } p = \gamma \left\{ t + t_2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

Damit berechnet sich die nothwendige Wandstärke  $\delta$  für gerade Brunnenwände auf die Länge  $l$ , die nicht abgesteift sind, Fig. 395, allgemein zu:

$$\text{XIII. } \delta = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{3\gamma}{k} \left( t + t_2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)}.$$

Dieser Ausdruck entspricht der Stellung Fig. 396. Als Unterfall ist derjenige zu betrachten, bei welchem  $t_2 = t$  wird (entsprechend Stellung Fig. 393) und bei dem der Ausdruck die Form annimmt:

$$\text{XIV. } \begin{cases} \delta = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{3\gamma t}{k} \left\{ 1 + \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\}} \text{ oder dafür:} \\ \delta = \frac{l}{2 \cos \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)} \sqrt{\frac{3\gamma t}{k}}. \end{cases}$$

Für kreisrunde gemauerte Brunnen ergibt sich die Wandstärke bei durchlässigen Bodenarten allgemein zu:

$$\text{XV. } \delta = r \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2\gamma \left( t + t_2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)}} \right\}.$$

Dieser Ausdruck entspricht wieder der Stellung im Wasser nach Fig. 396. Als Unterfall gilt derjenige, bei welchem  $t_2 = t$  wird (Fig. 393) wofür der Ausdruck für  $\delta$  die Form annimmt:

$$\text{XVI. } \delta = r \left\{ -1 + \cos \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \sqrt{\frac{k}{k \cos^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2\gamma t}} \right\}.$$

Der Druck ist für wasserdurchlässigen Boden bedeutend grösser als für wasserundurchlässigen.

Bisher ist die Adhäsion des Bodens unberücksichtigt geblieben. Dieselbe ist bei wasserdurchlässigem Boden aber so gering, dass man sie wohl vernachlässigen darf; sie kann jedoch bei undurchlässigem Boden, wie Lehm und Thon, von wesentlichem Einfluss sein. Will man dieselbe berücksichtigen, so muss man die aus Gleichg. I., II. bez. I<sup>b</sup>. u. II<sup>b</sup>. berechneten Werthe von  $D$  oder auch den aus Gleichg. VII. und VIII. berechneten Werth von  $p$  mit  $\left(1 - \frac{t}{t_0}\right)$  bezw.  $\left(1 - \frac{t_2}{t_0}\right)$  multiplizieren.  $t_0$  bedeutet diejenige Tiefe, bis zu welcher die betr. Erdart mit senkr. Böschung ohne Unterstützung steht. Den Werth  $t_0$  muss man durch Versuche ermitteln.  $t$  und  $t_2$  sind wie früher die Versenkungs-Tiefen.

### c. Eiserne Senkbrunnen.

unterscheiden sich von den gemauerten wesentlich dadurch, dass sie nur als Hülle für den eigentlichen Fundamentkörper dienen, während die gemauerten einen wirklich mittragenden Theil desselben bilden.

#### α. Konstruktion im allgemeinen.

Man hat sowohl Gusseisen als auch Walzeisen für eiserne Senkbrunnen verwendet, bisweilen auch beides zusammen, und zwar letzteres namentlich für den untern Theil der Brunnen, für den ein mehr elastisches Material wünschenswerth ist.

##### 1. Gusseiserne Brunnen.

Man stellt sie bei geringem Durchm. aus einzelnen Ringen her, die in den zusammen geschraubten Stössen durch Einlagen aus Gummi oder getheertem Filz, Hanfschnur u. dergl. gedichtet werden. Bei grössern Durchm. setzt man auch die einzelnen Ringe noch in ähnlicher Weise aus Segmenten zusammen.

Gusseiserne Brunnen sind bisweilen gerissen, und zwar sowohl in Folge grosser Kälte, als auch in Folge grosser Hitze. Durch die Kälte entstanden Risse, weil das spröde Gusseisen durch die Betonfüllung gehindert wurde, sich zusammen zu ziehen. Diese Risse werden also an Stellen eintreten, an denen das Material etwa zufällig schwächer ist. Durch grosse Hitze sind (in Indien) die Ringe von den verbindenden Flanschen abgerissen. Es ist dies eine Folge davon, dass die vom Beton umgebenen Flanschen theils von diesem unmittelbar festgehalten, theils stark abgekühlt wurden, und so der ausdehnenden Bewegung des durch die Sonne von aussen erhitzten Mantels nicht folgten. Man hat diesen Uebelstand dadurch beseitigt, dass man die Brunnen in der Stärke der Flanschen im Innern mit Holz ausfüllte. In Folge der Pressbarkeit des Holzes ist hierdurch dem Eisen eine Zusammenziehung ermöglicht, während andererseits die Flanschen nicht in zu nahe Berührung mit dem Beton kommen, also von diesem weder festgehalten noch sehr abgekühlt werden. Die Ausfüllung hat aber den Uebelstand, dass der Beton den Brunnen nicht ordentlich ausfüllt, namentlich, wenn das Holz erst verfault ist. Aus diesem Grunde sei empfohlen, die senkr. Stösse der Ringsegmente in der durch Fig. 402 dargestellten Weise zu bilden. Das nach dem Innern des Zylinders übergreifende Ringsegment  $\alpha$  erhält längliche Löcher, die demselben das Zusammenziehen gestatten. Um aussen glatte Flächen

zu haben, werden die Schraubenköpfe versenkt. Die Dichtung geschieht wie vorhin angegeben, oder auch durch eine zwischengelegte Bleiplatte *b*, die man längs der innern oder äussern Fuge verstemmt. Unter die Schraubenmutter sind Scheiben *s* mit Verpackung zu legen, die dem Wasser den Zugang längs der Schrauben abschneiden. Selbstverständlich ist das Dichtmachen nur erforderlich, wenn die Brunnen ausgeschöpft werden sollen. Auch für die waagrechten Stösse der Ringe unter einander empfiehlt sich diese Verbindung mehr, als diejenige durch Flanschen; es müssen sich aber dann die in senkr. Richtung verlängerten Löcher in dem

Fig. 402.

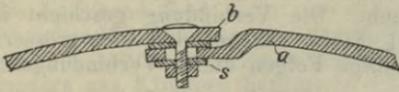


Fig. 404—406.

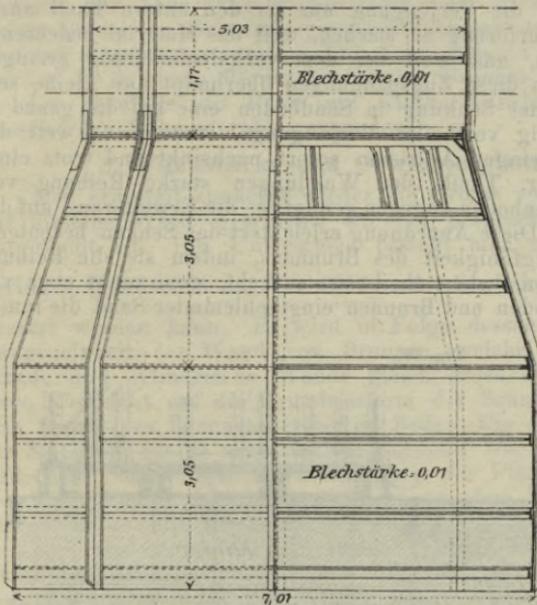
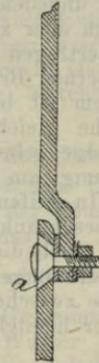
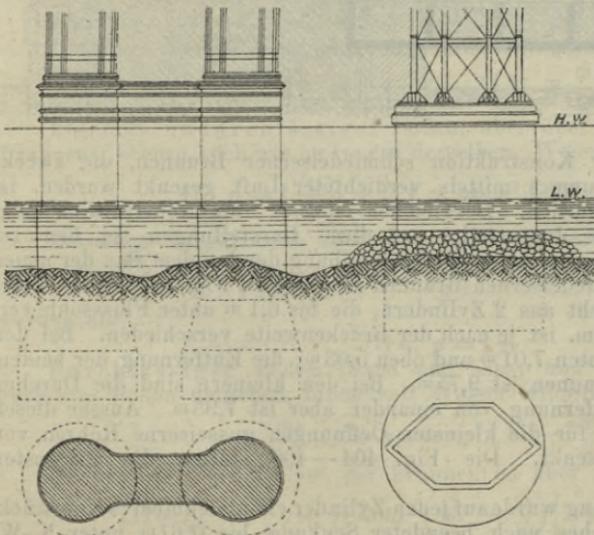


Fig. 403.



auswärts liegenden Ringtheile befinden, Fig. 403. Bei dieser Anordnung ist es ungefährlich, die Schraubenköpfe mit Beton zu umgeben, weil jeder Ring sich nach oben ausdehnen kann. Nur muss man bei dem Zusammenschrauben dafür sorgen, dass unter dem Schraubenkopfe in dem äussern länglichen Loche ein Spielraum *a* verbleibt und es empfiehlt sich ausserdem, die Zylinder, und namentlich die Schraubenmutter, inwendig mit Talg zu bestreichen, um zu verhindern, dass der Mörtel fest am Eisen haftet.

Wegen der Sprödigkeit des Gusseisens, ist es in ungünstigem Klima nicht zu empfehlen, grössere Ringe in einem Stück zu giessen. Es sei hier noch auf ein anderes Mittel, das Reißen gusseiserner Zylinder zu verhindern, aufmerksam gemacht, welches darin besteht, dass man dieselben bis unter die Frostlinie nicht mit starrem Zementbeton, sondern mit elastischem Asphaltbeton ausfüllt.



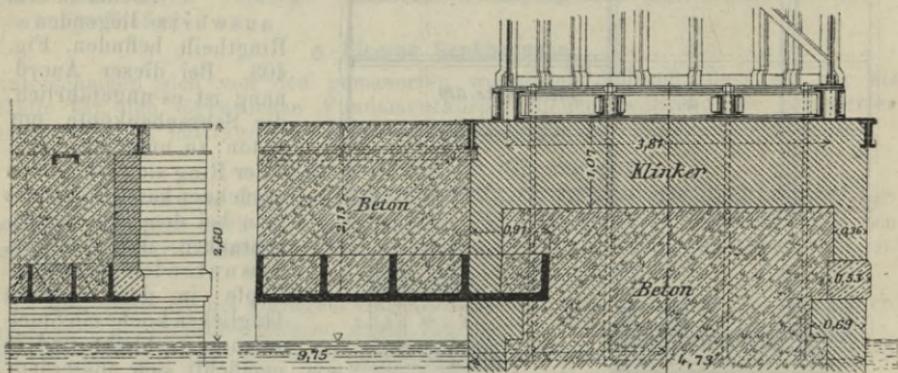
darin besteht, dass man dieselben bis unter die Frostlinie nicht mit starrem Zementbeton, sondern mit elastischem Asphaltbeton ausfüllt.

## 2. Brunnen aus Walzeisen.

Sie werden aus Blechen und versteifenden Façoneisen zusammen gesetzt und man nietet dieselben entweder entsprechend dem Fortschreiten der Versenkung an Ort und Stelle zusammen, oder stellt ebenfalls einzelne Ringe her, die man wie die gusseisernen mit einander verschraubt. Die Verbindung geschieht in der Regel durch angenietete Flanschen aus L-Eisen. Wegen der weit grössern Elastizität des Walzeisens haben sich nachtheilige Folgen dieser Verbindungsart noch niemals gezeigt.

Man macht die Seitenwände entweder senkr. oder zieht sie nach oben zu ein. Es ist hier unbedenklich die Verjüngung nur für den untern Theil anzuordnen, den oben aber zylinderförmig zu machen, weil das Material bedeutende Zugspannungen ertragen kann, und weil bei dem verhältnissmässig geringen Gewichte der eisernen Brunnen diese Zugspannungen überhaupt nur kleine sein können. Trotzdem ist bei einer Senkung in Sandboden eine auf die ganze zu versenkende Höhe gleichmässig vertheilte Verjüngung vorzuziehen, weil der Sandboden in Folge seiner geringen Adhäsion sofort nachsinkt und trotz einer untern Erweiterung am senkr. Theile der Wandungen starke Reibung verursacht wird. In steifem Thonboden dagegen genügt es, die Erweiterung auf den untern Theil zu beschränken. Diese Anordnung erleichtert das Senken bedeutend, vermindert aber auch die Tragfähigkeit des Brunnen, indem sie die Reibung bezw. Adhäsion des umgebenden Bodens theilweise aufhebt, wenn nicht etwa von oben in die Fuge zwischen Boden und Brunnen eingeschlemmter Sand die innige Berührung wieder herstellt.

Fig. 407.



Die Beschreibung der Konstruktion schmiedeiserner Brunnen, die zwecks Herstellung eines Fangedammes mittels verdichteter Luft gesenkt wurden, ist bereits S. 97 ff. gegeben worden. Desgleichen ist S. die Konstruktion eines gusseisernen Senkbrunnens dargestellt; auf diese Darstellungen sei hier zurück verwiesen. Es sei hier aber noch die Beschreibung der bei dem Bau der neuen Tay-Brücke benutzten schmiedeisernen Brunnen mitgetheilt, Fig. 404—407. Jeder Pfeiler dieser Brücke besteht aus 2 Zylindern, die bis 6,1 m unter Flusssohle versenkt werden. Der Durchm. ist je nach der Brückenweite verschieden. Bei den grössten beträgt derselbe unten 7,01 m und oben 5,03 m; die Entfernung der beiden, einen Pfeiler bildenden Brunnen ist 9,75 m. Bei den kleinern sind die Durchm. 4,42 m und 3,51 m; die Entfernung von einander aber ist 7,93 m. Ausser diesen schmiedeisernen sind noch für die kleinsten Oeffnungen gusseiserne Röhren von nur 2,74 m Durchm. versenkt. Die Fig. 404—406 stellen die grössten Zylinder dar.

Während der Versenkung wurde auf jeden Zylinder ein abnehmbares Kopfstück, Fig. 407, geschraubt, welches nach beendeter Senkung bis 0,61 m unter N.-W. und 0,76 m über H.-W. reichte. Der Sandboden sollte durch Bagger entfernt und dann die Grundfläche derartig mit Betonsäcken ausgefüllt werden, dass man

das Wasser auspumpen und den Beton im Trocknen versenken könnte. Ob das Projekt in dieser Weise zur Ausführung kam, ist bisher nicht bekannt geworden; Verfasser würde diesem Verfahren jedenfalls die Herstellung einer Betonsole unter Wasser in dem Falle vorziehen, dass nicht besonders zwingende Gründe, z. B. die Nothwendigkeit einer sehr schnellen Fertigstellung des Fundam. vorliegen. Nachdem das Fundam. bis zur Unterkante des abnehmbaren Kopfstückes fertig gestellt, sollten in einigem Abstände von dem Eisenmantel 0,36<sup>m</sup> starke Ringmauern aus Klinkern hergestellt und mit Beton gefüllt werden. Endlich sollte auch das Fundam. durch Klinker-Mauerwerk abgedeckt werden. Nach Fertigstellung der Abdeckung beabsichtigte man jeden Brunnen mit dem 1½fachen seiner grössten Belastung probeweise zu belasten. Nach Entfernung des gusseisernen Kopfstücks, welches für einen anderen Brunnen wieder benutzt wird, werden die zu einem Pfeiler gehörenden Brunnen durch ein Querstück, Fig 407, welches ebenfalls aus Beton mit Klinker-Verkleidung besteht und auf einem gusseisernen Rahmen ruht, verbunden.

### β. Wandstärke und Gewichte eiserner Senkbrunnen.

Man ermittelt zunächst wieder die Grösse von Erd- und Wasserdruck, was auf dieselbe Weise geschieht, wie bei Besprechung der gemauerten Brunnen mitgetheilt ist. Ein Unterschied besteht hier nur insofern, als in Folge der geringen Wandstärke das Verhältniss zwischen innerm und äusserm Halb.  $\frac{r}{R} = 1$  gesetzt werden kann. Es wird in Folge dessen der Gesamtdruck  $D$  auf die Längeneinheit der Wand von Brunnen, welche mit Wasser gefüllt sind, für gerade und zylindrische Wände gleich gross sein. Es gelten also allgemein ohne Rücksicht auf die Grundrissform der Brunnen je nach der Bodenart und dem Stande des Brunnens (ganz im Boden, Fig. 393, oder im Wasser, Fig. 396) die S. 173 ff. für  $D$  mitgetheilten Formeln No. I., II., I<sup>b</sup>, II<sup>b</sup>, XI. und XII, und ebenso erhält man als Belastung  $p$  der Flächeneinh. der Brunnenwände in der Tiefe  $t$  unter der Erdoberfläche bezw. dem Wasserspiegel folgende Werthe, für gerade sowohl, als runde Wände:

Für undurchlässigen Boden (Lehm, Thon, Schlamm, lehmigen Sand), wenn der Brunnen aussen nach Fig. 393 ganz von Boden umgeben ist und inwendig ebenso hoch voll Wasser steht:

$$I. \quad p = t \left\{ \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - \gamma \right\}.$$

Dieselben Verhältnisse, aber ohne innern Wasserdruck:

$$I^b. \quad p = t \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right).$$

Ebenfalls undurchlässiger Boden, aber über dem Boden ausserhalb des Brunnens, ebenso hoch wie im Innern desselben, Wasser stehend (vergl. Fig. 396)

$$II. \quad p = \left( \frac{t_1 \gamma}{\gamma'} + t_2 \right) \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - t \gamma.$$

Dieselben Verhältnisse, aber ohne innern Wasserdruck:

II<sup>b</sup>.  $p = \left( \frac{t_1 \gamma}{\gamma'} + t_2 \right) \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ . Dieser Werth darf aber nicht kleiner werden als:

$$II^c. \quad p = t \gamma.$$

Durchlässiger Boden (Sand und Kies) und wenn der Brunnen aussen ganz von Boden umgeben, innen voll Wasser ist, Stellung Fig. 393:

$$III. \quad p = \gamma_1 t \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right).$$

Dieselben Verhältnisse, der Brunnen ist aber im Innern wasserfrei:

$$III^b. \quad p = t \left\{ \gamma + \gamma_1 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\} \text{ oder da rd.: } \gamma_1 = \gamma.$$

$$p = t \gamma \left\{ 1 + \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\} = \frac{t \gamma}{\cos^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}$$

Durchlässiger Boden; der Brunnen aussen im oberen Theile von Wasser umgeben und mit Wasser gefüllt, Stellung Fig. 396:

$$\text{IV. } p = \gamma_1 t_2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right).$$

Dieselben Verhältnisse, der Brunnen aber im Innern wasserfrei:

$$\text{IV}^b. \quad p = \gamma t + \gamma_1 t_2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{ oder: wieder } \gamma_1 = \gamma \text{ gesetzt:}$$

$$p = \gamma \left\{ t + t_2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right\}.$$

$\gamma$  ist das Gew. der Kubikeinh. Wasser,  $\gamma'$  das der Kubikeinh. mit Wasser gesättigten undurchlässigen Bodens,  $\gamma_1$  Gew. der Kubikeinh. wasserdurchlässigen Bodens (Sand, Kies), abzüglich des Gew.-Verlustes im Wasser,  $\gamma_1 = \gamma$ . Die Bedeutungen von  $t$ ,  $t_1$  u.  $t_2$  sind aus den Fig. 393—397 zu entnehmen.

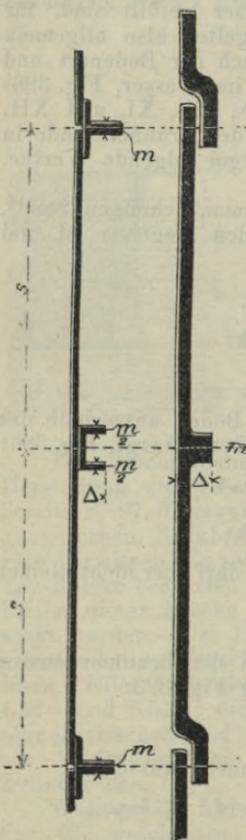
Als Gang der Berechnung der Wandstärken sei folgender empfohlen:

### 1. Runde Brunnen.

Man berechnet zunächst aus den vorstehend gegebenen Formeln den Druck  $p$  auf die Flächeneinh. und darauf nach der Formel für Röhren mit äusserm Druck:

$$\text{V. } \delta = r \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k-2p}} \right\} + c \text{ die Wandstärke.}$$

Fig. 408.



Dieser Formel ist, um nicht unausführbare Stärken zu liefern, eine Konstante  $c$  hinzu gefügt, die für Schmiedeisen (Bleche) = 5 mm und für Gusseisen = 10 mm anzunehmen ist. In der Formel bedeutet  $r$  den Halb. des Brunnens und  $k$  die zulässige Beanspruchung des Eisens auf Druck, bei Schmiedeisen und Gusseisen etwa 600 kg/qcm.

Die Formel V. setzt voraus, dass ein Flachdrücken des Rohrs nicht möglich sei, dass also die Form des Zylinders sowohl, als auch die Druck-Vertheilung eine mathematisch genaue sei. Da diese Voraussetzungen nicht zutreffen, so müssen die Wände noch gegen Flachdrücken durch Aussteifungen gesichert werden. Als solche wendet man in der Regel Verstärkungs-Ringe an, die man bei Brunnen aus Eisenblech aus Winkel-T oder U-Eisen herstellt und mit dem Mantel vernietet, bei Brunnen aus Gusseisen aber in Form von Rippen angiesst. An den Stellen, an welchen die einzelnen Zylinderringe mit einander verschraubt sind, bilden die hierzu erforderlichen Flanschen oder Muffen bereits diese Verstärkungen. Haben die einzelnen Ringe des Mantels nur geringe Höhe, so genügen diese Flanschen überhaupt, während bei grösseren Höhen und grösserem äussern Druck auch noch zwischen den Stössen besondere Verstärkungs-Ringe anzubringen sind.

Um nun die Stärke dieser Aussteifungen in ein passendes Verhältniss zur Beanspruchung durch die äussern Kräfte zu bringen, verfähre man folgendermassen: Die besondern Aussteifungen haben den Zweck, etwaige Ungleichmässigkeiten in der Form des Brunnen-Mantels und in der Druck-Vertheilung unschädlich zu machen. Es genügt also, wenn man denselben eine Stärke giebt, die sie befähigt  $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{1}{3}$  des ganzen, auf die zwischen 2 benachbarten Verstärkungen lastenden, gleichmässig vertheilten Drucks mit Sicherheit aufzunehmen. War der mittlere Druck auf die Flächeneinheit des zu betrachtenden Mantelringes  $p$  und ist der Abstand zweier benachbarten Verstärkungs-Ringe =  $s$ , Fig. 408, so wird man als Belastung, welche ein Verstärkungs-Ring für jede Längeneinheit seines

Umfangs aufzunehmen hat,  $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{1}{3}$   $s p$  rechnen. Ist  $m$  die Höhe des Verstärkungs-Ringes, so entfällt auf die Flächen einheit seines Umfangs der Druck:

$$\text{VI. } p_1 = \frac{s p}{2 \text{ bis } 3 m}.$$

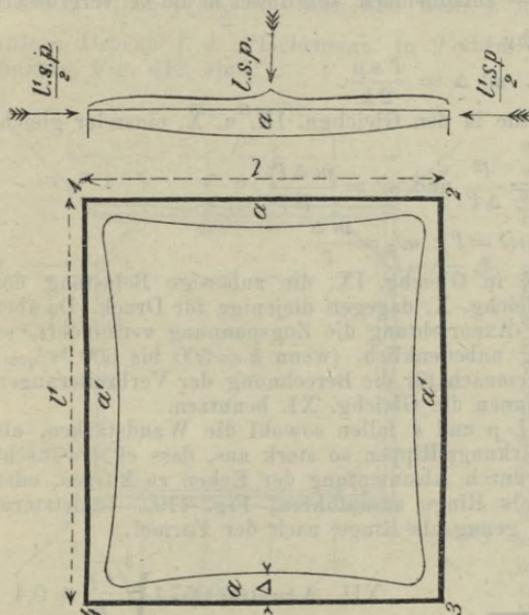
Mit diesem  $p_1$  kann man alsdann die nothwendige Breite (nach Richtung des Brunnen-Halbm.)  $\Delta$  des Verstärkungs-Ringes aus den folgenden beiden Formeln berechnen:

VII. 1. Für Schmiedeeisen:  $\Delta = 0,014696 r \sqrt[3]{p_1} + 0,2$

2. Für Gusseisen:  $\Delta = 0,018514 r \sqrt[3]{p_1} + 0,4$

$p_1$  ist der Druck für  $q_{cm/kg}$ .

Fig. 409.



Wegen der Kostspieligkeit wird man eisernen Brunnenmänteln nicht von oben bis unten gleiche Stärke geben, sondern die ganze Höhe in verschiedene Abtheilungen zerlegen, für jede aus der zugehörigen untersten Tiefe  $t$  nach den Formeln I. bis IV. die entsprechenden Werthe von  $p$  und mit diesem  $p$  wieder die passenden Stärken  $\delta$  und  $\Delta$  berechnen.

2. Brunnen mit geraden Wänden.

Man berechnet in gleicher Weise wie vor aus den Formeln I. bis IV. und zwar ebenfalls, um Material zu sparen, für einzelne Absätze der Höhe die äussern Drücke  $p$  und ermittelt zunächst die Wandstärke. Bilden die Wände Flächen nach Fig. 409, wie dies häufig vorkommt, wenn man Gusseisen für dieselben verwendet, so kann man sie, als von den Verstärkungs-Rippen  $a$  gestützte, eingeklemmte Balken berechnen. Es giebt sich dann:

VIII.  $\delta = s \sqrt{\frac{p}{2k}}$ . Die Bedeutung der Buchstaben zeigt Fig. 408.

Die nöthige Stärke der Rippen  $a$  der beiden Wände 1, 2 u. 3, 4 findet man folgendermassen: Dieselben haben hier, abweichend von denjenigen in runden Brunnen, stets den vollen Erddruck aufzunehmen, der auf die Wandfläche von der Höhe  $s$  und Länge  $l$  zwischen 2 benachbarten Rippen trifft. Führt man diese Rippen als Balken aus, die auf die Rippen  $a'$  der Querwände 2, 3 u. 1, 4 ähnlich eingeklemmten Balken, sich stützen, so haben sie zunächst dem

Biegemoment:  $M = \frac{l^2 s p}{12}$  zu widerstehen und erleiden ausserdem in der

Richtung der Axe den Druck  $\frac{l' s p}{2}$ . ( $l$  und  $l'$  die Seitenlängen des rechteckigen

Brunnens.) Nimmt man an, dass die letztere Beanspruchung sich gleichmässig auf den ganzen Querschnitt vertheilt, so wirkt sie insofern günstig, als sie die Zugspannung, welche das Biegemoment auf der innern Seite der Rippe erzeugt, theilweise oder ganz aufhebt, während auf der Aussenseite der Rippen die Druckspannungen sich allerdings summiren. Letzteres ist aber deshalb

weniger bedenklich weil die Rippe durch die mit ihr verbundene Wand wirksam unterstützt wird. Aus diesen Gründen genügt es, den Querschnitt der Rippe, welchen das Moment  $\frac{l^2 s p}{12}$  verlangt, einfach um den Querschnitt, welchen der Druck  $\frac{l' s p}{2}$  bedingt, also um  $\frac{l' s p}{2k}$  Querschnittseinheiten, zu vermehren, und es ist unnöthig, die Rippe auf Knicken zu berechnen.

Ist der Querschnitt der Rippe z. B. rechtwinklig von den Seiten  $\Delta$  und  $m$  in der Mitte, Fig. 408, so erhält man aus der Momenten-Gleichg. zur Bestimmung von  $\Delta$  und  $m$  die Gleichg.:

$$\text{IX. } \Delta^2 m = \frac{l^2 s p}{2k}.$$

Um den axialen Druck  $\frac{l' s p}{2}$  aufzunehmen, soll dieses  $m$  um  $m'$  vergrössert werden. Man hat also die Gleichg.:

$$\text{X. } m' \Delta = \frac{l' s p}{2k}.$$

Setzt man die beiden  $k$ -Werthe in den Gleichgn. IX. u. X. einander gleich, so erhält man durch Division:

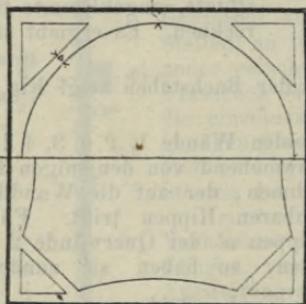
$$\text{XI. } \frac{m}{m'} = \frac{l^2}{\Delta l'} \text{ und } m' = \frac{m \Delta l'}{l^2}$$

bez. für quadratischen Grundriss ( $l = l'$ ):  $m'_1 = \frac{m \Delta}{l}$ .

Streng genommen ist das  $k$  in Gleichg. IX. die zulässige Belastung des Gusseisens für Zug, das  $k$  in Gleichg. X. dagegen diejenige für Druck. Da aber nach Früherm der Druck in der Axenrichtung die Zugspannung vermindert, so ist die empfohlene Gleichsetzung unbedenklich, (wenn  $k = 500$  bis  $600 \text{ kg/qcm}$ ) genommen wird und darf man demnach für die Berechnung der Verbreiterungen der Rippen bei rechteckigen Brunnen die Gleichg. XI. benutzen.

Bei grössern Werthen von  $l$ ,  $p$  und  $s$  fallen sowohl die Wandstärken, als auch die Querschnitte der Verstärkungs-Rippen so stark aus, dass es erwünscht ist, die freie Länge der Rippen durch Abstumpfung der Ecken zu kürzen, oder dieselben noch zweckmässiger als Ringe auszuführen, Fig. 410. In letzterm Falle kann man sie auch genau genug als Ringe nach der Formel.

Fig. 410.



$$\text{XII. } \Delta = 0,009257 l \sqrt[3]{\frac{s p}{m}} + 0,4$$

berechnen, worin sämtliche Maasse in cm  $p$  in  $\text{kg/qcm}$  zu nehmen. Die Bedeutung der Buchstaben ist aus Fig. 408 u. 410 ersichtlich.

Da derartig weit nach innen reichende Verstärkungs-Ringe bei grössern Temperatur-Unterschieden leicht abreißen, so ist es zweckmässig, dieselben nicht mit der Wand in einem Stück, sondern gesondert zu giessen. Man kann sie dann auf einzelnen an den Wänden angegossenen Knaggen der Rippen befestigen, oder

auch nur lose auflagern und nach beendigter Senkung wieder entfernen, wenn die Wand durch Beton oder Mauerwerk genügend gegen den äussern Druck gestützt ist.

Sollen gerade Brunnenwände aus Eisenblech hergestellt werden, so kann man bedeutend an Material sparen, wenn man das Blech nicht als Balken, sondern als Kette beansprucht. Zu dem Ende muss man die Platten etwas nach innen durchbiegen, wie der Grundriss, Fig. 411, zeigt. Ist  $r$  der Halbmesser der Krümmung, die als Kreis

zu denken, und  $p$  der aus den Formeln I. bis IV. berechnete Druck für die Flächeneinheit, so ist:

$$\text{XIII. } \delta = \frac{r p}{k} + 0,3$$

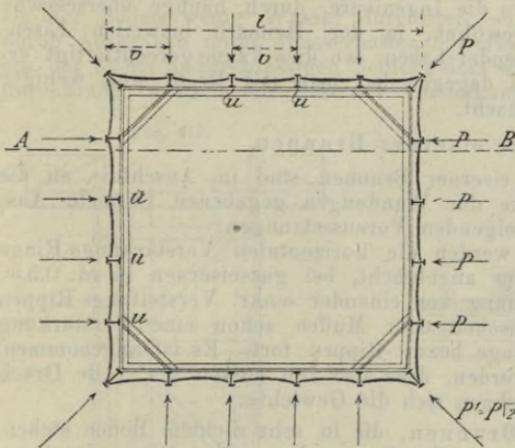
zu nehmen, wenn die Maasse in  $\text{cm/kg}$  ausgedrückt sind. Hier, wie früher, empfiehlt es sich, die Blechstärke  $\delta$  nach oben abnehmen zu lassen.

Das Widerstands-Moment für die senkrechten Versteifungen  $u$  in Fig. 411 u. 412 ergibt sich, wenn man dieselben als eingeklemmte Balken berechnet, zu:

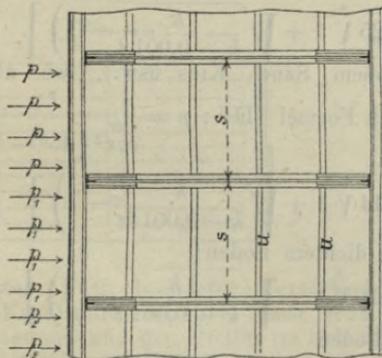
$$\text{XIV. } W = \frac{p s^2 v}{12 k}; \text{ desgl. für die Versteifung in der Ecke zu: } W = \frac{p s^2 v}{12 k} \sqrt{2}.$$

Die Berechnung der wagerechten Rahmen erfolgt ähnlich wie bei den gusseisernen Verstärkungs-Rippen; nur dass man es hier mit Einzellasten von der Grösse  $P = (p + p_1) \frac{s v}{2}$  zu thun hat, wenn  $p$  und  $p_1$  die verschieden grossen mittlern Drucke f. d. Flächeneinh. in 2 über einander liegenden Mantel-Ab-schnitten, Fig. 412, sind.

Fig. 411, 412.



Schnitt nach A.B.



Gusseiserne Brunnen von rechteckigem Grundriss sind im allgemeinen nicht gerade empfehlenswerth, weil sie viel schwerer als runde werden. Brunnen aus Eisenblech mit rechteckigem Grundriss, in der zuletzt beschriebenen Weise ausgeführt, fallen verhältnissmässig leicht aus, da die Bleche sehr dünn sein können und nur das Gerippe viel Eisen verlangt. Das letztere wird man aber häufig aus Holz herstellen können, namentlich wenn die Brunnen später ausgemauert werden, so dass Gelegenheit geboten ist, die Aussteifungen mit dem wachsenden Mauerwerk zu entfernen. Ein Beispiel hölzerner, ringförmiger Aussteifungen zeigten bereits die Fig. 246, 247. Für gusseiserne Brunnen sind hölzerne Aussteifungen übrigens bedenklich, weil bei der grossen Elastizität des Holzes die Wände leicht springen können. Wendet man jene an, so müssen sie jedenfalls gehörig fest eingebracht werden, so dass die Gussplatten durch die Hölzer eine geringe Spannung erhalten, welche der Wirkung des Erddrucks entgegen gesetzt ist.

Um eisernen Brunnen genügende Steifigkeit zu geben, hat man dieselben innen auch wohl mit Backsteinen ausgemauert, wie z. B. bei dem Bau der

eingestürzten Tay-Brücke. Dies Verfahren muss in den meisten Fällen als eine Eisen-Verschwendung bezeichnet werden, weil das Mauerwerk ausser der Versteifung auch gleich den dichten Abschluss für den Brunnen hätte abgeben können. Zu rechtfertigen wird es nur sein, wenn äussere Einflüsse, wie

Wellenschlag und Strömung von solcher Stärke vorhanden sind, dass man eine Zerstörung des noch nicht gut erhärteten Mörtels zu befürchten hat.

Die Vorzüge eiserner Brunnen vor gemauerten bestehen:

1. in ihrer grossen Leichtigkeit, in Folge deren sie sich bequem fort-schaffen und schnell zusammen setzen lassen, und:
2. in ihrer grossen Widerstands-Fähigkeit gegen Wellenschlag und Strömungen.

Ihre Nachtheile dagegen sind:

1. Der hohe Preis des Materials,
2. die Nothwendigkeit einer grossen Belastung für die Versenkung,
3. die Zerstörbarkeit durch Rost, bei gusseisernen auch durch Temperatur-Wechsel.

Die Anwendung eiserner Brunnen empfiehlt sich daher hauptsächlich:

1. bei Seebauten, sowie überall, wo der hohe Preis durch den Vortheil, welchen die Möglichkeit schnellster Ausführung bietet, überwogen wird.
2. Für Bauausführungen in Gegenden, in denen die Beschaffung von Ziegelsteinen Schwierigkeiten bereitet, namentlich aber in entlegenen Gegenden, wo es noch an den geeigneten Arbeitskräften zum Mauern fehlt. Letzterm Umstände verdanken sie auch wohl ihre grosse Beliebtheit in England, wo die Ingenieure, durch häufige überseeische Bauten an dieselben gewöhnt, in der Heimath bisweilen Eisen-zyylinder auch da angewendet haben, wo dies kaum gerechtfertigt erscheint. In Deutschland dagegen hat man mit Recht weit weniger Gebrauch von ihnen gemacht.

### 3. Gewichte eiserner Brunnen.

Für die Gewichte runder eiserner Brunnen sind im Anschluss an die vorhin zur Berechnung der Stärke der Wandungen gegebenen Formeln Ausdrücke entwickelt worden, unter folgenden Voraussetzungen:

Bei Brunnen aus Eisenblech werden die horizontalen Verstärkungs-Ringe in rd. 1<sup>m</sup> Entfernung von einander angebracht, bei gusseisernen in rd. 0,5<sup>m</sup>. Ausserdem sind in je 2<sup>m</sup> Entfernung von einander senkr. Versteifungs-Rippen bez. L-Eisen gedacht. Wo Flanschen oder Muffen schon eine Verstärkung bilden, fallen die Verstärkungs-Ringe bezw. -Rippen fort. Es ist angenommen, dass die Brunnen leer gepumpt werden, dass also von aussen der volle Druck zur Wirkung kommt. Dann berechnen sich die Gewichte:

- a. für schmiedeiserne Brunnen, die in sehr dichtem Boden stehen, bei denen man als äussern Druck nur den vollen Wasserdruck zu rechnen hat: ( $p = \gamma t$  f. d. Flächeneinh. nach Form. II b. S. 181.)

$$I. G = 0,012 dt \left[ 1,125 + d \left( 0,000125 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0,001 t}} - 1 \right) \right].$$

In sehr durchlässigem Boden (grobem Sand, Kies usw.), wo ausser dem Wasserdruck der Erddruck wirkt, nach Formel III<sup>b</sup>;  $p = \frac{t\gamma}{\cos^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}$ .

$$II. G = 0,012 dt \left[ 1,125 + d \left( 0,00014 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0,0014 t}} - 1 \right) \right].$$

- β. für gusseiserne Brunnen in dichtem Boden:

$$III. G = 0,012 dt \left[ 2,3 + d \left( 0,00016 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0,001 t}} - 1 \right) \right]$$

und für sehr durchlässigen Boden:

$$IV. G = 0,012 dt \left[ 2,3 + d \left( 0,00018 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0,0014 t}} - 1 \right) \right]$$

$d$  = Durchmesser  
 $t$  = Tiefe des Brunnens } in cm

$k$  = zulässige Beanspruchung des Materials auf Druck  $\text{kg/cm}^2$ , also etwa 600 bis 700.

#### d. Hölzerne Senkbrunnen.

Sie finden hauptsächlich für Hochbauten Verwendung.

Man nennt diese Gründungsart gewöhnlich Kastengründung und wendet sie auch wohl in Fällen an, bei denen die Sohle das Grundwasser nicht erreicht, wo es sich aber darum handelt einen lockern, leicht nachstürzenden Boden mit einzelnen Fundament-Pfeilern zu durchteufen; in solchen Fällen brauchen die Wände nicht wasserdicht zu sein.

Bei geringern Tiefen bestehen die Wände einfach aus senkrecht gestellten 4 bis 5 cm starken Bohlen, die im Innern durch horizontale Rahmen mit einander verbunden sind, Fig. 413. Bei grössern Weiten spreizt man die Rahmhölzer der gegenüber liegenden Seiten gegen einander ab.

Sollen die Senkbrunnen ausgepumpt werden, so müssen die Fugen kalfatert werden. In dieser Weise wurden die Senkbrunnen für die Pfeiler der Eisenbahnbrücke über den Georgs-Vehn-Kanal in der Linie Oldenburg—Leer hergestellt, Fig. 414. Die Wände bestanden aus 7,5 cm starken Bohlen, die am untern Ende zugeschärft, auf kräftigen horizontalen Rahmen befestigt und kalfatert wurden. Die Arbeiten wurden sämtlich am Lande ausgeführt. Der Kasten für den Mittelpfeiler wurde dann auf leichten Rüstungen an seine Stelle geschoben, mit Hilfe von Schiffen versenkt und tüchtig mit Schienen belastet. Da der Boden wenig Wasser durchliess, so wurde die Versenkung zunächst durch Ausgraben unter Wasserhalten bewerkstelligt, bis das Wasser, wenn man aus der obern undurchlässigen Schicht dem darunter liegenden Sande nahe kam, durchbrach, wonach der Rest der Versenkung durch Baggern bewirkt werden

Fig. 413.

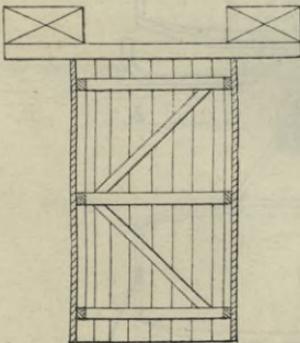


Fig. 415.

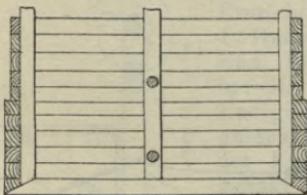
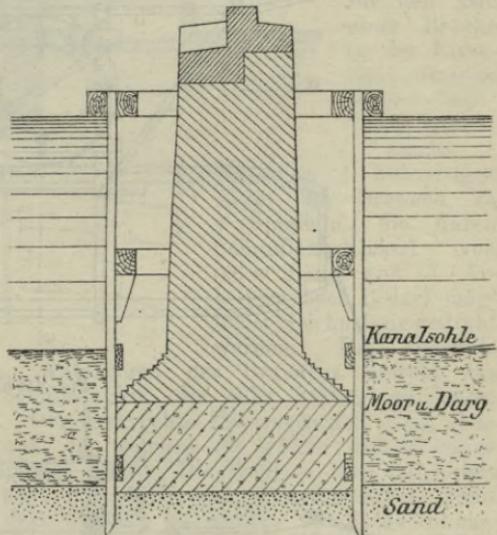


Fig. 414.



musste. Nach beendeter Versenkung wurde die Sohle bis etwa zur Höhe der Kanalsohle betonirt, nach genügender Erhärtung des Betons das Wasser ausgepumpt und der Pfeiler im Schutze des Kastens ausgemauert. Die Spreizten, welche während der Baggararbeiten gehindert haben würden und entbehrlich waren, als der Brunnen voll Wasser stand, mussten während das Wasser ausgeschöpft wurde, wieder eingebracht werden. Nachdem das Mauerwerk bis über Wasser ausgeführt war, wurden die Bohlen der Brunnenwände von innen oberhalb der Betonirung so weit eingehauen, dass man sie nach Abnahme der Rahmhölzer leicht von oben aus abbrechen konnte.

Hölzerne Brunnen, die für bedeutendere Tiefen bestimmt sind, stellt man auch wohl mit horizontalen Bohlenlagern her, deren Stärke entsprechend dem Erd- und Wasserdruck mit der Tiefe zunimmt, Fig. 415.

Die in den Ecken durch Pfosten verbundenen Bohlen werden bei grössern Weiten auch noch in der Mitte 1 oder mehrere male durch senkrechte Hölzer abgesteift, die mit denen der gegenüber liegenden Wand verspreizt sind. Wo diese Spreitzen störend sind wendet man zur Aussteifung der senkrechten Hölzer auch horizontale Rahmen an.

Die Berechnung der nothwendigen Stärken der einzelnen Theile hölzerner Brunnen ergibt sich in derselben Weise aus dem Erddruck  $p$  wie bei den eisernen mit geraden Wänden.

### e. Senken der Brunnen.

Bei Gründungen auf dem Lande gräbt man in der Regel den Boden bis zum Grundwasserspiegel ab, verlegt den Brunnenkranz auf der eingebneten Sohle der Baugrube, beginnt mit der Aufmauerung und demnächst mit der Ausschachtung oder Baggerung.

Fig. 416 a.

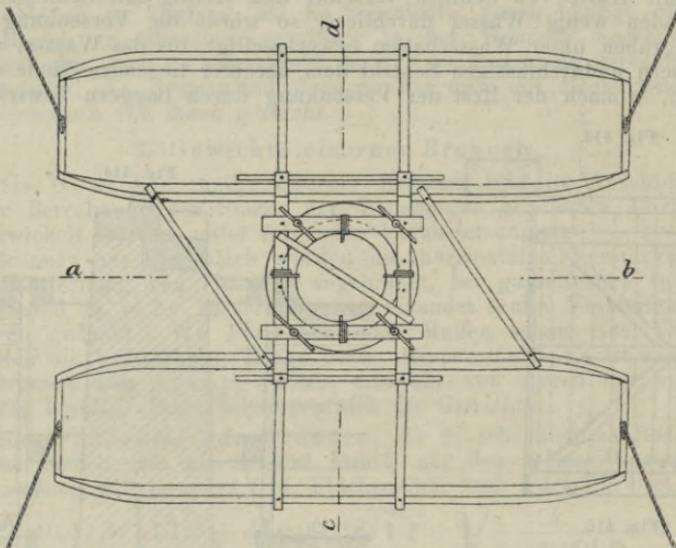
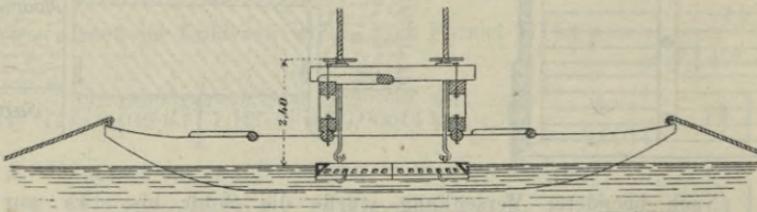


Fig. 416 b.

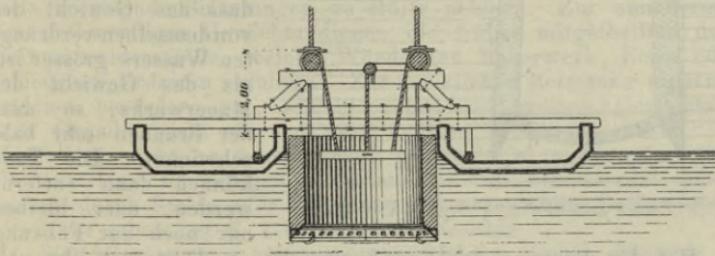


Findet die Gründung im Wasser statt, so muss man zunächst Vorkehrungen treffen, um den Grund zu erreichen. In stehendem oder langsam fließendem Wasser von mässiger Tiefe geschieht dies häufig am billigsten durch Anschüttung einer künstlichen Insel aus Sand, auf welcher der Brunnenkranz verlegt wird. Nach erfolgter Aufmauerung wird dann der Brunnen durch die künstliche Schüttung hindurch in den gewachsenen Boden gesenkt. Die Insel dient gleichzeitig als erwünschter Arbeitsplatz.

Bei grössern Tiefen, oder wenn die Entfernung vom Lande zu gross und in Folge dessen die Anschüttung zu theuer werden würde, oder endlich in rascher Strömung, wo die Schüttung einer Insel nur möglich wird, wenn die Baustelle vorher durch eine Spundwand abgeschlossen ist, bewirkt man die Versenkung auf die Sohle meistens billiger von Gerüsten aus. Diese können entweder feste, auf eingerammten Pfählen stehende, oder auch schwimmende, auf 2 zusammen gekuppelten Fahrzeugen errichtete, sein. Letztere sind in der Regel vorzuziehen, wenn eine grössere Anzahl Brunnen gesenkt werden muss, da man dann für alle dasselbe Gerüst benutzen kann, so dass sich die Kosten der Schiffe auf alle Brunnen vertheilen. Hat man dagegen nur 1 oder 2 Brunnen (für 1 Pfeiler) zu gründen, so werden leichte, feste Rüstungen dann billiger, wenn man nicht Kähne vortheilhaft miethen kann.

Das Hinablassen gemauerter Senkbrunnen auf den Grund an den Gerüsten erfolgt in der Regel mittels Schrauben-Spindeln, wiewohl sich auch Differenzial-Flaschenzüge oder — bei geringern Gewichten — gewöhnliche Flaschenzüge sehr wohl eignen; doch haben erstere den Vorzug grösserer Sicherheit beim Anhalten der Last in einer beliebigen Stellung. Diese Senkungs-Einrichtungen sind den geringen Lasten entsprechend meistens einfacher eingerichtet als diejenigen für die Senkkasten von Luftdruck-Gründungen.

Fig. 417 a.



In den Fig. 416, 417 ist ein Senk-Apparat dargestellt, der für den Bau einer Brücke in der Eisenbahn-Strecke Rüttscheid-Steele benutzt wurde.

Fig. 417 c.

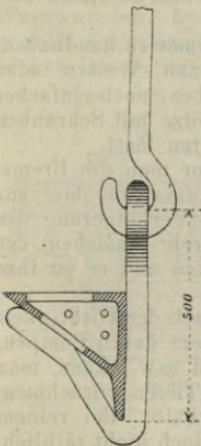
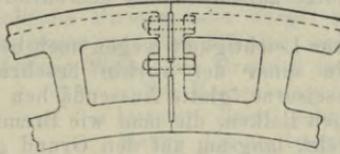


Fig. 417 b.



Zwischen 2 Fahrzeugen hängt der Brunnen an 4 Spindeln, die durch Schraubenschlüssel von 0,6 m Länge von 4 Arbeitern nach Bedarf möglichst gleichmässig gedreht werden. Die spezielle

Einrichtung zum Aufhängen des Brunnen besteht aus 4 Haken aus Schmiedeeisen, die sehr kräftig gearbeitet sind, Fig. 417 c. Der senkrechte Hakenschenkel läuft oben in ein Auge aus, in welches die untere hakenförmige Endigung der Spindel greift. Die Brunnen sind auf einem gusseisernen Kranz, Fig. 417 b und c, aufgemauert; steht der Kranz auf dem Grunde, so werden die Spindeln ausgehakt und hoch gezogen, während die kurzen Haken verloren gehen.

Zum Aufmauern diente eine Plattform, die im Innern des Brunnen dicht über dem Wasserspiegel schwebend erhalten ward. Dieselbe war an Tauen aufgehängt, welche über gewöhnliche Haspel liefen, Fig. 417 a.

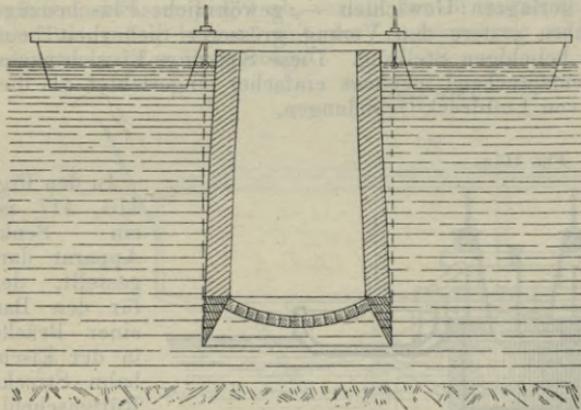
Die Schiffe können gleichzeitig als Ort zum Bereiten des Mörtels usw. benutzt werden.

Anstatt Haken anzubringen, die unter den Brunnenkranz greifen, trifft man auch die Einrichtung, dass man an den Kranz Oesen anschraubt, oder dass man durch den Brunnenkranz Eisenstangen greifen lässt, die man unten durch Muttern

befestigt und an die oben die Spindeln mit Bolzen fest gemacht werden. Diese Eisenstangen gehen verloren, dienen aber gleichzeitig als Anker für das untere Mauerwerk. Von noch anderweiten Einrichtungen zum Aufhängen von Brunnen und ähnlichen Körpern, die beim Grundbau dienen, wird in dem weiterhinfolgenden Abschnitt über Luftdruck-Gründungen bei Besprechung der Senkassen ausführlicher die Rede sein.

Bei sehr bedeutenden Wassertiefen kann man gemauerte Brunnen auch durch Einfügung eines wasserdichten Bodens, der später leicht entfernbar ist, in einen Schwimmkörper verwandeln. Ein solcher Boden lässt sich leicht aus Holzklötzen, die man mit etwas Stich nach unten gewölbeartig zusammensetzt und kalfatert, bilden, wie dies in Fig. 418 dargestellt ist. Die Ausführung ist dabei in folgender Weise zu denken:

Fig. 418.



Der Brunnenkranz mit dem eingepassten und dicht gemachten Boden wird an Tauen leicht zwischen 2 Schiffen aufgehängt, und auf ihm mit dem Mauern begonnen.

Die Stärke des Mauerwerks wird so gewählt, dass das Gewicht des von demselben verdrängten Wassers grösser ist, als das Gewicht des Mauerwerks, so dass der Brunnen sehr bald schwimmt. Die Tauen können dann entfernt werden, oder bleiben nur noch zur Führung

an ihrer Stelle. Hat der Brunnen den Grund erreicht, so lässt man ihn voll Wasser laufen, wodurch der Boden entlastet wird. Man zerstört denselben jetzt von oben aus, wonach die Klötze aufschwimmen und entfernt, bez. abermals verwendet werden können.

Eiserne Brunnen sind ihrer Leichtigkeit wegen noch bequemer zu handhaben. Man senkt sie entweder in einer der vorhin beschriebenen Weisen oder auch, wenn sie, wie z. B. gusseiserne, glatte Aussenflächen haben, noch einfacher dadurch, dass man sie zwischen Balken, die man wie Bremsklötze mit Schrauben gegen ihre Aussenwände drückt, langsam auf den Grund gleiten lässt.

Bei dieser Anordnung muss man aber die Zylinder, bevor man die Brems-Vorrichtung löst, so weit zusammen geschraubt haben, dass sie bis zur Sohle reichen, damit man nicht nöthig hat, die Arbeit behufs Verlängerung der Zylinder zu unterbrechen. Eine solche Unterbrechung durch Anziehen der Bremsen ist allerdings ausführbar, kann aber leicht missglücken und es ist ihre Anwendung daher dringend zu widerrathen.

Das Versenken der Brunnen in den Boden geschieht, je nach der Dichtigkeit desselben, entweder durch Graben, unter Entfernung des Wassers durch Pumpen, oder durch Baggern. In Thon, Lehm, Darg, lehmigem Sand usw., kann man das unmittelbare Ausgraben häufig mit Erfolg bis zu grossen Tiefen vornehmen, ohne die Gefahr eines zu grossen Bodenzudrangs von ausserhalb. Bei reinem Sand ist das Auspumpen dagegen, wenn nicht unmöglich, so doch nicht rätlich, weil es bei grösseren Tiefen theurer als das Baggern wird. Hat man Brunnen mittels Ausschachtens unter Wasserhaltung gesenkt, so wird Sandboden durch das heftige Pumpen oft in Trieb sand verwandelt. Man darf dann nach beendeter Versenkung nicht sofort mit dem Mauern beginnen, sondern muss den Sand erst etwas Zeit zur festen Lagerung gewähren, indem man den Brunnen voll Wasser laufen lässt und wo möglich den Wasserspiegel im Brunnen über den des Aussenwassers hebt, so dass eine Strömung durch den Grund in der

Richtung von innen nach aussen entsteht. Hat der Sand sich wiederum fest gelagert, so muss zunächst unter Wasser eine dichte Betonsole hergestellt werden, und erst nach deren Erhärtung darf man auspumpen und die Mauerarbeiten beginnen.

Als Pumpen für Senkungsarbeiten eignen sich alle diejenigen, welche wenig Raum in Anspruch nehmen und schnell aufgestellt werden können. Aus diesem Grunde ist die Kreiselpumpe trotz ihrer sonstigen Vorzüge hier nicht sehr zu empfehlen. Bei tiefen Brunnen ist dieselbe auch ihrer geringern Saughöhe wegen wenig anwendbar. In der Regel ist es zu empfehlen, zum Baggern überzugehen, wenn der Zudrang des Wassers zum Brunnen so stark wird, dass zur Bewältigung desselben eine Kreiselpumpe erforderlich wäre.

Aehnlich wie mit den Pumpen, verhält es sich mit den Baggerapparaten. Auch von diesen sind in 1. Linie diejenigen zu empfehlen, welche wenig Raum einnehmen, sowie schnell aufzustellen und wieder zu entfernen sind. —

Von wesentlichem Einfluss auf den günstigen Verlauf der Senkungsarbeiten übt das Gewicht der Brunnen aus, welches mindestens so gross sein muss, dass die an den Seitenwänden stattfindende Reibung überwunden wird.

Zur Verminderung der Reibung zieht man, wie früher erwähnt, die an und für sich möglichst glatt hergestellten Seitenwände des Brunnens ein und macht die Wände bei gemauerten Brunnen so stark, als es ein bequemes Arbeiten mit den Baggern gestattet. Bei eisernen und hölzernen Brunnen dagegen muss man stets bedeutende Belastungen zu Hilfe nehmen. Zur annähernden Berechnung des nothwendigen Gewichts dienen die früher mitgetheilten durchschnittlichen Reibungswiderstände, welche Wände aus Mauerwerk, Eisen oder Holz in verschiedenen Erdarten erfahren. Zur künstlichen Belastung eignen sich Eisenbahnschienen besonders gut, sowohl wegen des grossen Gewichts, als auch aus dem Grunde, dass sie sich sehr bequem aufbringen lassen. Um das frische Mauerwerk nicht zu beschädigen, empfiehlt es sich, unter die Schienen eine Holzunterlage zu bringen. Anstatt der Schienen wendet man auch wohl Belastung durch Steine oder durch mit Wasser gefüllte Gefässe an; einiges Nähere hierzu ist schon auf S. 170 mitgetheilt worden.

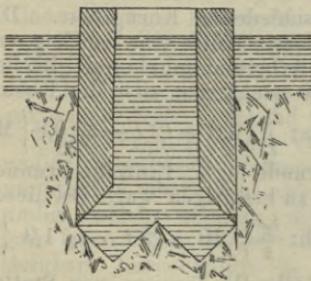
Sind Gerüste mit eingerammten Pfählen um die Brunnen gestellt, so hat man auch wohl den Widerstand, den diese dem Ausziehen entgegensetzen, zur Belastung, namentlich eiserner Senkbrunnen verwendet. Zu dem Ende hat man Wagenwinden, hydraulische Pressen oder dergl. auf den Rand des Brunnens gestellt und dieselben gegen mit den Pfählen verankerte Theile der Rüstung wirken lassen, um auf diese Weise den Brunnen in den Grund zu drücken.

Bei Versenkungen in Sandboden hat die Belastung einen sehr grossen Einfluss auf die Menge des zu baggernden Bodens. Ist dieselbe ungenügend, so kann die geförderte Bodenmenge bis auf das 2- und 3fache des durch den Brunnen verdrängten Bodens steigen, so dass in der Nähe befindliche weniger tief gegründete Bauwerke gefährdet werden.

Man kann die Belastung daher nicht leicht zu gross machen und hat sein Augenmerk darauf zu richten, ein zu häufiges Auf- und Abbringen derselben zu vermeiden und diese Arbeiten in möglichst billiger Weise zu bewerkstelligen. Bei Erdarten von grösserer Adhäsion ist der Einfluss der Belastung weniger gross.

Wie man das Eindringen des Bodens von ausserhalb bei geraden Seitenwänden zu vermindern sucht, ist bereits S. 168 mitgetheilt. Eine weitere Anordnung, die sowohl bei geraden, als auch bei runden Brunnen von guter Wirkung ist, besteht darin, dass man den Boden möglichst nahe rundum den Rand herum zu entfernen sucht, während man ihn in der Mitte stehen lässt, Fig. 419; diese Einrichtung lässt sich aber nur bei grossen Brunnen durchführen. Je kleiner der nat. Böschungswinkel des Bodens und je geringer die Kohäsion desselben ist, desto gefährlicher

Fig. 419.



wirken auch Erschütterungen in der Nähe der Brunnen auf den Fortschritt der Senkungsarbeiten. So kann bei Triebsand und Schlamm das Gleichgewicht, welches zwischen dem viel leichtern Wasser im Innern und dem schwerern Boden aussen nur durch die geringe Reibung und Kohäsion der Erdtheilchen unter einander und an den Brunnenwänden aufrecht erhalten wird, durch das Fahren eines schweren Wagens in der Nähe des Brunnens oder durch Rammschläge plötzlich aufgehoben werden, so dass der Boden unter dem Rande hindurch in den Brunnen hoch aufsteigt. Bei derartigen Erdarten wird man daher alle Erschütterungen fern zu halten suchen müssen.

Werden für ein Fundament mehrere Brunnen sehr nahe bei einander versenkt, so muss man dieselben bei Sandboden möglichst gleichzeitig in Angriff nehmen und stets gleich tief zu erhalten suchen.

Zwei neben einander versenkte Brunnen nähern sich während der Versenkung gegenseitig. So betrug die Annäherung der Brunnen für die Pfeiler der Elbbrücke bei Barby, die 8,7 m tief versenkt wurden, bei 0,8 m anfänglicher Entfernung schliesslich nur 0,4 m.

Stehen mehr als 2 Brunnen in einer Reihe, so werden selbstverständlich nur die beiden äussersten heranrücken. Die Annäherung wird desto grösser sein, je geringer der Abstand der Brunnen von einander ist, und je grösser die unter dem Rande der Brunnen von aussen eindringende Bodenmenge ist. Diese wächst aber, wie bereits erwähnt, mit abnehmendem nat. Böschungswinkel und abnehmender Belastung der Brunnen. Nach diesen Gesichtspunkten wird man daher in Fällen, wo eine Annäherung störend wirkt, seine Massregeln zu treffen haben.

Durch die Annäherung ist gleichzeitig eine Neigung benachbarter Brunnen gegen einander bedingt, der man von vorn herein durch grössere Belastung der Aussenseiten vorbeugen kann. Um die Stellung der Brunnen gegen die Horizontale stets beurtheilen, sowie um die Senkungs-Fortschritte bemessen zu können, bringt man 3 oder 4 Messlatten am innern oder äussern Umfange an; oder auch, man zeichnet unmittelbar auf der Mantelfläche mit Oelfarbe Maassstäbe.

Die Kosten der Brunnensenkung wachsen bedeutend mit der Tiefe, weil einestheils mit der zunehmenden Reibung die Belastung gesteigert werden muss, andererseits in Folge des grössern Erddrucks mehr Boden eindringt und endlich dieser Boden auch höher zu heben ist. Ueber Durchschnittspreise, welche bei Benutzung verschiedener Baggerapparate auf verschiedenen Baustellen gezahlt wurden, sind bereits an früherer Stelle, so weit dies möglich war, Angaben gemacht worden. Es folgen hier noch eigene Erfahrungen, die über die Zunahme des Preises mit der Tiefe bei dem Elbbrückenbau in Dömitz gemacht wurden.

Der Boden bestand dort aus Sand von verschiedener Korngrösse. Die Brunnen wurden mit Schienen gehörig belastet und mit Hilfe von Sackbaggern bis zu 7 m in den Boden gesenkt. Wenn die Arbeiter annähernd gleichen Tagelohn verdienen sollten (3,3 bis 3,6 M.  $\frac{M}{\text{Tag}}$ ), so steigerten sich die Kosten für 1 cbm verdrängten Bodens nach dem Verhältniss:  $\frac{t_2}{t} \left\{ 6,5 + (2t - t_2) 0,8 \right\}$  M., wenn man den Durchschnitt aus allen Brunnen zu Grunde legt. Einzelne Brunnen wurden bedeutend theurer, weil Buschwerk u. dergl. zu beseitigen war. Bei diesen allein würde die Preissteigerung sich ausdrücken durch:  $\frac{t_2}{t} \left\{ 15 + (2t - t_2) 1,9 \right\}$ . Dagegen bei denjenigen, deren Versenkung ohne alle Hindernisse von Statten ging, durch:  $\frac{t_2}{t} \left\{ 4,75 + (2t - t_2) 0,6 \right\}$ .

Es bedeutet  $t_2$  die Versenkungstiefe unter der Oberfläche des Bodens und  $t$  die Versenkungstiefe unter den höher gelegenen Wasserspiegel. Bei Landpfeiler-Gründungen wird  $t_2 = t$  und der mittlere Preis f. 1 cbm verdrängten Boden wird  $6,5 + 0,8 t$ .

In dem Preise sind die Kosten für die Apparate und die Belastung der Brunnen mit einbegriffen.

Die grosse Preissteigerung durch verhältnissmässig leichte Hindernisse warnt vor der Anwendung der reinen Brunnengründung bei schwierigem Boden.

Der obige mittlere Ausdruck bildet das letzte Glied der auf S. 107 zu Va. mitgetheilten Formel zum überschläglicher Bestimmung der Kosten von Brunnen-Gründungen. Ist dieser Preis auch nur aus Beobachtungen bei Arbeiten mit den einfachsten Einrichtungen gewonnen, so muss derselbe dennoch auch für andere Baggerapparate einschl. deren Tilgungskosten ausreichend erscheinen. Denn wenn die Arbeit mit letztern theurer werden sollte, so würde ihre Anwendung den einfachen Einrichtungen gegenüber nicht zu rechtfertigen sein.

## VI. Luftdruck-Gründung.

### Litteratur.

Grössere zusammen hängende Arbeiten:

Ann. d. ponts et chauss., 1879, No. 12; Reisebericht von Malézieux über amerikanische Bauten. — Dasselbst; 1883, Februar; Arbeit von Séjourné; viele statistische Angaben. — Le génie civil 1884; t. IV, No. 9, 10, 11, 13, 14, 16. 17. — L. Brennecke. Ueber die Methode der pneumat. Fundirungen. Oskar Kranz. St. Petersburg, Liteinyj-Prospekt, No. 25. — Handbuch der Ingen. Wissensch. Bd. I. — Fr. Rziha. Eisenbahn Ober- und Unterbau; Bd. II. — Klasen. Handbuch der Fundirungs-Methoden. — Hagen. Wasserbau.

Anderweite Arbeiten:

Zeitschr. d. Vereins deutsch. Ingenieure 1877; H. 10; Schmoll v. Eisenwerth, Mittheilungen über pneumat. Fundirungen und Erfahrungs-Resultate über die dabei vorkommenden Reibungs-Widerstände. — Ann. d. ponts et chauss., 1883, Fevrier; ebenfalls Mitth. über Reibungs-Widerstände. — Le génie civil 1883, t. IV. No. 4 u. 5; desgl. — Deutsche Bauzeitg. 1882, S. ff.; L. Brennecke; über die Grenzen der vortheilhaften Verwendung der gebräuchlichsten Fundirungs-Methoden. — Zeitschr. d. Archit. u. Ingen.-Ver. zu Hannover, 1882; Heft 4; L. Brennecke; Beitrag zur Statistik der Fundirungs-Kosten grosser Brücken.

### a. Allgemeines.

Unter Luftdruck-Gründung ist im allgemeinen das Verfahren verstanden, bei welchem ein unten offener, an den Seiten und oben geschlossener hohler Körper durch eingeführte verdichtete Luft wasserfrei gehalten und durch unmittelbares Ausgraben des Bodens in den Grund gesenkt wird. Der hohle Körper, Senkkasten oder Caisson genannt, wird aus Eisen, Mauerwerk oder Holz hergestellt. Besteht derselbe aus Eisen, so trägt er entweder über seiner Decke das gemauerte Fundament, welches mit der fortschreitenden Versenkung aufgemauert wird; oder er bildet auch nur, ähnlich den eisernen Brunnen, eine bis über Wasser reichende Hülle, in deren Schutz nach beendeter Versenkung der eigentliche Fundamentkörper ausgeführt wird. Diese letztere Anordnung war in frühern Zeiten gebräuchlicher, wird aber neuerdings nicht mehr häufig angewendet, weil sie, besonders wegen der erforderlichen grossen Belastungen, unbequem ist. Eine derartige Konstruktion ist bereits S. 97 ff. angeführt worden: Röhren von elliptischer Grundrissform wurden zur Herstellung eines Fangedamms mit Hilfe von verdichteter Luft versenkt. Wird der Senkkasten aus Mauerwerk oder Holz hergestellt, so ist er stets ein wirklicher Theil des Fundam., welches auf seiner Decke während der Senkung aufgeführt wird.

Zur Vermittlung des Verkehrs zwischen der verdichteten Luft im Senkkasten und der gewöhnlichen atmosph. Luft dienen sogen. Luftschleusen, die entweder unmittelbar über oder unter der Decke des Senkkastens in Schächten sich befinden, welche man zu diesem Zweck im Mauerwerk ausspart, oder die auch ganz oben über Wasser liegen nud mit dem Senkkasten durch eiserne bestiegbare Schachttrohre in Verbindung sind. Die wesentlichen Bestandtheile einer Luftschleuse sind 2 Klappen, von denen die eine den Verkehr mit der freien Luft, die andere denjenigen mit dem Raume der verdichteten Luft, dem Senkkasten, vermittelt, sowie 2 Hähne, welche vom Innern der Schleuse aus geöffnet werden können. Der eine steht mit der verdichteten Luft, der andere mit der äussern Atmosphäre in Verbindung; durch erstern füllt man die Schleuse, nachdem man die nach aussen führende Thür geschlossen hat, mit verdichteter Luft, worauf die zum Senkkasten führende Klappe geöffnet werden kann. Durch letztern lässt man die in der Schleuse enthaltene verdichtete Luft, nach Schluss

der zum Senkkasten führenden Klappe, entweichen, um alsdann durch die andere Klappe in das Freie gelangen zu können. Ersteren Vorgang bezeichnet man durch „Einschleusen“, letztern durch „Ausshleusen“.

### b. Senkkasten.

Wie oben bereits erwähnt werden die Senkkasten hergestellt aus: 1. Eisen, 2. Mauerwerk, 3. Holz.

#### a. Senkkasten aus Eisen.

Litteratur: Ann. industrielles 1878, Juni u. Aug. und Zentralbl. der Bauverwaltung, 1881 No. 6 u. 7; Trockendock von Toulon. — Engineering 1880, II. S. 10 ff.; Wolga-Brücke bei Sysseran. — Dasselbst 1882, I., S. 422; Brücke über die Mita in Russland. — Dasselbst 1881 I., S. 148 und Nouv. ann. de la constr., 1880, Dezbr.; Fussgänger-Brücke über die Seine bei Passy. — Nouv. ann. de la constr. 1875, Dezbr.; Düna-Brücke bei Riga. — Nouv. ann. de la constr. 1876; Eisenbahnbrücke über die Yonne (gusseiserne Röhrenpfeiler). — Die Eisenbahn 1881., S. 16 u. 22. — Zeitschr. des Archit. u. Ingen.-Ver. zu Hannover, 1877; Seefehlner über die Donau-Brücke der Budapesterverbindungs-Bahn. — Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1884 und Ann. d. ponts et chauss. 1883; Kai-mauer bei Antwerpen.

#### 1. Beschreibung einiger eisernen Senkkasten nebst ihrer Versenkung.

Die eisernen Senkkasten waren die zuerst angewendeten (Triger bei Chalonnnes an d. Loire); man gab denselben bis zu dem Bau der Rhein-Brücke bei Kehl stets kreisförmigen Grundriss. In den Fig. 420, 421 ist eine Darstellung der für die Theissbrücke bei Szegedin verwendeten zylindr. Senkkasten gegeben, nicht, weil dieselben in dieser Form besonders empfehlenswerth sind, sondern weil späterhin auf diese Art der Anordnung Bezug genommen werden wird.

Fig. 420, 421.

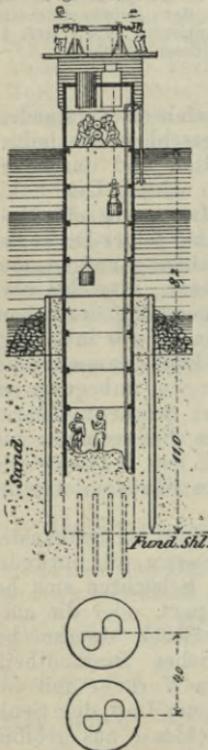
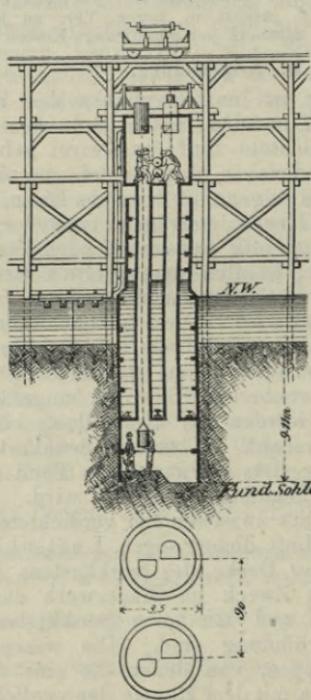


Fig. 422, 423.



Die Senkkasten bestanden aus einzelnen Ringen von 1,82 m Höhe und 3 m Durchmesser, die mit dem Fortgang der Arbeit aufgeschraubt wurden. Zu diesem Zweck war es jedesmal erforderlich, die obere wagerechte Decke mit der Luftschleuse abzunehmen, wodurch sich eine grosse Vertheuerung der Arbeit ergibt. Die Röhren wurden nach beendeter Senkung mit Beton gefüllt, nachdem zuvor noch in die Sohle Rostpfeile eingetrieben waren. Die Pfeiler sicherte man ausserdem durch Spundwände und Stein-schüttungen.

Diejenige Art der Versenkung eiserner Röhrenpfeiler, welche sich auch jetzt noch empfiehlt, wenn man überhaupt diese Form wählt, zeigen im wesentlichen die Fig. 422, 423; es ist dies eine Darstellung der Gründung der Niemen-Brücke bei Kowno. Bei dieser Anordnung kann das Aufsetzen neuer Ringe vorgenommen werden, ohne dass der Betrieb ge-

stört wird, da die Luftschleuse durch besondere Schachtröhre mit der unten angebrachten Decke der Arbeitskammer in Verbindung steht. Durch eine Luftzuführung unmittelbar in den untern Arbeitsraum und durch Ventilklappen, welche man unten an der Decke des Arbeitsraums vor den Mündungen der Schachtröhre anbringt, ist man in der Lage,

diesen auch dann wasserfrei zu halten, wenn behufs Verlängerung der Schachtrohre die Luftschleuse abgenommen werden muss. In solcher Weise kann man die Unterbrechungs-Dauer der betr. Arbeiten wesentlich abkürzen. Der Raum über der eisernen Decke um die Schachtrohre herum wird mit Wasser gefüllt, welches als Ballast gegen den Auftrieb durch die verdichtete Luft und gegen die Reibung der Mantelfläche im Boden dient. Die Wasserfüllung ist auch noch in anderer Weise von Nutzen, indem sie durch den äussern Gegendruck die Luftverluste mindert, welche durch Undichtigkeiten in den Verbindungsstellen von Decke und Schachtrohren usw. entstehen. Nach beendeter Senkung wird zunächst — in verdichteter Luft — der untere Arbeitsraum mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt, darauf nach Erhärtung des Mörtels das Wasser über der Decke entfernt, diese samt den Schachtrohren abgenommen und werden die Rohre in freier Luft ausgemauert.

In welcher Weise vorzugehen ist, um das unter Luftdruck im untern Arbeitsraum hergestellte Mauerwerk wasserdicht zu erhalten, damit später bei der Ausmauerung mit der Wasserhaltung wenig Unbequemlichkeiten entstehen, wird an späterer Stelle mitgetheilt werden. — Auf S. 178 ff. wurde bereits angegeben, wie man die Rohre, wenn sie aus Gusseisen bestehen, vor den schädlichen Einflüssen starker Temperaturwechsel sichert.

Die zuletzt mitgetheilte Anordnung der Senkkasten-Theile ist diejenige, welche in der Hauptsache für eiserne Senkkasten beliebiger Grundrissform beibehalten wird, nur mit dem Unterschiede, dass man bei den grössern die Decke nicht mehr abnehmbar zu machen pflegt, sondern über derselben gleich das Mauerwerk aufführt, und zwar entweder im Schutze eines eisernen Mantels, oder auch ohne einen solchen. Wendet man einen eisernen Mantel, der bis über Wasser reicht, an, so ist man mit den Senkungs-Arbeiten von dem Fortschritt der Mauerarbeiten weniger abhängig, da es gleichgültig ist, ob die Oberkante des Mauerwerks über oder unter dem Wasserspiegel liegt, während man ohne einen eisernen Mantel nur entsprechend den Fortschritten des Mauerwerks senken kann. Es ist dies einer der Gründe, den die Befürworter der Verwendung eiserner Mäntel anführen. In den seltensten Fällen aber stehen die Kosten des Eisenmantels in einem angemessenen Verhältnisse zu den dadurch erreichbaren Vortheilen; es ist daher diese Anordnung in Deutschland mit Recht schon seit dem Bau der Pregel-Brücke in Königsberg verlassen worden, zumal man auch des andern Vortheils, den dieselbe bietet, nämlich der Verminderung des von den Gerüsten zu tragenden Gewichts, durch Aussparungen im Mauerwerk sich eben so gut theilhaftig machen kann.

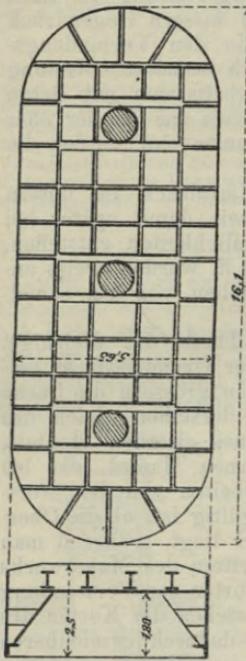
Es zeigen sonach alle Gründungen mit grössern eisernen Senkkasten die 3 gesonderten Konstruktions-Theile: den eigentlichen Senkkasten, die Schachtrohre und die Luftschleusen.

Die grössern Senkkasten werden durchweg aus Walzeisen zusammen gesetzt, während man die Schachtrohre bisweilen auch aus Gusseisen herstellt. Die Senkkasten aus Schmiedeeisen hestehen der vortheilhaften Verwendung des Materials wegen aus einem Gerippe von Trägern und Konsolen, welches die nöthige Steifigkeit und Tragfähigkeit herstellt und einer Umhüllung aus Eisenblech, die hauptsächlich den dichten Abschluss bewirken soll. Gewöhnlich ist die Konstruktion derartig, dass senkr. Seitenwände aus Blech, durch Konsolen im Innern versteift, eine wasser. Blechdecke tragen, die ihrerseits durch Längs- und Querträger ausgesteift wird. Die Querträger sind die wichtigern, da dieselben die Last des Mauerwerks auf die Konsolen und das Mauerwerk zwischen den Konsolen — bezw. auf die Senkungsketten, wenn der Senkkasten noch am Gerüst hängt — zu übertragen haben. Die Längsträger dagegen haben nur den Zweck einen kräftigen Längsverband herzustellen, welcher jedoch längs des Umfangs bereits durch die Wände dargeboten ist. Die Konsolen ordnet man unter den Enden der Querträger an, und vernietet sie durch die Decke hindurch mit diesen.

Dies ist die bisher am meisten gewählte Anordnung, wie sie Fig. 424, 425 (Senkkasten der Elbbrücke bei Dömitz) zeigen. Statt dieser Anordnung kann Verfasser auf Grund eigener Erfahrung es mehr empfehlen, die Konsolen mit

den Querträgern zusammen als einen Träger mit unterer  $\Pi$ -förmiger Gurtung auszuführen, und die Decke in einzelnen Theilen von der Breite zweier benachbarten Querträger dazwischen zu nieten. Fig. 426, 427 zeigen diese Anordnung; die L-Eisen  $u$  der untern Gurtung des Querträgers liegen umgekehrt, wie sonst üblich,

Fig. 424, 425.



(mit dem horizontalen Schenkel oben) um in dem mittlern Theil der Querträger zur Befestigung der Deckenbleche  $s$  dienen zu können. Wo die L-Eisen demnächst längs der Konsolenränder nach der Schneide des Senkkastens zu umbiegen, sind besondere kleine L-Eisen  $f$  zur Aufnahme der Deckenbleche angeietet. Anstatt die Decke wagerecht einzunieten, würde man derselben auch die Form der untern Gurtung dieser Träger geben können, Fig. 428, so dass die Decke ganz allein den Arbeitsraum luftdicht abschliesst. Die äussern senkr. Wände sind dann nur noch wegen des kräftigen Längsverbandes zwischen den Querträgern nothwendig und können in diesem Fall auch eben so gut als Gitterbalken ausgeführt werden, Fig. 429.

Der Grund, weshalb Querträger nach Fig. 426—428 mehr zu empfehlen sind als solche mit untergenieteten Konsolen ist der, dass die Konsolen letzterer Art leicht von den Querträgern abgerissen werden, wenn in Folge starker Luftverluste der Senkkasten sich setzt und dabei der Boden keilförmig in den Hohlraum eintritt; dies hat sich in Wirklichkeit bei 3 Senkkasten der Alexander-Brücke in St. Petersburg ereignet. Auch an andern Baustellen scheint man Gleiches gefürchtet, bzw. erfahren zu haben, und hat deshalb die gegenüber liegenden Konsolen abwechselnd durch eiserne Bögen verbunden und dadurch einen bedeutend bessern Verband erreicht, als wenn sämtliche Konsolen nur mit den Querträgern vernietet worden wären. Fig. 430 zeigt neben Andern den in dieser Weise von der Firma Hersent für den

Bau einer Kaimauer in Antwerpen verwendeten Senkkasten-Querschnitt.

Fig. 426.

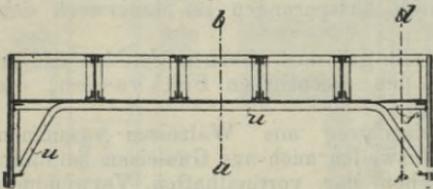


Fig. 428.

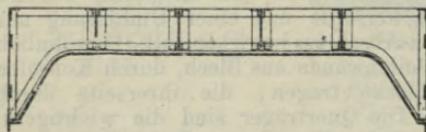


Fig. 427.

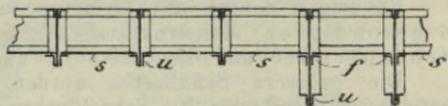
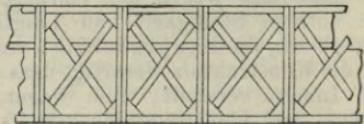


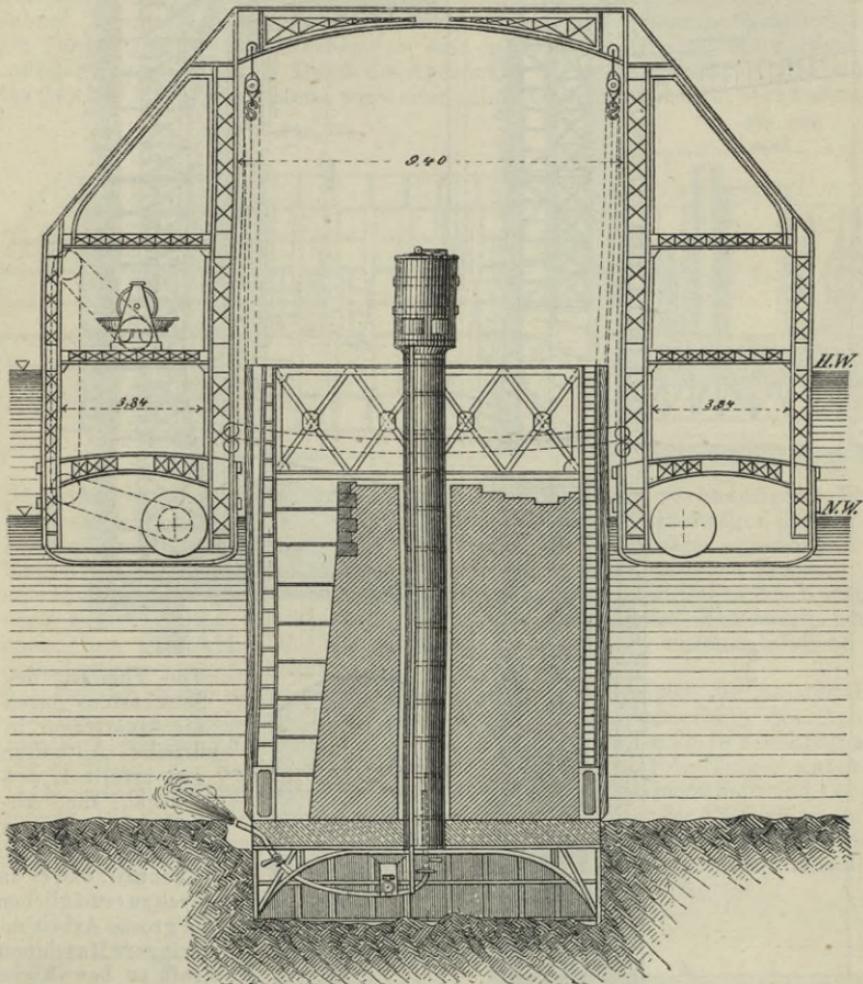
Fig. 429.



Meistens liegen die Träger, welche die Decke versteifen, über derselben, wie dies bei den bisher besprochenen Ausführungen der Fall war. Fig. 431—433 zeigen den grössten bisher ausgeführten Senkkasten. Derselbe wurde zum Bau von Trockendocks in Toulon (ebenfalls von Hersent) verwendet, war 144 m lang, 41 m breit, 1,85 m unter der Decke hoch, und hatte ausserdem über der Decke 17,15 m hohe, durch eiserne Aussteifungen befestigte Mantelbleche. Die Querträger waren an den Wänden 7 m, in der Mitte 4,5 m hoch und gingen durch die Decke hindurch bis in die Ebene des äussern Randes. Unter der Decke hatten sie volle Blechwände, so dass sie den ganzen Hohlraum in einzelne getrennte Kammern zerlegten, welche die Senkkasten-Breite zur Länge

hatten; im ganzen waren 18 solcher Kammern von 8 m Breite vorhanden. Der über die Decke hinaus ragende Theil der Querträger war aus Gitterwerk gebildet. Zwischen den Querträgern lagen über der Decke 38 Längsträger von 0,9 m Höhe, sowie 2 Haupt-Längsträger in je  $\frac{1}{3}$  der Breite, ebenfalls als Gitterträger ausgeführt. Unter den Enden der Längsträger befanden sich

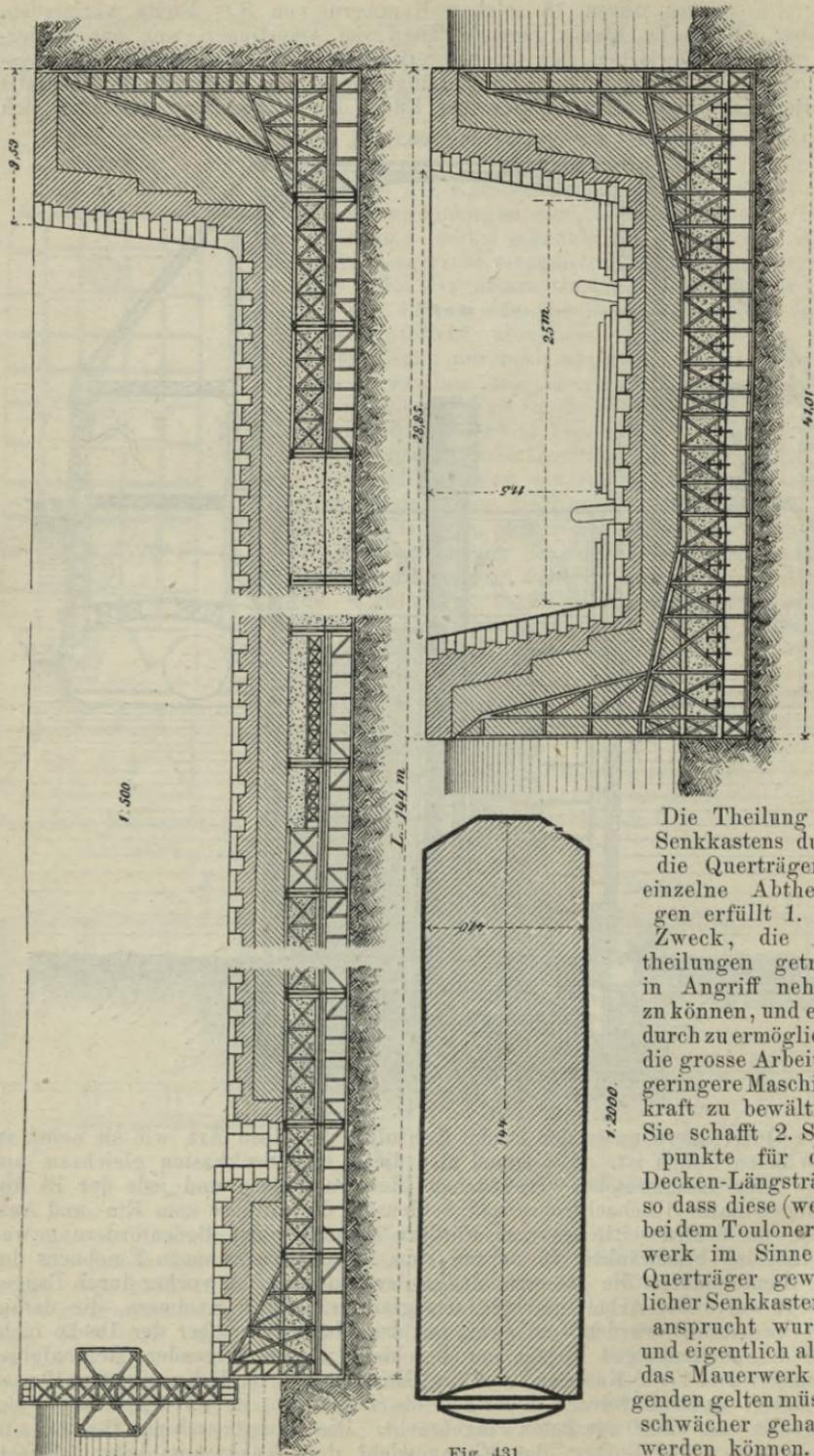
Fig. 430.



an den Querträgern unter der Decke Konsolen, derselben Art, wie sie sonst an den Wänden üblich ist. Es bestand also dieser eine Senkkasten gleichsam aus 18 mit ihren Längswänden verbundenen kleinern Kästen und jede der 18 Abtheilungen hatte 3 Schachtröhre und Schleusen, die mittlere zum Ein- und Aussteigen, die beiden seitlichen zum Fördern dienend. Die Bodenförderung war übrigens eine beschränkte, da sie nur dem Zwecke des genauen Einebnens der Sohle diente, indem die grössere Menge des Bodens schon vorher durch Bagger beseitigt war. Die Arbeit geschah stets gleichzeitig in 2 Kammern, die darauf sofort ausbetonirt wurden, und zwar, um das Mauerwerk über der Decke nicht durch ungleichmässiges Setzen zu beschädigen, in folgender Reihenfolge: a) Kammer 2 u. 17, b) Kammer 7 u. 12, c) Kammer 1 u. 18, d) Kammer 6 u. 13 usw. Die Arbeit unter Luftdruck dauerte 3 bis 4 Monate. Es wurden 5000 cbm Boden gelöst und 12000 cbm Beton eingebracht. Die Dampfmaschinen für die Luftpumpen hatten 240 Pfdkr.; das Eisengewicht des Senkkastens betrug 2400 t.

Fig. 432.

Fig. 433.



Die Theilung des Senkkastens durch die Querträger in einzelne Abtheilungen erfüllt 1. den Zweck, die Abtheilungen getrennt in Angriff nehmen zu können, und es dadurch zu ermöglichen, die grosse Arbeit mit geringerer Maschinenkraft zu bewältigen. Sie schafft 2. Stützpunkte für die Decken-Längsträger, so dass diese (welche bei dem Touloner Bauwerk im Sinne der Querträger gewöhnlicher Senkkasten beansprucht wurden und eigentlich als die das Mauerwerk tragenden gelten müssen) schwächer gehalten werden können.

Fig. 431.

Den gleichen Zweck, ohne eine Trennung in einzelne geschlossene Abtheilungen, verfolgte man durch Anordnung einer Längswand mit Konsolen unter der Decke bei dem Senkkasten für den Widerlagspfeiler der Alexander-Brücke in St. Petersburg, Fig. 434, 435. Derselbe hat eine Grösse von 510 qm und ist nach Wissen des Verf. der grösste eiserne, bisher für Brückenpfeiler angewendete. Die Längswand schloss an beiden Enden nicht an die Aussenwände an, sondern liess Durchgänge frei, um eine stetige Verbindung zwischen beiden Längshälften offen zu haben. Desgleichen war sie in der Mitte, wo sich eine grosse Luftschleuse unter der Decke befand, unterbrochen, so dass man auch hier von einer Seite zur andern gelangen konnte. Durch die Anordnung dieser Längswand ermässigt sich das Gewicht eines Senkkastens, wie weiter unten nachgewiesen wird, sehr bedeutend.

Fig. 434.

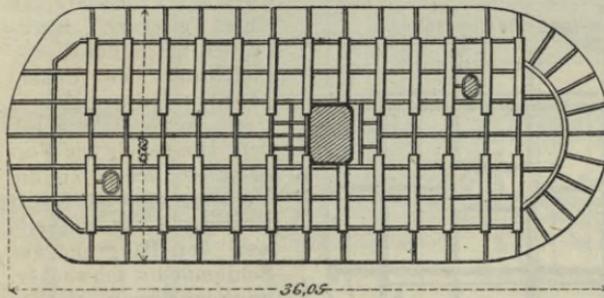
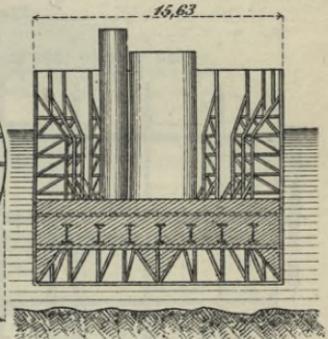


Fig. 435.



Uebrigens hat man nicht nöthig, die Längswand als geschlossene Blechwand auszuführen, falls sie nur zum Stützpunkt für die Querträger dienen soll. Es genügt vielmehr in diesem Falle, dieselbe als Gitterträger auszubilden mit Konsolen an beiden Seiten, die ebenfalls aus Gitterwerk bestehen können. Auf der untern Gurtung des Gitterträgers führt man alsdann zwischen den Konsolen, nach beiden Seiten überkragend, Mauerwerk auf. Dieses Mauerwerk genügt auch ohne Blechwand, um einen grossen Senkkasten in einzelne luftdicht von einander getrennte Abtheilungen zu zerlegen. —

Bei den bisher besprochenen Ausführungen befanden sich die Aussteifungen der Decke zum grössern Theil über derselben, also ausserhalb des Arbeitsraums. Abweichend hiervon hat die Firma Ph. Holzmann & Co. in Frankfurt a. M. für die Pfeiler der Rheinbrücke zwischen Mainz und Castel die Träger unter die Decke gelegt; die Fig. 436, 437 zeigen diese Anordnung im Querschnitt und Längenschnitt. Die Senkkasten schliessen sich mit ihrem Grundriss der Pfeilerform an und sind stromaufwärts zugespitzt, stromabwärts abgerundet. Sie hatten eine Decke und 2 herum laufende Seitenwände aus Blech von 6 bis 8 mm Stärke; eine dieser

Fig. 436.

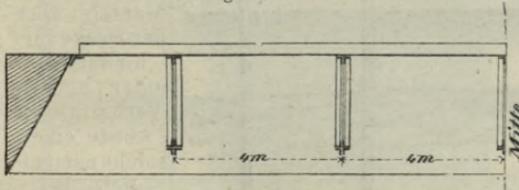
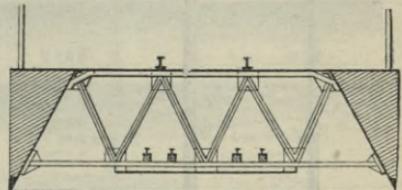


Fig. 437.



Seitenwände stand senkr., die andere nach innen geneigt, so dass sie mit ihrem untern Rande an die senkr. äussere Seitenwand, und mit ihrem obern an die wagger. Decke anschlossen. Der von den beiden Seitenwänden eingeschlossene rings herum laufende, im Querschn. keilförmige, Raum, wurde vor dem Versenken mit Beton gefüllt, wodurch die nöthige Seitensteifigkeit erreicht ward, welche man bei der andern Ausführungsart mit nur einer Seitenwand und Konsolen durch Ausmauerung der letztern erzielt. Die als Gitterträger ausgeführten 22, m hohen Träger liegen 1,1 m von M. zu M. entfernt und tragen auf ihren untern Gurtungen 2 Gleise für den Transport des gelösten Bodens

zur Schleuse. Das Gewicht dieser Senkkasten ist (Zentralbl. der Bauverwltg. 1883, S. 326) nicht angegeben; dasselbe dürfte wegen der grossen Höhe und der doppelten Seitenwände nicht geringer ausfallen, als dasjenige von Senkkasten mit über der Decke liegenden Trägern. Wenn aber durch diese Anordnung eine Material-Ersparniss nicht zu erzielen ist, so möchte derjenigen, bei welcher die Träger über der Decke liegen, der Vorzug zu geben sein, da Verf. nach eigenen Erfahrungen nur davon abrathen kann, im untern Arbeitsraume durch Einbauten irgend welcher Art die Zugänge zu den Luftschleusen zu erschweren. Er hält es für geboten, dieselben so offen als möglich zu gestalten, damit die Arbeiter bei eintretender Gefahr, bei der in der Regel zuerst die Lichter erlöschen, bezw. durch dicke Nebel unwirksam werden, auch im Dunkeln unbehindert zu den Schachtröhren eilen können.

Fig. 438.

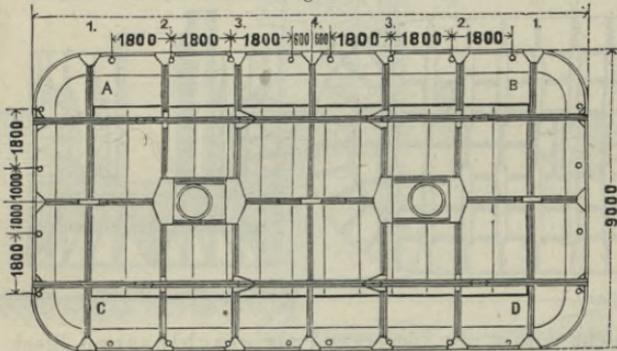
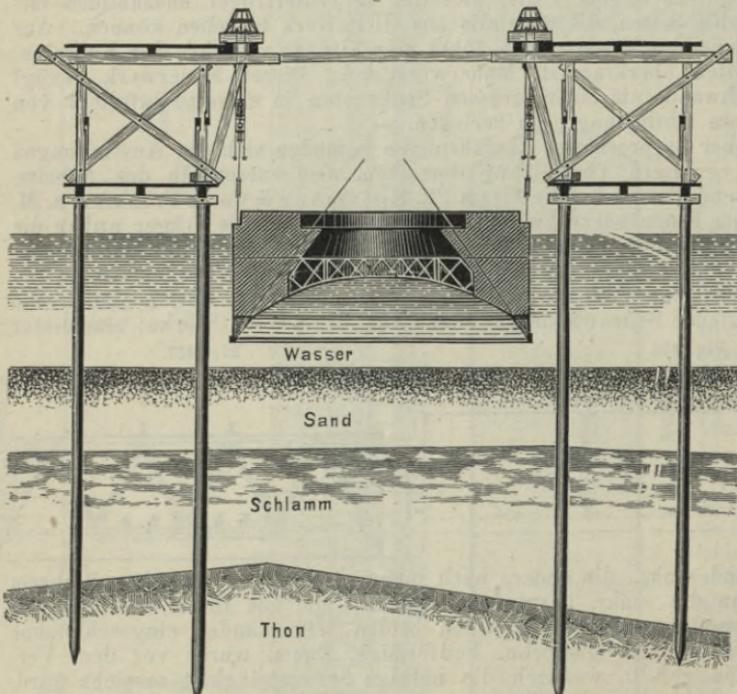


Fig. 439.



Hiernach sei ein Entwurf des Verfassers für einen eisernen Senkkasten mitgetheilt, der gleichsam den Uebergang zu den aus Mauerwerk hergestellten bildet. Die gegebenen Verhältnisse bedingten die Versenkung von festen Rüstungen aus, theils weil der Baugrund aus Schlamm mit schwacher, ungleichmässig starker Sandschicht über demselben bestand, so dass

namentlich beim Uebergange aus der Sand- in die Schlamm- schicht der Senkkasten der Führung bedurft, theils weil die räumlichen Verhältnisse die Versenkung mittels eines eisernen Mantels über der Decke verhinderten; unter andern Verhältnissen würde eine solche namentlich bei grosser Wassertiefe den Vorzug verdienen. Die Aufgabe bestand also

darin, eine Konstruktion zu wählen, die, von festen Gerüsten aus gesenkt, letzter möglichst wenig belaste und dabei doch möglichst wenig Eisen verlangte.

Die Lösung geschah Fig. 438—441. Das Mauerwerk soll, ebenso wie bei gemauerten Senkkasten, mit geraden Seitenwänden hergestellt werden, indem dasselbe von den Seiten und von dem in der Mitte befindlichen Bogen aus durch Ueberkragen nach 2 Schachtröhren hin geschlossen wird. Der eigentliche Senkkasten, in welchem mit Hülfe verdichteter Luft gearbeitet wird, ist aber nach oben durch eine Decke aus Eisenblech gebildet, die sich in 0,8 m Höhe an die senkr. Seitenwände anschliesst und nach demselben Krümmungshalbm. gebogen ist, wie der Entlastungsbogen in der Mitte des Senkkastens.

Fig. 440.

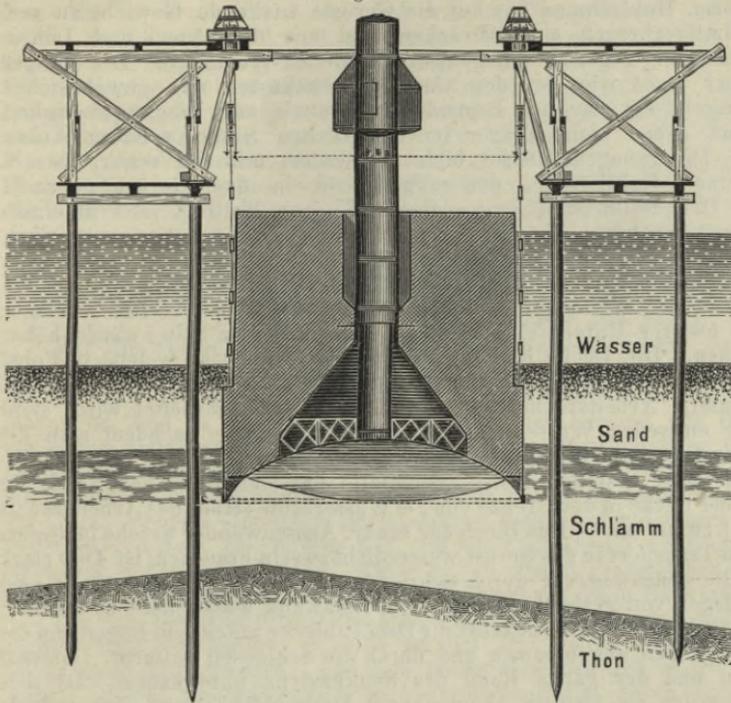
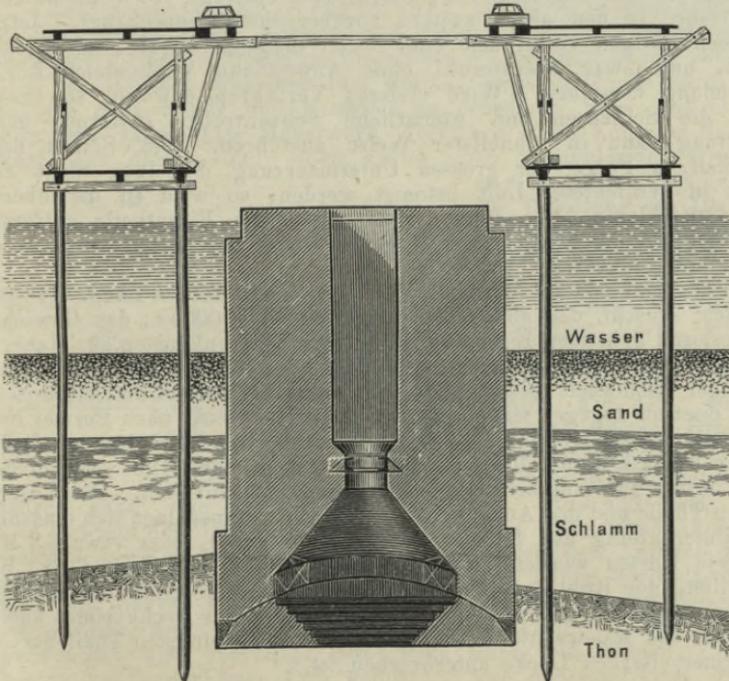


Fig. 441.



Der Theil A, B, C, D der Decke, welcher unter dem Bogen in der Mitte und unter den kegelförmigen Hohlräumen liegt, wird nach beendeter Versenkung

wieder entfernt und abermals benutzt, desgl. die Träger, so weit sie nicht eingemauert sind.

Die geschlossene Eisendecke hat den Zweck, durch Abschluss des Wassers von den kegelförm. Hohlräumen das auf die Gerüste wirkende Gewicht zu vermindern, den Luftverbrauch einzuschränken und mit den Quer- und Längsträgern zusammen die gegenüber liegenden Wände zu verankern. Die Träger werden also hier nicht wie bei den eisernen Senkkasten der gewöhnlichen Konstruktion durch das darüber liegende Mauerwerk auf Biegefestigkeit beansprucht, sind daher nicht Träger im eigentlichen Sinne, sondern Anker in Trägerform. Die gebogene Decke bildet ausserdem mit den senkr. äussern Seitenwänden einen Hohlkörper, der schwimmend in das Gerüst gebracht werden kann. Der Senkkasten kann daher auf einer Helling, oder in einem Dock montirt und, nachdem die Konsolen unter der Decke ausgemauert sind, zu Wasser gebracht werden. Das Mauerwerk in den Konsolen erhält nach dem Innern des Senkkastens zu eine verhältnissmässig starke Steigung, um bei dem Eindringen in den schlammigen Boden möglichst bald ein breites Auflager zu bieten. Wo festerer Untergrund vorliegt, kann man die Seitenwände höher und steiler machen. Die Decke hat nur eine Stärke von 5 mm, welche in Folge der Krümmung für den Auftrieb des Wassers bei 4 m Wassertiefe genügt. Während im untern Arbeitsraume mit verdichteter Luft gearbeitet wird, steht über der Decke entweder Wasser oder verdichtete Luft, je nachdem man die Verbindung zwischen den kegelförm. Räumen über der Decke mit der Arbeitskammer aufhebt oder bestehen lässt. Jedenfalls hat man es in der Hand, die Beanspruchung der Decke in der Grenze von 2 m Wassersäule (Höhe des Arbeitsraums unter der Decke) zu halten. — Das Blech der senkr. Aussenwände, welche in diesem Falle nur für den Transport in das Gerüst wasserdicht zu sein brauchen, ist 4 mm stark angenommen. Die abnehmbaren, durch Schrauben verbundenen Deckentheile sind durch Zwischenlagen von getheertem Filz oder Leinwand wasserdicht zu machen. Nach beendeter Senkung werden zunächst die Deckenbleche unter dem Bogen und die Zuganker für denselben abgenommen und durch die Schleusen entfernt. Hierauf wird der Bogen und der ganze Rand des Senkkastens untermauert. Ist dies geschehen, so werden die übrigen abnehmbaren Deckenbleche und Trägertheile durch die hierfür passend eingerichteten Luftschleusen entfernt, sowie die untern engern Schachtrohre in den obern weitem vorübergehend aufgehängt. Jetzt besitzen die noch übrigen Hohlräume eine Form, die sich bequem mit Beton ausfüllen lässt, und zwar ebensowohl ohne Anwendung verdichteter Luft, als mit Anwendung derselben. Wird ersteres Verfahren gewählt, so kann man zunächst die Schleusen und sämtliche Schachtrohre entfernen und die Betonschüttung dann in schnellster Weise ausführen. Ein Setzen des Pfeilers hat man in Folge der grossen Untermauerung desselben nicht zu fürchten. Soll in verdichteter Luft betonirt werden, so wird in die obere Oeffnung der Luftschleuse, Fig. 499, durch welche die Eisentheile entfernt wurden, eine Betonirungs-Einrichtung eingesetzt und der Beton durch die Schachtrohre hinunter gestürzt.

Die Grösse des Senkkastens beträgt bei 9 m Breite und 16,7 m Länge 148 qm und sein Gewicht einschl. der abnehmbaren Theile rd. 30000 kg; das Gewicht des jedesmal verloren gehenden Eisens rd. 22000 kg. Ein Senkkasten aus Mauerwerk würde nach der auf S. 222 angegebenen Formel rd. 17500 kg Eisen enthalten, aber weit weniger Sicherheit gegen Betriebsstörungen durch Undichtigkeiten gewähren. Ein eiserner dagegen mit gerader übermauerter Decke nach Formel Ib. oder Ic. S. 209 an jedesmal verlorenem Eisen rd. 42500 bez. 37900 kg enthalten, je nachdem man das Eisen mit 700 oder 1000 kg beansprucht. Die vorliegende Ausführungsart bringt also eine bedeutende Eisenersparnis mit sich. Das Lösen der abnehmbaren Theile und das Ausschleusen derselben veranschlagt sich einschl. der Vor- und Unterhaltung der Luftpressen zu etwa 500 M. oder etwa 6,3 M. für 100 kg. Diese Kosten werden reichlich durch andere Ersparnisse, z. B. billigere Ausfüllung der Hohlräume, aufgewogen, so dass die ganze Ersparnis an Eisen als Reinersparnis gelten kann. Die Lösbarkeit der Decke bietet auch den Vortheil, dass das Mauerwerk des Fundam. nur zum geringsten Theil durch das Einliegen einer eisernen Decke unterbrochen ist.

Betreffs der Art und Weise, in welcher die Herstellungsarbeit eiserner Senkkasten ausgeführt werden muss, ist zu bemerken, dass in erster Linie auf feste und erst in zweiter auf dichte Vernietung zu halten ist. Die Forderung, dass die Stösse so dicht und fest wie bei Dampfkesseln hergestellt werden sollen, vertheuert die Arbeit unnöthiger Weise und ausserdem kann man sich niemals überzeugen, ob diese Forderung erfüllt ist. Man wird also den höhern Preis bezahlen, in den meisten Fällen aber die entsprechende Leistung nicht erhalten. Nach der Fertigstellung empfiehlt es sich, alle Näthe mit heissem Theer und Pech zu streichen, und über der Decke zunächst einen Guss aus dichtem Mörtel (mit Weisskalk-Zusatz) bis zur Höhe der untern Gurtungswinkel der Deckenträger anzuordnen. Bei den Senkkasten der Docks in Toulon hat man die Näthe durch Zwischenlagen von wasserdichten Stoffen in den Nietnäthen gedichtet, ein Verfahren, das zur Nachahmung zu empfehlen ist.

## 2. Statische Berechnung eiserner Senkkasten.

Litteratur: A. Durel. Le génie civil, 1883, t. IV. No. 4 u. 5. — Kritik dieser Arbeit von L. Brennecke in Deutsche Bauzeitg. 1884. S. 390.

Für die statische Berechnung der eisernen Senkkasten hat es bislang an bestimmten Anhalten gefehlt, weil es zweifelhaft war, welche Belastung man für die Deckenträger annehmen sollte. Jeder berechnete nach eigenen Erfahrungen, und da diese — häufig in Folge der Neuheit der Gründungsart — nur wenig umfangreich waren, da ferner die Veröffentlichungen über ausgeführte Luftdruck-Gründungen wohl Zeichnungen und Beschreibungen der Senkkasten mit Angabe der angewandten Eisenstärken brachten, niemals aber mittheilten, auf Grund welcher statischen Berechnungen man zu den letztern gelangt war, so findet man vielfach zu gleicher Zeit und unter gleichen Verhältnissen ausgeführte Entwürfe, die betreffs des Gewichts sehr von einander abweichen, je nachdem ein leichteres oder schwereres Muster zur Richtschnur beim Entwerfen gedient hatte.

Die vom Verfasser für die Dömitzer Elbbrücke berechneten, in den Fig. 424, 425 dargestellten Senkkasten, gehören zu den leichtesten, welche so weit bekannt, bisher ausgeführt wurden. Indessen haben dieselben sich in jeder Beziehung bewährt, obwohl sie wiederholt sehr ungleichmässig (durch Baumstämme unter dem Rande) beansprucht worden sind.

Zur Berechnung der Deckenträger, auf die es hauptsächlich ankommt, sind bei diesem Senkkasten folgende Belastungs-Annahmen gemacht worden: Da das Mauerwerk über der Decke aus Ziegelsteinen hergestellt wurde, nahm Verf. an, dass sich das Gewicht desselben zum weitaus grössten Theile durch Ueberkrägung auf die Seitenwände und Konsolen an denselben, bezw. auf das zwischen den Konsolen ausgeführte Mauerwerk übertrage. Das Konsolen-Mauerwerk führte Verf. aus diesem und einem später noch anzugebenden Grunde auch stets

Fig. 442.

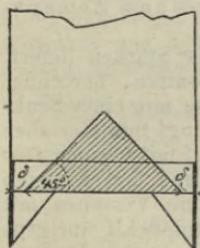
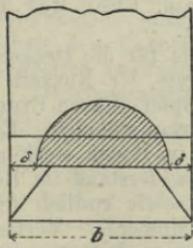


Fig. 443.



vor Beginn der Versenkung aus. Die Belastung der Deckenträger wird dann nur durch einen Mauerkörper gebildet, von einem Querschn., wie er in Fig. 442 schraffirt angegeben ist. Besteht das Mauerwerk aus Bruchsteinen, so rechnet Verf., weil solches ungleichmässiger auskragt, einen Mauerkörper von halbkreisförmigem Querschnitt, Fig. 443. Diese Annahmen sind schon aus dem Grunde wahrscheinlich richtig, dass man solche Belastungszustände in der That künstlich herbei

führen kann, wie dies bei dem Beispiele, Fig. 438—441, geschehen ist. Das Gewicht des Mauerw. wird dabei zur vollen Höhe, ohne Abzug des Verlustes, welchen dasselbe durch Eintauchen, bezw. durch den Auftrieb der verdichteten Luft erfährt, angerechnet. In der Regel wird daher die Belastung der Träger noch um  $1000 \text{ kg f. } 1 \text{ cbm}$  des Belastungsprismas, so weit dasselbe eingetaucht ist, geringer sein. Von einer Belastung der Träger in der Richtung von oben nach unten wird überhaupt keine Rede mehr sein können, sobald der Senkkasten mit verdichteter Luft gefüllt ist und grössere Tiefe erreicht hat. Da

es aber eintreten kann, dass die Luft schnell entweicht, ohne dass in gleichem Maasse das Wasser in den Arbeitsraum eintritt und durch seinen Auftrieb den verloren gegangenen Theil der verdichteten Luft ersetzt, so behält Verfasser bei der Berechnung für das Mauerwerk das volle Gewicht bei, welches in der That in einem solchen Falle zur Geltung käme, vorausgesetzt, dass das angenommene Belastungsprisma mit dem übrigen Mauerwerk nicht mehr in Verbindung stände — sich losgelöst hätte.

Der in den Fig. 442 und 443 mit  $\delta$  bezeichnete Abstand des Mauerkörpers von der Wand des Senkkastens wird zu rd. 1<sup>m</sup> angenommen. Ausser dieser Belastungsannahme für die Deckenträger hat Verfasser nur noch eine anderweitige im *Le génie civil*, Nov. und Dezbr. 1883, gefunden, die im Auszuge und mit einer Kritik in der Deutsch. Bauzeitg. 1884, S. 390 ff., von ihm mitgetheilt worden ist. Die Gewichtsannahme stammt von dem Ingen. Jandin und die angezogene Veröffentlichung, welche die Richtigkeit der betr. Annahme zu beweisen sucht, von dem Ingen. Durel. Auch hier wird angenommen, dass nicht das Gewicht des ganzen Pfeiler-Mauerw. auf die Deckenträger wirke, vielmehr nur der untere Theil des Fundam., bis zum Abstände von der Decke = der Breite des Senkkastens, während das höher liegende Mauerw. nur senkr. Druck auf die Konsolen, bezw. die Seitenwände ausübe. Diese Annahme wird dadurch begründet, dass das in einzelnen Tagesschichten hergestellte untere Mauerw. fortschreitend erhärtet, so dass die den Trägern zunächst liegende Schicht, wenn das Fundam. eine Höhe = der Breite des Senkkastens erreicht hat, bereits so viel Festigkeit besitzt, dass sie nur noch an den Trägerenden, nicht aber in der Mitte, Druck ausübt, d. h. dass sie sich frei trägt. Diese Forderung wird a. a. O. allgemein für jede Art von Mauerw. gestellt, ist aber, wie man sich leicht überzeugt, für ein mit langsam bindendem Mörtel hergestelltes unhaltbar. Auf der jedenfalls sehr gewagten Grundannahme baut Durel seinen — übrigens recht gefälligen — Beweis auf, und kommt dabei zu dem Ergebniss, dass der Angriffspunkt dieser Belastung auf beiden Seiten in der Entfernung  $\frac{1}{6} b$  vom Rande des Senkkastens zu suchen sei, wenn  $b$  die Breite des Senkkastens bezeichnet. Um seine Annahme anschaulicher zu machen, kommt er während der Auseinandersetzung übrigens auf die Voraussetzung des Verfassers, indem er sagt, dass sich in dem untern Mauerw. gleichsam ein Entlastungsbogen bilde. In der Beweisführung selber wird zu wenig auf die verschiedenartige Festigkeit der Baustoffe (Stein und Mörtel) Rücksicht genommen, indem das Mauerw. vielmehr als eine gleichartige Masse angesehen wird, die in seitlicher Richtung nur durch Reibung zusammen hängt, (keine Ueberkrugung an genommen, die man doch bei allen Rissen in frischem Mauerw. beobachtet). Die Durel'sche Annahme macht also keinen Unterschied zwischen Mauerw. und Beton, bezw. reinem Mörtel, und während sie für Mauerw. entschieden viel zu ungünstig ist, wie viele leichter ausgeführten Senkkasten beweisen, sei dieselbe für die Fälle, wo das Fundam. über der Decke aus Zement-Beton hergestellt wird, empfohlen.

Um zu beweisen, dass seine Annahme für die Deckenträger Stärken liefert, die mit denjenigen leichter Ausführungen der Neuzeit harmoniren, berechnet Durel am Schlusse seiner Arbeit ein Beispiel, dessen Ergebnisse mit einer Senkkasten-Konstruktion von Hersent gut überein stimmen. Es gelingt ihm dies aber nur dadurch, dass er den Senkkasten tief im Boden steckend und mit verdichteter Luft gefüllt annimmt, und den Reibungswiderstand im Boden und den Auftrieb der verdichteten Luft in Abzug bringt, sowie endlich durch ein Versehen mit den Vorzeichen bei der Berechnung des Moments. Verfasser empfiehlt übrigens bei Benutzung der Durel'schen Belastungsannahme zur Berechnung der Deckenträger von Senkkasten, bei denen das Fundam. über der Decke ganz aus Zement-Beton hergestellt werden soll, das Gewicht des Betons abzüglich des Gewichts-Verlustes durch Eintauchen in die Berechnung einzuführen, weil man anders unnöthig starke Träger erhält. Bezeichnet  $\gamma$  das Gew. von 1<sup>cbm</sup> Beton (also für Beton aus Ziegelstein-Schotter  $\gamma = 1600$ , für Bruchstein-Schotter etwa  $\gamma = 2200$  kg), so ist für 1<sup>m</sup> Senkkastenlänge die Belastung, Fig. 444,

$$P = \frac{(\gamma - 1000) b^2}{2}$$
 zu rechnen, worin  $b$  in <sup>m</sup> zu nehmen ist. Gegen die Seitenwände,

bezw. gegen die Konsolen an denselben, wirken bei regelmässigem Gange der Arbeit von aussen der Horizontaldruck des Wassers, bezw. des Bodens und von

Fig. 445.

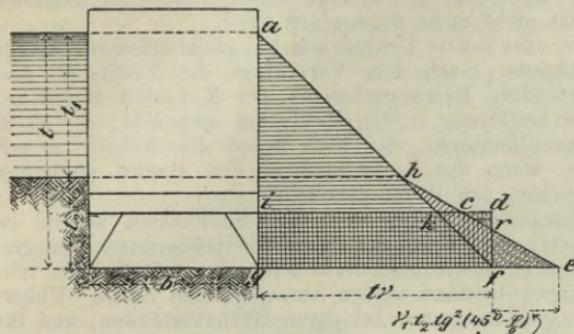


Fig. 446.

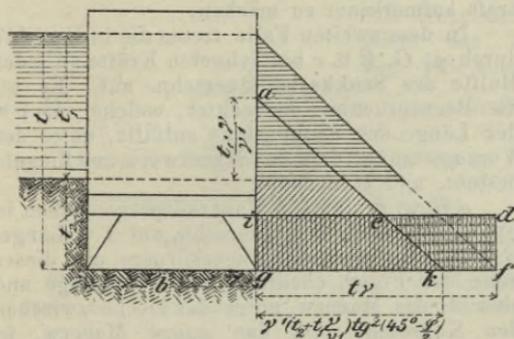
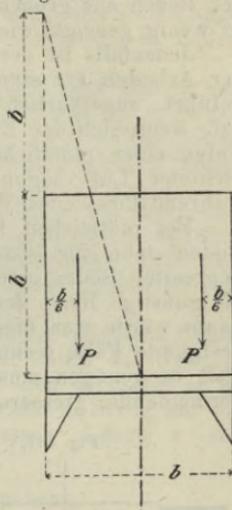


Fig. 444.



innen derjenige der verdichteten Luft. Ueber die Grösse des erstern sind bereits früher Mittheilungen gemacht worden. Der Luftdruck im Innern soll stets mindestens = dem hydrostat. Drucke von aussen, von Oberkante Wasserspiegel bis Unterkante des Senkkastens gerechnet, sein. Da derselbe auf die ganze

Höhe des Senkkastens gleich gross ist, so wird bei den meisten Bodenarten noch ein Ueberschuss der innern horizontalen Kraft über die äussere vorhanden sein; nur bei Sand und Kies wird das Umgekehrte stattfinden. Jedenfalls genügen die Konsolen jeder Art, (auch die mit den Deckenträgern nur durch Nieten verbundenen) in Verbindung mit der Ausmauerung diesen Beanspruchungen vollständig.

In den Fig. 445, 446 sind die Horizontalschübe für die Längeneinheit (1 m) der Wand des Senkkastens grafisch dargestellt. Und zwar ist, um unmittelbar aus den Flächen den Ueberschuss des Drucks nach der einen oder andern Richtung hin abgreifen zu können, der Horizontalschub des Bodens auf

-  Wasserdruck
-  Erddruck
-  Luftdruck
-  Äusserer Ueberdr.
-  Innerer "

Horizontalschub durch Wasser gebracht, indem die Grundlinie des Druckdreiecks nach dem Verhältniss  $\frac{\gamma'}{\gamma}$  vergrössert ist, wenn  $\gamma'$  das Gew. von 1 cbm Boden und  $\gamma$  das Gew. von 1 cbm Wasser = 1000 kg bedeutet; letzteres ist als Einheit angenommen.

Der in qm berechnete Inhalt der Flächen (vergl. die nebenstehend beigefügte Erklärung) giebt unmittelbar den äussern oder innern Ueberdruck für 1m Länge, der geraden Wand des Senkkastens in t. Verwiesen sei hier ausserdem auf die statische Berechnung gemauerter Senkkasten S. 215 ff.

Eine Beschädigung eiserner Senkkastenswände durch den äussern Erddruck ist, so viel bekannt, nur ein mal in Kehl vorgekommen; sie erstreckte sich dort

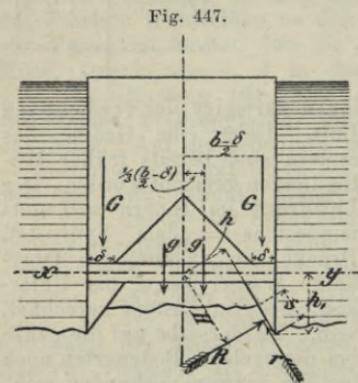
aber auch nur auf die Bleche, die nicht durch Mauerwerk zwischen den Konsolen versteift waren. Zudem war der Senkkasten-Raum sehr hoch, die Schneide des Senkkastens nicht sonderlich kräftig gegen horizontale Biegung, und es bestand der Boden aus grobem Kies. Auch war die schräge (innere) Seite der Konsolen so wenig geneigt, wie sie jetzt nicht mehr angeordnet wird.

Jedenfalls ist der äussere oder innere Ueberdruck bei gleichmässigem Gange der Arbeiten für einen Senkkasten, nach dem Vorschlage des Verfassers ausgeführt, ungefährlich. Bedeutendere Beanspruchungen der Konsolen treten nur auf, wenn sich der Erdboden keilförmig in den Hohlraum einpresst, sei es in Folge einer plötzlichen Luftverdünnung, oder noch bevor die Arbeit in verdichteter Luft begonnen hat, wenn der Senkkasten in den Grund eindringt, während fliessendes Wasser aussen den Boden fortspült.

Bei plötzlichen Luftverdünnungen wird, wenn der Senkkasten bereits im Boden steht, der äussere Wasser- und Erddruck einen Theil des durch den eingepressten Boden erzeugten innern Horizontalschubs aufheben. Ausserdem tritt als günstige Kraft der Reibungswiderstand an den Aussenwänden hinzu. Ueberhaupt würde man dieser Beanspruchung nur bei ihren Grenzzuständen, und für bestimmte Fälle rechnerisch näher treten können, was aber hier unterlassen sei, weil es genügen muss, auf diese mögliche, aber bei vorsichtigem Betriebe zu vermeidende, grössere Horizontalkraft aufmerksam zu machen.

In dem zweiten Falle treten die in Fig. 447 durch  $g$ ,  $G$ ,  $R$  u.  $r$  bezeichneten Kräfte an jeder Hälfte des Senkkasten-Querschn. auf. Es sei die Beanspruchung betrachtet, welche auf 1 m der Länge des Senkkastens entfällt, unter der Voraussetzung, dass das Mauerwerk aus Ziegeln besteht, und es bedeute:

$g$  Gew. des halben Mauerkörpers von dem in Fig. 442 schraffirten Querschn. auf 1 m Länge,  $G$  Gew. des übrigen Mauerkörpers auf dieser Seite der Figur, ebenfalls für 1 m Länge und einschl. des Mauerw. unter der Decke zwischen den Konsolen. Da das ganze Mauerw. in Wasser getaucht ist, so sind die Gew.  $g$  und  $G$  sogleich um 1000 kg vermindert einzuführen. Das Gew. der Eisenkonstruktion ist vernachlässigt; will man dasselbe einführen, so kann



es als gleichmässig vertheilt angenommen werden. Die Kräfte  $G$  und  $g$  müssen, wenn der Senkkasten von oben nicht mehr gehalten wird, durch die Kräfte  $R$  und  $r$  aufgenommen werden;  $r$  ist die Reibung längs der Innenfläche des Mauerw. zwischen den Konsolen, wirkt also in der Richtung dieser Fläche, und wird durch den Druck  $R$ , den der Boden gegen das Mauerw. ausübt, erzeugt ist also  $= \mu R$ , wenn  $\mu$  den Reibungskoeffiz. bedeutet. Die Kraft  $g$  greift in der Entfernung  $\frac{1}{3} \left( \frac{b}{2} - \delta \right)$  von der Trägermitte an und  $G$  in der Entfernung  $\frac{b - \delta}{2}$ .

Bezeichnet man ferner mit  $H$  und  $h$  die Hebelsarme der Kräfte  $R$  und  $r$  in Bezug auf die Trägermitte so erhält man für diese Belastungsart als Moment in der Trägermitte:

$$M_{(m)} = \frac{g}{3} \left( \frac{b}{2} - \delta \right) + G \frac{b - \delta}{2} - R \left\{ H - \mu h \right\}.$$

Zur Bestimmung von  $R$  dient folgende Betrachtung: Die senkr. Seitenkr. von  $R$  und  $r$ , oder, was dasselbe sagen will,  $\mu R$  müssen offenbar  $= g + G$  sein; die senkr. Seitenkr. von  $R$  ist aber, Fig. 448:  $V = R \sin \alpha$ , die senkr. Seitenkr. von  $r$  oder  $\mu R$  ist:  $v = \mu R \cos \alpha$ . Es muss also sein:

$$g + G = R (\sin \alpha + \mu \cos \alpha) \text{ und: } R = \frac{g + G}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha}.$$

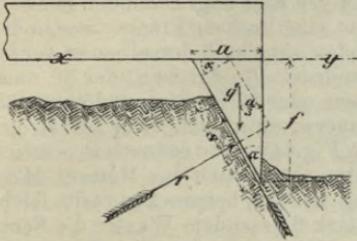
Somit erhält man für das Moment in der Mitte:

$$M_{(m)} = \frac{g}{3} \left( \frac{b}{2} - \delta \right) + G \frac{(b - \delta)}{2} - \frac{(g + G)(H - \mu h)}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha}.$$

$\alpha$  ist der Winkel der Senkkastenschneide. Es ist in obiger Formel:

$h = \frac{b}{2} \cos \alpha - h_1 \sin \alpha$ ;  $H = h_1 \frac{(\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha)}{\cos \alpha} + \frac{b}{2} \sin \alpha - \frac{s}{2}$ , wenn  $h_1$  den Abstand der Senkkastenschneide von der Mitte der Deckenträger, und  $s$  die Länge bedeutet, auf welche die Konsolen inwendig durch den eingedrungenen Boden gedrückt werden (s. auch Fig. 448).

Fig. 448.



Der Angriffspunkt von  $R$  liegt also in der Mitte von  $s$ . Liegen die Querträger  $n$  Meter von einander entfernt, so wird das Mom. eines Querträgers bei dieser Beanspruchung  $n$  mal so gross.

Das Moment  $M(h)$ , welches bei einer derartigen Stellung in einem horizontalen Schnitte  $xy$  durch die Konsole unmittelbar unter der Decke des Senkkastens auftritt, berechnet sich (für 1 m Länge) wie folgt:

Es wirken an dem untern abgeschnittenen Theile die Kräfte  $R$  und  $r$ , sowie das Gewicht des Mauerwerks zwischen den Konsolen  $= g'$ . Die Hebelsarme dieser Kräfte in Bezug auf die Mitte des Schnitts, dessen Länge  $a$  sei, Fig. 448, sind:

für  $R$ :  $\frac{f}{\cos \alpha} - \frac{a \sin \alpha}{2}$  (von  $f$  die Grösse in der Fig. angegeben),

für  $r$  oder  $\mu R$ :  $\frac{a \cos \alpha}{2}$  und endlich für  $g'$ :  $\frac{a}{6}$ .

Es berechnet sich also das Mom. zu:

$$M(h) = -R \left\{ \frac{f}{\cos \alpha} - \frac{a \sin \alpha}{2} + \frac{\mu a \cos \alpha}{2} \right\} + \frac{g' a}{6}$$

Für  $g'$  ist wieder das Gew. des Mauerw. abzüglich seines Verlustes im Wasser in Rechnung zu stellen. Setzt man für  $R$  den vorhin ermittelten

Werth  $\frac{g + G}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha}$  ein, so erhält man:

$$M(h) = \frac{g' a}{6} - \left\{ \frac{f}{\cos \alpha} - \frac{a \sin \alpha}{2} + \frac{\mu a \cos \alpha}{2} \right\} \frac{g + G}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha}$$

Liegen die Konsolen  $n$  Meter von einander entfernt, so wird das Mom., dem jede Konsole bei dieser Stellung in dem Schnitte Widerstand zu leisten hat  $= n$  mal dem eben berechneten.

Sowohl das Mom. in der Trägermitte, als auch das in dem horizontalen Querschn. unter der Decke, wird sehr gross, wenn das Gew.  $G + g$  sehr gross ist, also bei grossen Breiten des Senkkastens und grossen Wassertiefen.

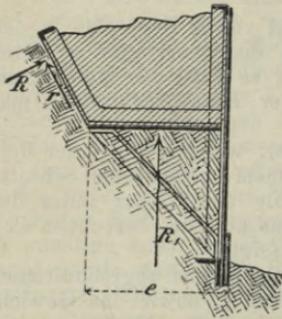
Für die Aufnahme des grossen Moments durch die Deckenträger in der Mitte derselben wirkt der Umstand günstig, dass die untere gezogene Gurtung durch die Blechdecke des Senkkastens auf das wirksamste verstärkt wird, die obere gedrückte dagegen durch das Mauerw., in welchem sie sich befindet. Diesem Umstande ist es zuzuschreiben, dass eine Zerstörung der Träger durch ähnliche Belastungen noch nicht vorgekommen ist. Man hat dieselbe daher nicht zu befürchten und kann die Stärke der Träger in der Mitte in der früher angegebenen Weise ermitteln. Das grosse Moment  $M(h)$  in dem Horizontalschn.  $xy$  unter der Decke dagegen, wird bei den Senkkasten, bei denen die Konsolen nur durch Niete mit den Trägern verbunden sind, einzig durch diese aufgenommen, und es ist somit sehr erklärlich, dass diese Niete bei derartiger Beanspruchung reissen.

Diese Betrachtung rechtfertigt sonach die vom Verfasser empfohlene Ausführungsweise, nach welcher Konsolen und Träger in einem Stück hergestellt werden.

Aus dem gleichen Grunde wird auch eine Ausführung, bei der die Blech-

decke nur bis zum Anfang der Konsolen wagerecht, dann aber längs der innern Seite derselben schräg zur Senkkastenschneide herunter geführt ist, und bei welcher die äussere, senkr. Blechwand durch einen Gitterträger ersetzt wird, grössere Festigkeit gegen Abreissen der Konsolen zeigen als die gewöhnliche.

Fig. 449.



Ausserdem wirkt auch die Grösse der Fläche an der Schneide, auf welcher das Mauerwerk in den Konsolen steht, günstig für die Verkleinerung der Momente, Fig. 449.

Bisher ist der grössern Einfachheit halber der Querschn. als vollständiger Keil angenommen. Befindet sich unter dem Mauerw. eine breitere Fläche ( $= e$  in der Fig.) so wird der Boden unterhalb derselben in senkr. Richtung einen Gegendruck  $R_1$  ausüben, der je nach seiner Festigkeit grösser oder kleiner ist, und unmittelbar den Druck des Mauerw. aufnimmt. Der schräg gerichtete Gegendruck  $R$  (Fig. 447) wird dadurch wesentlich verkleinert, und mit ihm namentlich das Moment  $M_{(h)}$ .

Eine Beanspruchung wie die besprochene tritt leicht auf, wenn in tiefem, stark fliessendem Wasser die Senkkasten mit Hilfe von Eisenmänteln über der Decke (Neva-Brücke in St. Petersburg, Fig. 434, 435) als schwimmende Körper ohne Gerüste auf den Grund gesenkt werden, ohne dass man, sobald der Senkkasten den Grund erreicht, gegen das Fortspülen des Bodens um denselben Vorsichtsmassregeln ergreift, bezw. sofort mit den Versenkungs-Arbeiten beginnt. Wartet man mit letztern und mit der Einführung der verdichteten Luft so lange, bis man das Mauerw. in dem Blechmantel über der Decke bis über Wasserspiegel voll aufgeführt hat, so wird durch die grosse Last der Senkkasten tief in den Boden gedrückt, während gleichzeitig das Wasser aussen den Boden fortschwemmt. Bei dieser Art der Ausführung wird man also eine breite Schneide anordnen, die Deckenträger und Konsolen als ein Ganzes ausführen und auch wohl noch die Blechdecke längs der schrägen Seite der Konsolen zur Schneide hinunter führen, wenn man nicht vorzieht, den Grund gegen Auskolken zu sichern, wo dann die eine oder die andere Konstruktions-Massregel entbehrlich wird.

Fig. 450.

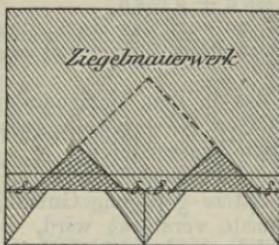


Fig. 451.

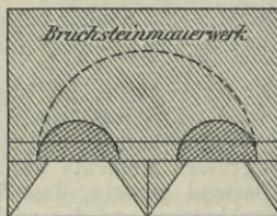
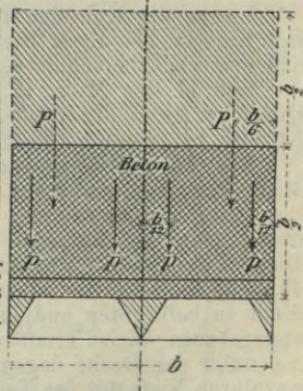


Fig. 552.



Hat man bei grossen Senkkasten zur Unterstützung der Deckenträger in der Längsaxe des Senkkastens unter der Decke eine Tragwand angeordnet, so sind in Folge dessen die Belastungen der Querträger bedeutend verringert. Anstatt der grossen in den Fig. 450—452 durch punktirte Linien angedeuteten Belastungskörper, sind dann nur je 2 kleine aufzunehmen, deren Querschn. in den Fig. durch doppelte Schraffur kenntlich gemacht sind. Ausserdem ist die Stützweite (abgesehen von der Continuität) auf weniger als die Hälfte verringert.

Werden solche Senkkasten an Ketten oder mit Hilfe eiserner Mäntel schwimmend durch tiefes Wasser auf den Grund gesenkt, so muss man während dieser Zeit die Belastungen der Querträger passend regeln, damit dieselben nicht durch zu grosse Mauerlast, oder auch bei zu geringer Belastung in der Mitte

durch den Antrieb des Wassers von unten, zu stark beansprucht werden. Uebrigens lässt sich dies bei einiger Vorsicht, wie die Erfahrungen bei den grossen Senkkasten für die Docks in Toulon, Fig. 431—433, gezeigt haben, sehr gut ausführen.

### 3. Gewicht eiserner Senkkasten.

Litteratur betr. Gewichte eiserner Senkkasten neuerer Konstruktion: *Ann. d. ponts et. chauss. 1883 Fév.* — *Desgl. Zeitschr. d. Archit. u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1883, S. 548.* — *Le génie civil 1883, t. IV. No. 4 u. 5;* Formel für Gewichtsanschläge (nicht zu empfehlen), sowie Tafeln für die Stärken der hauptsächlichsten Theile der Senkkasten. — *Zeitschr. f. Bauw. 1884, H. VII. bis IX.; L. Brennecke* über die Gewichte eiserner Senkkasten.

Hierfür hat Verfasser a. a. O. Formeln entwickelt, die ausser auf den im Vorstehenden für die Berechnung der Deckenträger angegebenen Belastungs-Annahmen auf folgenden Voraussetzungen beruhen:

Die Bleche für die Decke und die Seitenwände sind nur 5 mm stark. Da diese Theile im wesentlichen nur den luftdichten Abschluss zu bewirken haben, so ist diese Stärke vollständig ausreichend, während dünnere Bleche sich nicht mehr empfehlen. Es wird nämlich, bei ihrer Verwendung keine erhebliche Ersparniss mehr erzielt, weil sie für die Gewichtseinheit theurer sind, mehr Nietarbeit erfordern und schwerer zu dichten sind. Die Winkel, welche die wagen. gedachte Decke mit der senkr. (einfachen) Seitenwand verbinden, wurden dem entsprechend schwach (etwa mit 6—8 qcm Querschn.) angenommen. Die untere Schneide ist durch ein L-Eisen und ein Flacheisen von zusammen etwa 56 qcm Querschn. verstärkt gedacht. Die Höhe der Seitenwand beträgt, einschl. ihres über die Decke hinaus ragenden Theils, etwa 2,6 m, wovon unter der Decke etwa 1,8 bis 2 m liegen. Die Entfernung der Konsolen von einander beträgt etwa 1,3 m, die Höhe der Deckenträger  $\frac{1}{8}$  bis  $\frac{1}{12}$  ihrer Länge. Bei dieser Ausführungsweise zerfällt das ganze Eisengew. eines Senkkastens in 3 Theile, deren jeder nach einem andern Verhältnisse wächst:

1. Im Verhältnisse zum Umfange  $U$  des Senkkastens wächst das Gew. der Seitenwände mit den Konsolen daran.

2. Im einfachen Verhältn. zur Grundfläche  $G$  wächst das Gew. der Decke und der Längsträger über derselben, die nur zur Aussteifung dienen und keine Last tragen.

3. Im Verhältn. einer Funktion, welche Grundfläche  $G$  und Breite  $b$  des Senkkastens enthält, wächst das Gew. der Querträger.

Nach diesen 3 Gesichtspunkten ergibt sich das Gew.  $P$  eines Senkkastens, dessen Decke mit Ziegelmauerw. übermauert ist, wenn das Eisen der Deckenträger mit 700 kg/qcm beansprucht wird:

$$\text{Ia. } P_z = 285 U + 85 G + 2,2 b (b - 2\delta + 1) (G - \delta U)$$

Alle Maasse sind dabei in m und bezw. qm und kg zu nehmen.  $\delta$  hat die früher angegebene Bedeutung = Abstand des Fusses des Belastungsprismas von der senkr. Aussenwand. Für  $\delta = 1$  m geht die Formel über in:

$$\text{Ib. } P_z = 285 U + 85 G + 2,2 b (b - 1) (G - U).$$

Rechnet man als Beanspruchung des Eisens der Deckenträger 1000 kg/qcm: was in Anbetracht der nur kurzen Verwendung wohl zulässig ist, so erhält man,

$$\text{Ic. } P_z = 285 U + 85 G + 1,54 b (b - 1) (G - U).$$

Für Senkkasten, deren Decke mit Bruchsteinen übermauert werden soll, bei denen also das belastende Mauerw. einen halbkreisförm. Querschn. und ausserdem ein grösseres Einheitsgew. hat, erhält man bei einer Beanspruchung des Eisens mit 700 kg/qcm:

$$\text{IIa. } P_b = 285 U + 85 G + 3 b (b - 2\delta + 1) (G - \delta U)$$

und  $\delta = 1$  m gerechnet:

$$\text{IIb. } P_b = 285 U + 85 G + 3 b (b - 1) (G - U).$$

Nimmt man die zul. Beanspruchung = 1000 kg/qcm, so lautet die Formel:

$$\text{IIc. } P_b = 285 U + 85 G + 2,10 b (b - 1) (G - U).$$

In gleicher Weise erhält man für Senkkasten, die mit Beton überschüttet werden sollen, im Anschlusse an die früher mitgetheilte Belastungs-Annahme und unter der Voraussetzung, dass das Gew. des Betons um das Gew. des verdrängten

Wassers vermindert ist und dass die Beanspruchung des Eisens  $700 \text{ kg/qcm}$  beträgt bei Beton aus Ziegelsteinschotter:

$$\text{IIIa. } P_{zb} = 285 U + 85 G + 1,11 G (b + 2)^2.$$

Für eine Beanspruchung des Eisens =  $1000 \text{ kg/qcm}$ :

$$\text{IIIb. } P_{zb} = 285 U + 85 G + 0,9 G (b + 2)^2.$$

Desgl. bei Anwendung von Bruchsteinschotter und einer Beanspruchung des Eisens =  $700 \text{ kg/qcm}$ :

$$\text{IVa. } P_{bb} = 285 U + 85 G + 1,9 G (b + 2)^2,$$

und bei der Beanspruchung von  $1000 \text{ kg/qcm}$ :

$$\text{IVb. } P_{bb} = 285 U + 85 G + 1,54 G (b + 2)^2.$$

Bei sehr breiten Senkkasten ordnet man, wie S. 208 hervor gehoben, in der Längsaxe noch einem Stützpunkt für die Querträger an.

Dass diese Stütze nicht in einer durchgehenden Blechwand mit Konsolen zu beiden Seiten zu bestehen braucht, ist bereits angeführt; sie kann einfach als Fachwerkträger ausgeführt werden, dessen Konsolen Füllmauerw. enthalten. Bei solcher Form enthält  $1 \text{ m}$  Länge einer solchen Längswand unter der Decke etwa 160 bis  $175 \text{ kg}$  Eisengewicht. Wird angenommen, dass  $n$  solcher Längswände der Länge  $l$  unter der Decke angeordnet wären, so lauten die Gewichts-Formeln derartiger Ausführungen wie folgt:

Bei der Beanspruchung des Eisens mit  $700 \text{ kg/qcm}$ :

1. Für Ziegelmauerw. über der Decke:

$$\text{Va. } P_z = 285 U + 85 G + 2,2 b \left( \frac{b}{n+1} - 2\delta + 1 \right) \left\{ \frac{G}{n+1} - \delta \left( U - \frac{2nb}{n+1} \right) \right\} + 175 n l \text{ (kg).}$$

2. Für Bruchsteinmauerw.:

$$\text{VIa. } P_b = 285 U + 85 G + 3 b \left( \frac{b}{n+1} - 2\delta + 1 \right) \left\{ \frac{G}{n+1} - \delta \left( U - \frac{2nb}{n+1} \right) \right\} + 175 n l.$$

3. Für Beton aus Ziegelschotter:

$$\text{VIIa. } P_{zb} = 285 U + 85 G + 1,11 G \frac{(b+2)^2}{(n+1)^2} + 175 n l.$$

4. Für Beton aus Bruchsteinschotter:

$$\text{VIIIa. } P_{bb} = 285 U + 85 G + 1,9 G \frac{(b+2)^2}{(n+1)^2} + 175 n l.$$

Bei einer Beanspruchung des Eisens von  $1000 \text{ kg/qcm}$  vermindern sich die Koeffiz. der 3ten Glieder der Reihe nach auf 1,54, 2,10, 0,9 u. 1,54.

In der Regel wird nur eine Längswand vorkommen, wie z. B. bei breiten Brückenpfeilern. Für diesen Fall giebt die Formel genügend genaue Werthe, wenn man das 4. Glied mit dem ersten zusammen zieht. Man erhält dann die einfachern Formeln:

Bei Beanspruchung des Eisens  $700 \text{ kg/qcm}$ :

$$\text{Vb. } P_z = 360 U + 85 G + 2,2 b \left( \frac{b}{2} - 1 \right) \left\{ \frac{G}{2} - (U - b) \right\} \text{ f. Ziegelmauerw.}$$

$$\text{VIb. } P_b = 360 U + 85 G + 3 b \left( \frac{b}{2} - 1 \right) \left\{ \frac{G}{2} - (U - b) \right\} \text{ f. Bruchsteinmauerw.}$$

$$\text{VIIb. } P_{zb} = 360 U + 85 G + 1,11 (b+2)^2 G \text{ f. Ziegelbeton.}$$

$$\text{VIIIb. } P_{bb} = 360 U + 85 G + 1,9 (b+2)^2 G \text{ f. Bruchsteinbeton.}$$

Bei einer Beanspruchung von  $1000 \text{ kg/qcm}$  verringern sich die Koeffiz. ebenso wie vorhin angegeben.

Für  $\delta$  ist in den letzten Formeln wieder der Werth  $1 \text{ m}$  eingesetzt worden.

### β. Senkkasten aus Mauerwerk.

#### Litteratur:

Zeitschr. d. österr. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1879, S. 41; Gärtner über den Bau der Lauenburger Elbbrücke. — Dieselbe Arbeit, ins Holländische übertragen, in *Tijdschr. van het Koninklijk Inst. v. Ingen.* 1881, S. 231. — *Ann. d. ponts et chauss.* 1883, Février; Séjourné über den Bau des Viadukts bei Marmamde. — Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1884. H. IV; L. Brennecke über Senkkasten aus Mauerwerk. — Ebenda H. 6; Wiesner; Bau der Elbbrücke bei Lauenburg.

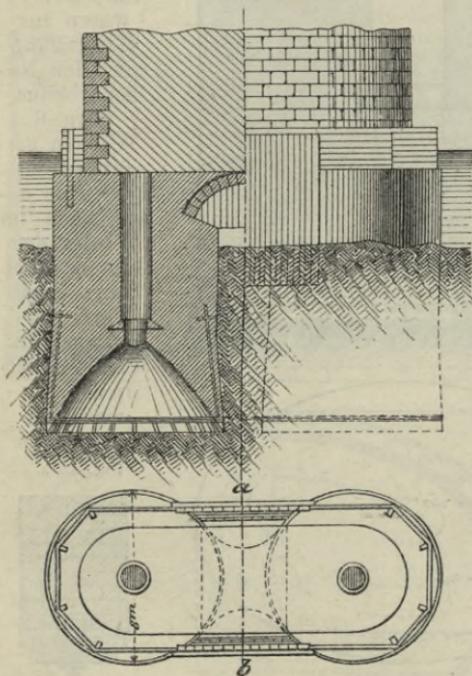
#### 1. Beschreibung der Senkkasten.

Das Bestreben, den Verbrauch des theuren Eisens bei Senkkasten möglichst einzuschränken, führte zu dem Versuch, dieselben aus Mauerwerk herzustellen. Schon beim Bau der Brücke über Oder und Parnitz bei Stettin, sowie über den Rhein bei Düsseldorf wurden Senkkasten verwendet, deren Umhüllung nur theilweise aus Eisenblech bestand, während ein grosser Theil aus Mauerwerk mittels Ueberkragung gebildet wurde. Indessen war das Eisengewicht ein erhebliches und noch grösser, als bei den ganz aus Eisen hergestellten Senkkasten der Elbbrücken bei Hämerten und Dömitz. Es enthielten nämlich die Senkkasten der Brücke: bei Hämerten 301 kg Eisen

"	"	"	Dömitz	251	"	"	} für 1 qm der Fundam.-Grundfläche.
"	"	"	Düsseldorf	397	"	"	
"	"	"	"	"	"	"	

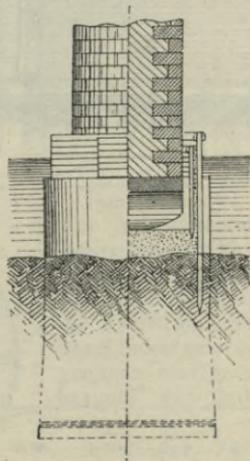
Jene beiden Bauwerke werden nur als Vorläufer der eigentlichen gemauerten Senkkasten hier erwähnt und sei darüber auf die betr. Litteratur verwiesen<sup>1)</sup>.

Fig. 453, 454.



Eine sehr bedeutende Eisensparniss gegenüber den eisernen wurde erst bei den gemauerten Senkkasten der Lauenburger Elbbrücke erreicht. Die Gründungen geschahen hier in verschiedener Weise. Die ersten Pfeiler wurden auf einzelne kleinere gemauerte Senkkasten von kreisförmigem Grundriss gestellt, die unter

Fig. 455.



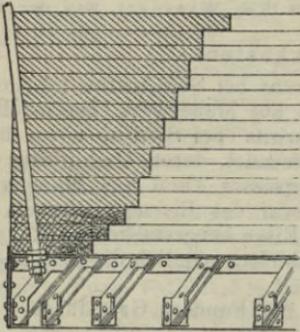
Wasser durch Bögen verbunden wurden, Fig. 453, 454, 455. Um die Bögen herstellen zu können wurden die Spundwände zwischen den runden Senkkästen geschlagen, an welche sich hölzerne kalfaterte Kästen über den beiden

Fundament-Körpern anschlossen. Die Sohle zwischen den Spundwänden und den beiden Fundam.-Körpern wurde betonirt und nach Erhärtung derselben das Wasser ausgepumpt. Die untere Arbeitskammer wurde, wie die Figuren zeigen,

<sup>1)</sup> „Erweiterungs-Bauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn“, und „Fundirung der Eisenbahnbrücke über die Parnitz bei Stettin“; Wochenbl. des Archit.-Ver. zu Berlin 1867. — Rheinbrücke bei Düsseldorf i. d. Zeitschr. f. Bauw. 1872 und Zeitschr. d. Archit. u. Ingen.-Ver. zu Hannover, 1873, S. 92; 1876, S. 323; 1879, S. 525.

aus überkragtem Ziegelmauerwerk gebildet, welches unten auf einem eisernen Kranz, Fig. 456, von 40 cm Höhe, der aus einem wäger. und 2 senkr. Blechen von je 10 mm Stärke und den nöthigen L-Eisen und kleinen Konsolen gebildet wurde. Ueber den eisernen Schlingen folgten 3 Bohlenlagen aus Rothbuchenholz

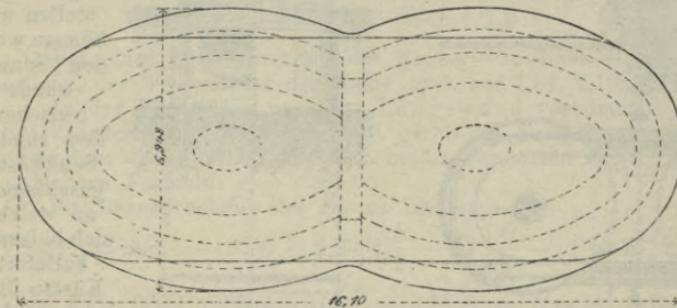
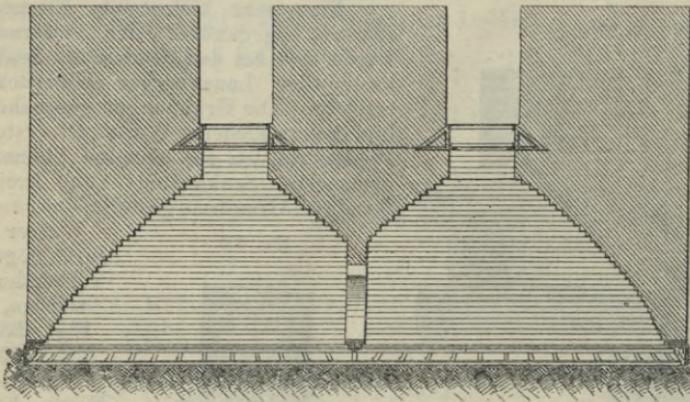
Fig. 456.



von je 8 cm Stärke, die um ebenso viel nach innen überkragten. Vor dem Aufeinanderlegen wurden die Bohlen beiderseitig mit Theer gestrichen, dann auf die eisernen Schlinge geschraubt und schliesslich kalfatert. Auf die obere Bohle wurde das Mauerwerk gesetzt, das mit dem eisernen Kranze durch 3 m lange Anker von 2 cm Stärke verbunden ward. Oben am Schlusse der Auskragung wurde ein Schachtrührstützen mit wäger. Platte, die in das Mauerwerk einband, eingelegt; auf diesen wurden die später wieder zu entfernenden Schachtröhre festgeschraubt.

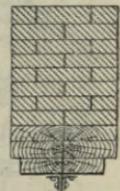
Bei der Gründung des ersten Stropfweilers erwies sich die Herstellung des Verbindungsbogens unter Wasser nicht nur als sehr kostspielig (etwa 5100 M. ohne Gerätekosten), sondern auch

Fig. 457, 458.



namentlich als sehr zeitraubend: es waren zur Herstellung mit allen Nebenarbeiten etwa 6 Wochen erforderlich. Es wurde daher noch im Winter des ersten Baujahrs vom Verf. ein Entwurf für einen einheitlichen gemauerten Senkkasten

Fig. 458a.



für jeden Stropfweiler von ellipt. Grundrissform mit Axen von 7 und 15,9 m Länge ausgearbeitet, der indessen nicht zur Ausführung kam, weil die Behörde diese Form des Kastens zu gewagt fand. Statt der einen Ellipse wurden als Grundriss für die noch übrigen 2 Stropfweiler vielmehr 2 sich durchschneidende Ellipsen gewählt, Fig. 457, 458. Zwischen den Schnittpunkten der Ellipsen wurde eine Querverbindung, Fig. 458a, angeordnet, über welche ein Gurtbogen gespannt wurde, auf den sich das Mauerwerk aufsetzte. Der Hohlraum bestand so aus

2 Kuppeln, in deren Schluss je ein Schachtröhrostutzen eingemauert ward. Die beiden Stützen wurden sowohl unter sich durch ein starkes, eisernes Zugband, als auch mit dem eisernen Schlinge durch Anker verbunden. Letzteres, Fig. 459, war ähnlich wie dasjenige der kreisförmigen Senkkasten des ursprünglichen Entwurfs gebildet. Auch die 3 Bohlenlagen behielt Verf. bei, weniger indessen, weil er dieselben für nothwendig hielt, als vielmehr, weil die bereits abgeschlossene Verdingung für sämtliche Senkkasten diese Bohlen vorgesehen

Fig. 459.

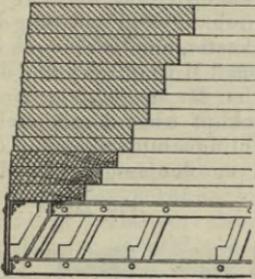
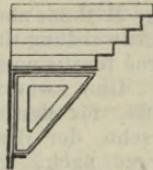


Fig. 460.



Eisen ein innigerer als derjenige an das Holz. Es wird also die zweitbeschriebene Ausführung auch dichter werden als die andere.

Fig. 461.

Fig. 462.

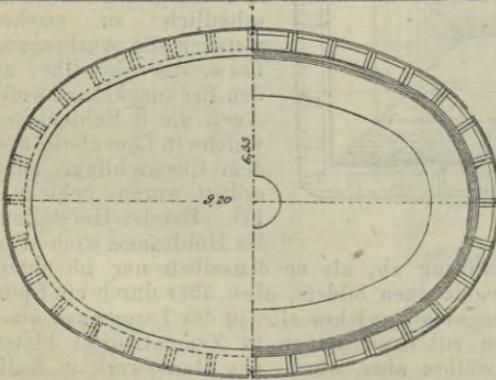
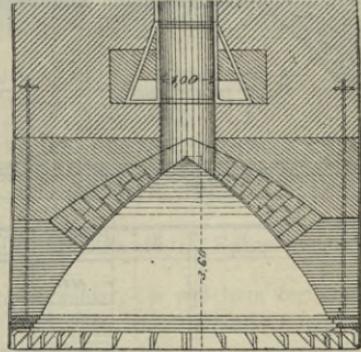
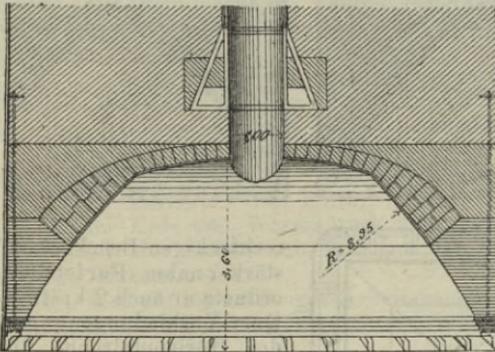


Fig. 463.

Das Mauerw. zur Bildung der Arbeitskammer wurde in Lauenburg durchweg in gutem, nicht zu langsam bindenden Zementmörtel ausgeführt. Für die überkragenden Steine wurden Klinker verwendet; indessen genügen hierfür auch hart gebrannte gewöhnliche Ziegelsteine.

Trug der Verfasser schon kein Bedenken bei der Bearbeitung des umgearbeiteten Entwurfs als Grundrissform für die gemauerten Senkkasten eine einheitliche Ellipse mit sehr flachen Längsseiten anzuwenden, so empfahl derselbe in seiner bereits im Winter 1882 zu 1883 geschriebenen Arbeit „Ueber Senkkasten aus Mauerwerk“ (Zeitschr. des Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1884, H. IV.) solche mit

geraden Längswänden, die sich der Pfeilerform enger anschliessen, in Folge dessen Mauermassen und Erdarbeiten sich vermindern.

Noch bevor diese Arbeit gedruckt wurde brachten die *Ann. d. ponts et chauss. 1883, Février* eine Veröffentlichung über eine Ausführung derartiger gemauerter Senkkasten mit geraden Seitenwänden bei dem Viadukt zu Marmande in Frankreich, welche die Ausführbarkeit des vom Verf. gemachten Vorschlags bestätigten. Für die Pfeiler desselben waren ursprünglich eiserne Senkkasten entworfen und war auch die Mehrzahl derselben bereits in dieser Weise gegründet, als der den Bau leitende Ingenieur Séjourné durch die Veröffentlichung Gärtner's: „Entwicklung der pneumat. Fundirungs-Methode und Beschreibung der Fundirung der Elbbrücke bei Lauenburg“ von der Anwendung der Senkkasten aus Mauerwerk erfuhr. In Folge dessen wandte Séjourné für die noch übrigen 3 Mittelpfeiler und den Brückenkopf diese neue Bauart an. Und zwar wählte er für die erstern einen elliptischen Grundriss, Fig. 461—463, für den Brückenkopf aber einen rechteckigen, Fig. 464—466. Den Querschn. der BrunnenSchlinge bildete er für die Mittelpfeiler genau dem Lauenburger nach, während er denjenigen für den

Fig. 464.

Fig. 465.

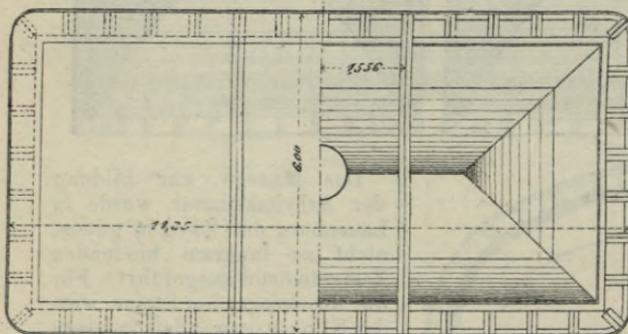
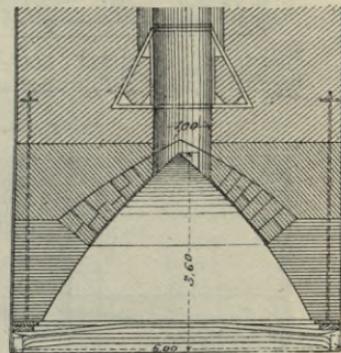
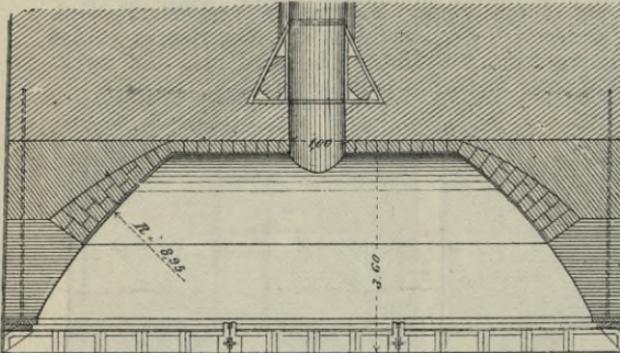


Fig. 466.

rechteckigen Brückenkopf stärker nahm. Für letztern ordnete er auch 2 kräftige Quer-Verbindungen an, um den Horizontalschub unschädlich zu machen, welchen die Auskragung, bzw. das Gewölbe, auf den Brunnenkranz ausübt. Auch die 3 Bohlenlagen, welche in Lauenburg über dem Eisenschlinge angeordnet waren, behielt er bei. Bei der Herstellung des Hohlraums wich er

sofern von der Lauenburger Ausführung ab, als er denselben nur im untern Theile durch Ueberkragung mit Ziegelsteinen bildete, oben aber durch ein Spitzbogen-Gewölbe aus Werksteinen abschloss, welches also in der Längsaxe einen Grat bildete. Diese Bögen wurden mit Bruchsteinen in Zementmörtel hintermauert; über dem Schlusse des Gewölbes aber wurde das Mauerwerk in Kalkmörtel ausgeführt.

Es ist selbstverständlich, dass das Mauerw. für die Arbeitskammer mit vollen Fugen und besonderer Sorgfalt ausgeführt werden muss. Ein Putzen der Wandflächen (innen und aussen) wurde in Lauenburg nur bei einem der kleinsten kreisrunden Senkkasten von 4 m Durchm. nachträglich ausgeführt, weil

derselbe einen Riss bekommen hatte. In Marmande dagegen ist ein glatter und dichter Putz bei allen 4 Senkkasten vorgesehen worden. Bei gutem Mauerw. ist ein solcher nicht unbedingt nothwendig aber jedenfalls sehr empfehlenswerth. Der innere Wandputz erhöht sehr wesentlich die Dichtigkeit des Senkkastens, wie man aus dem von Séjourné mitgetheilten Luftverbrauch ersehen kann, der sich bei den in solcher Weise hergestellten gemauerten Senkkasten wesentlich niedriger stellte, als bei den eisernen. Der äussere Wandputz vermindert die Seitenreibung in dem umgebenden Erdreiche.

Betreffs der Form des Hohlraums ist Folgendes hervor zu heben: Es empfiehlt sich nicht, wie dies in Marmande geschehen, in der Längensaxe einen wagerechten Grad anzuordnen, weil einmal das Dichtmachen etwa eingetretener Risse durch diese Form erschwert wird, und weil 2. dadurch die Möglichkeit ausgeschlossen ist, den Hohlraum nach beendeter Versenkung und Entfernung der Schleusen und Schachtrohre ohne verdichtete Luft in gewöhnlicher Weise mit Beton auszufüllen.

Es ist zweckmässiger auch für Senkkasten mit ganz geraden Wänden, einzelne Gurtbögen anzuordnen und nach jedem Schachtrohre hin den Hohlraum kegelförmig zu gestalten. Man kann in diesem Falle bei Eintreten von Rissen, von den eisernen Schachtrohren aus beginnend, jene sehr bequem wieder verstreichen. Desgl. wird bei einer Betonausfüllung ohne Anwendung verdichteter Luft höchstens unter dem Gurtbogen ein kleiner Hohlraum verbleiben, dessen Entstehung man übrigens auch durch vorheriges Untermauern des Bogens leicht vorbeugen kann. Die eisernen Querverbindungen darf man nicht zu niedrig legen, weil sie sonst bei einem starken Setzen des Senkkastens leicht durch den eindringenden Boden nach oben verbogen werden und dabei die Seitenwände zerstören. Man ordnet sie am besten oberhalb des eisernen Schlinges in fester Verbindung mit demselben an.

## 2. Statische Berechnung gemauerter Senkkasten.

Hierüber hat Verf. in den Annalen f. Gew. u. Bauw. 1883 eine Untersuchung veröffentlicht, der das Nachstehende entnommen wird:

Die Kräfte, welche auf die Wände des Senkkastens in wager. Richtung wirken, sind diejenigen, welche in erster Linie zu berücksichtigen sind. Es sind dies:

1. der Luftdruck von innen,
2. der Erd- und Wasserdruck von aussen und:
3. der Horizontalschub, welchen das Pfeiler-Mauerwerk in Folge der Auskrugung erzeugt.

Es wird ein regelmässiger Arbeitsgang voraus gesetzt, bei welchem der innere Luftdruck mindestens = dem äussern Wasserdruck ist.

Fig. 467.

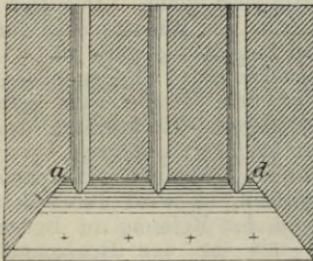
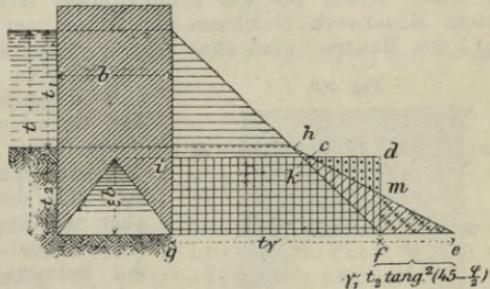


Fig. 468.



Bei Senkkasten von rechteckiger Grundrissform mit der Länge  $l$  und der Breite  $b$ , deren Längenschnitt ein Parallelogramm, Fig. 467, bildet, wird der Querschnitt des Hohlraums ein gleichschenkl. Dreieck sein, dessen Höhe zur Breite  $b$  in bestimmtem Verhältnisse steht, also  $= \varepsilon b$  ist. Die Wassertiefe sei  $t_1$ , die Tiefe der Versenkung in den Boden  $t_2$ , der Abstand der Senkkastenschneide  $v$ . Wasserspiegel also  $t_1 + t_2 = t$ . Nach den S. 172 ff. angestellten Erörterungen über die Grösse des Erd- und Wasserdrucks erhält man für die gerade Seitenwand eines Senkkastens, der in durchlässigem Boden steht, die in Fig. 468 dar-

gestellte Druckfigur. In derselben stellt das senkr. gestrichelte Rechteck den Luftdruck dar. Die Höhe desselben ist = der Höhe des Senkkastens  $\epsilon b$  und die Grundlinie =  $\gamma t$ , wenn  $\gamma$  das Gew. von 1 cbm Wasser = 1 t bedeutet. Die Fläche desselben (in qm)  $\times 1 t$  giebt also unmittelbar die Grösse des auf 1 m Wandlänge wirkenden innern Luftdrucks.

In gleicher Weise stellen das wager. gestrichelte Dreieck  $afg$  den ganzen Wasserdruck =  $\frac{\gamma t^2}{2}$  für 1 m Wandlänge und das Parallelogramm  $ikfg$  den äussern Wasserdruck auf 1 m Wandlänge des Senkkastens dar.

Die Grundlinie des Druck-Dreiecks bzw. -Trapezes ist:  $t\gamma = t1 =$  der Grundlinie des Luftdruck-Rechtecks. Dem Wasserdruck tritt noch der Erddruck hinzu, dessen Druckfigur das schräg gestrichelte Dreieck  $hef$  ist. Der Erddruck ist:  $\gamma_1 \frac{t_2^2}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ , worin für durchlässigen Boden, bei welchem bereits der volle Wasserdruck  $\gamma \frac{t^2}{2}$  in Rechnung zu stellen ist,  $\gamma_1$  das Gew. von 1 cbm Boden abzüglich des Gewichts-Verlustes im Wasser bedeutet.  $\gamma_1$  ist (S. 176) rd. 1 t.

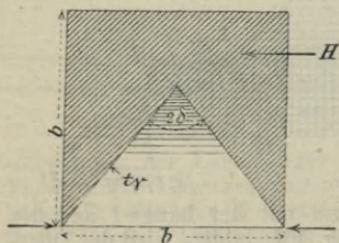
Um alle 3 wager. Kräfte unmittelbar nach den Flächen vergleichen zu können, ist die Grundlinie  $fe$  des Dreiecks =  $\gamma_1 t_2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$  zu machen, während die Höhe =  $t_2$  ist. Der auf 1 m Wandlänge entfallende Erddruck ist also durch das Parallelogramm  $kcef$  gegeben. Aus der Figur folgt unmittelbar, dass bei den dargestellten Tiefenverhältnissen im obern Theile des Senkkastens der Luftdruck den Erd- und Wasserdruck überwiegt, und zwar um eine Grösse, welche für 1 m Wandlänge = der Fläche des durch Punktirung zwischen Linien unterschieden Dreiecks  $cdm$  ist. Im untern Theil dagegen überwiegen Erd- und Wasserdruck um das (durch + Zeichen unterschiedene) Dreieck  $mfe$ .

Wenn man die in der Richtung von innen nach aussen wirkenden Kräfte als positive bezeichnet, die in umgekehrter Richtung wirkenden dagegen als negative, so wird die aus Luft-, Erd- und Wasserdruck sich nach der Figur ergebende Beanspruchung in t:

$$= \epsilon b \left\{ \gamma \frac{\epsilon b}{2} - \gamma_1 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left( t_2 - \frac{\epsilon b}{2} \right) \right\}.$$

Hierzu tritt noch als positive Kraft der Horizontalschub des Mauerw., welcher allgemein für 1 m Wandlänge =  $H$  sei. Zur Bestimmung von  $H$  wird angenommen, dass nur ein Körper von der in Fig. 469 dargestellten Grösse Horizontalschub ausübe, alles übrige höher liegende Mauerwerk aber nur noch mit senkr. Druck auf dem Brunnenkranz laste, indem das untere bereits erhärtete Mauerwerk gleichsam als Balken zur Uebertragung diene. Das Gew. von 1 cbm Mauerw. wird ohne Rücksicht auf den Auftrieb des Wassers oder der verdichteten Luft bei Ziegelmauerwerk zu 1,8 t und bei Bruchsteinmauerw. zu 2,4 t angenommen.

Fig. 469.



Bei Gründungen auf dem Lande wird man schon aus Bequemlichkeits-Rücksichten das Mauerw. nicht höher als  $b$  (m) aufführen, bevor man mit der Versenkung beginnt. Hat man aber mit dieser begonnen, so wird durch den Auftrieb der Luft und der Reibung im Boden die Belastung und mit ihr der Horizontalschub wesentlich vermindert. Desgleichen wird man bei Gründungen im Wasser schon um die Gerüste zu entlasten die Oberkante des Mauerw. nur wenig über den Wasserspiegel vorragen lassen. Das ins Wasser eingetauchte Mauerwerk wird aber 1000 kg für 1 cbm weniger Belastung und einen entsprechend geringern Horizontalschub ausüben.

Da man zur Herstellung gemauerter Senkkasten in der Regel Ziegelmauerw.

verwendet wird, so erzeugt bei Eintauchung in Wasser erst ein Fundam. Körper von nahezu  $2b$  (m) Höhe, Fig. 470, den Horizontalschub  $H$ , welchen der Berechnung als grösster zu Grunde zu legen empfohlen wird. Dass bei der sorgfältigen Ausführung des Mauerw., welche die Senkkasten der Dichtigkeit wegen verlangen und bei Verwendung von gutem Zementmörtel der Horizontalschub grösser werden könnte als angenommen, ist zwar nicht zu widerlegen, aber jedenfalls im höchsten Grade unwahrscheinlich.

Fig. 470.

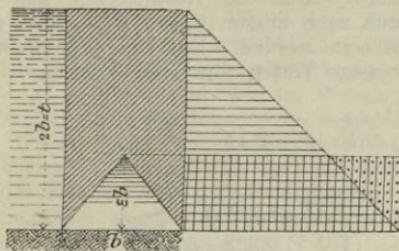
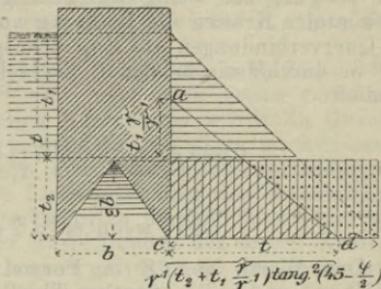


Fig. 471.



Wird also diese Belastungsannahme zugelassen, so berechnet sich  $H$  für 1 m Wandlänge zu:

$$H = \frac{b^2 (3 - 2\epsilon) a}{12 (1 + \epsilon)}, \text{ worin } a \text{ das Gew. von 1 cbm Mauerw. bedeutet.}$$

Als Gesamtbeanspruchung der Seitenwand in wäger. Richtung erhält man also für 1 m Wandlänge bei durchlässigem Boden:

$$\text{I. } Z = \frac{b^2 (3 - 2\epsilon) a}{12 (1 + \epsilon)} + \epsilon b \left\{ \gamma \frac{\epsilon b}{2} - \gamma_1 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left( t_2 - \frac{\epsilon b}{2} \right) \right\}.$$

In Lehm Boden wirkt das Wasser über demselben nur noch als Auflast.

Anstatt der Wasserschicht der Höhe  $t_1$  wird hier eine Erdschicht von  $t_1 \frac{\gamma}{\gamma'}$  Höhe in die Rechnung eingeführt, worin  $\gamma$  das Gewicht von 1 cbm Wasser und  $\gamma'$  das Gew. von 1 cbm mit Wasser gesättigten Bodens bedeutet (also ohne Abzug des Gewichtsverlustes durch Eintauchen. Dann ist der ganze Erd- und Wasserdruck auf 1 m Wandlänge:

$$= \gamma' \frac{\left( t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} \right)^2}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

und die Druckfigur, Fig. 471, ist ein Dreieck, dessen Höhe  $= t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'}$  und dessen Grundlinie  $= \gamma' \left( t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} \right) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ .

Der Theil des Drucks, welcher die Wand des Senkkastens trifft (das Trapez  $cdef$ ), ist  $= \gamma' \epsilon b \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left( t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} - \frac{\epsilon b}{2} \right)$ .

Die Grösse des Luftdrucks und des Horizontalschubs, den das Mauerw. erzeugt, bleibt unverändert, so dass als Gesamthorizontalkraft auf 1 m Wandlänge bei einer Versenkung in Lehm Boden sich ergibt:

$$\text{II. } Z = \frac{b^2 (3 - 2\epsilon) a}{12 (1 + \epsilon)} + \epsilon b \left[ \gamma t - \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left( t_2 + t_1 \frac{\gamma}{\gamma'} - \frac{\epsilon b}{2} \right) \right].$$

Werden in die Formeln Zahlenwerthe eingeführt, so ist  $a$  für Ziegelmauerw.  $= 1,8$  für Bruchst.  $2,4$  t,  $\gamma = 1$ ,  $\gamma_1$  in Formel I. (d. i. Gew. von 1 cbm Schotter nach Abzug des Gew.-Verlustes im Wasser)  $=$  rd.  $1$  t, der nat. Böschungswinkel für Schotter aus runden Steinen, Formel I,  $= 30^\circ$ . Es folgt darnach (aus Formel I):

$$\text{Ia. } Z = \frac{0,15^{(0,2)} b^2 (3 - 2\epsilon)}{1 + \epsilon} + \epsilon b \left\{ 0,667 \epsilon b - 0,333 t_2 \right\} \text{ in t.}$$

Der übergeschriebene Ziffernwerth im ersten Gliede (0,2) entspricht dem Bruchsteinmauerw., der Werth 1,5 dem Ziegelmauerw.

Aus Formel II. erhält man für  $\varphi = 17^\circ$  und  $\gamma' = 2,04 t$  nach gehöriger Umformung:

$$\text{IIa. } Z = \frac{0,2}{1 + \epsilon} (3 - 2\epsilon) + \epsilon b [0,452 t_1 + 0,559 \epsilon b - 0,117 t_2] t_1.$$

Schon aus den Figuren ist ersichtlich, dass bei durchlässigem Boden in der Regel, bei wenig durchlässigem aber stets die Resultirende aus den horizontalen Kräften die Richtung von innen nach aussen haben wird, dass also die Querverbindungen auf Zug beansprucht sein werden. Das Umgekehrte wird nur in durchlässigem Boden bei sehr grossen Tiefen eintreten können, wenn nämlich:

$$0,333 \epsilon b t_2 > 0,667 (\epsilon b)^2 + \frac{0,2}{1 + \epsilon} (3 - 2\epsilon)$$

oder: wenn  $t_2 > 2 \epsilon b + \frac{0,2}{(1 + \epsilon) 0,333 \epsilon b} (3 - 2\epsilon)$  wird.

Der Werth von  $Z$  in Formel I. bez. Ia. wird sein positives Maximum erreichen, wenn der negative Theil des zweiten Gliedes zu Null wird. Dieser Werth von  $Z$  lautet dann:

$$\text{III. } Z_{\text{max.}} = \frac{b^2 (3 - 2\epsilon) \alpha}{12 (1 + \epsilon)} + \frac{(\epsilon b)^2 \gamma}{2}, \text{ bezw. mit Einführung der Zahlenwerthe:}$$

$$\text{IIIa. } Z_{\text{max.}} = \frac{0,2}{1 + \epsilon} (3 - 2\epsilon) b^2 + 0,5 (\epsilon b)^2 \text{ in } t \text{ für } 1 \text{ m Wandlänge.}$$

Dieser Werth von  $Z$  entspricht für Ziegelmauerw. ungefähr derjenigen Stellung des Senkkastens, welche Fig. 470 zeigt, wenn der Hohlraum bereits mit verdichteter Luft gefüllt ist. Verf. empfiehlt, diesen Werth ein für allemal (auch bei Lehm Boden) der Berechnung der Eisenheile gemauerter Senkkasten zu Grunde zu legen und auf Formel I. nur zurück zu greifen, wenn besonders grosse Tiefen  $t_1$  und  $t$  vorliegen, namentlich wenn  $t_1$  wesentlich  $> 2b$  wird.

Die nach Formel III. bestimmten Querschnitte der Querverbindungen werden auch genügen, eine in grossen Tiefen etwa auftretende Druckspannung aufzunehmen, wenn jene hierfür geeignet geformt sind. Dieselbe Formel liefert auch die Kräfte, welche das eiserne Brunnenschling in wagerechter Richtung zu verbiegen streben und denen entsprechend das Widerstandsm. des Querschn. derselben in Bezug auf eine senkr. Axe gewählt werden muss. Dieselben sind dabei als eingeklemmte Balken zu betrachten, auf denen die Last gleichmässig vertheilt ist ( $Ql = 12Wk$ ) und denen die Punkte, an welchen die Querverbindungen befestigt sind, als Stützpunkte dienen.  $k$  kann unbedenklich zu  $1000 \text{ kg/qem}$  genommen werden.

Hier seien noch solche Bodenarten besonders erwähnt, die einen sehr bedeutenden äussern Druck ausüben, weil ihr natürlicher Böschungswinkel  $\varphi$  nahezu  $= 0$  ist; es sind dies Triebsand und Schlamm.

Dieselben gleichen in ihrem Verhalten fast ganz den Flüssigkeiten und die Folge davon ist, dass sie auch einen grössern Luftdruck erfordern, als denjenigen, welcher dem äussern hydrostat. Druck entspricht. Man hat diese Beobachtung bei dem Bau des Tunnels unter dem Hudson gemacht, der mit Hülfe von verdichteter Luft vorgetrieben wird. Es muss nämlich der Luftdruck in solchem Boden nicht mehr einer Wassersäule von  $t$  (m) Höhe das Gleichgew. halten, sondern einer aus Wasser und Triebsand bez. Schlamm bestehenden Säule, deren spezif. Durchschnitts-Gew.  $\gamma''$  bedeutend höher ist als das Gew.  $\gamma$  des Wassers.

Für derartigen Boden würde Formel II. die Form der Formel III. annehmen mit dem einzigen Unterschiede, dass das 2. Glied anstatt  $\gamma$  den Faktor  $\gamma''$  erhielte:

$$\text{IV. } Z = \frac{b^2 \alpha (3 - 2\epsilon)}{12 (1 + \epsilon)} + \frac{(\epsilon b)^2 \gamma''}{2}.$$

Wenn über dem Triebande keine Wasserschicht steht ( $t_1 = 0$  und  $t_2 = t$ ), wird  $\gamma''$  nahezu  $= 2\gamma$ . Dann wäre der Werth von  $Z$  wesentlich grösser als derjenige aus Formel III., der zu allgemeiner Anwendung empfohlen ward. Trotzdem wird es genügen, auch in diesem Falle den Werth aus Formel III. für  $Z$  beizubehalten; denn mit dem stärkern Horizontalschub, welcher (durch  $\gamma''$ ) das zweite Glied der Formel vergrössert, wächst in gleichem Verhältnisse der Auftrieb des Luftdrucks, und damit vermindert sich wieder der Horizontalschub der Auskrägung ( $H$ ).

Man wäre somit berechtigt, das 1. Glied der Formel IV. entsprechend zu verkleinern, so dass der Werth von  $Z$  im ganzen nahezu unverändert gegen den aus Formel III. berechneten bleiben würde.

Die Mittelkraft der Beanspruchungen, welche die Senkkasten in Schlamm oder Trieband erfahren, ist wie im Wasser, stets von innen nach aussen gerichtet. Die Druckfiguren würden also der Fig. 468 ähnlich werden; nur würde die Grundlinie des Dreiecks und Rechtecks nicht  $= t\gamma$ , sondern  $= t\gamma''$  zu machen sein.

Wenn in Formel III. für die Berechnung der eisernen Querverbindungen und des Kranzes der ganze Ueberschuss des Luftdrucks über den Wasserdruck aufgenommen worden ist, so geht aus den Druckfiguren hervor, dass diese Annahme viel zu ungünstig ist. Die Lage der Resultirenden aus diesen Kräften greift nämlich, so lange sie von innen nach aussen gerichtet ist, also jedenfalls während des grössern Theils der Gründungsdauer, zwischen  $\frac{1}{2}$  und  $\frac{2}{3}$  der Höhe des Hohlraums von Unterkante des Senkkastens gerechnet, an. Die aus Formel III. berechneten Werthe geben also für die Eisentheile reichlich grosse Stärken.

Fig. 472.

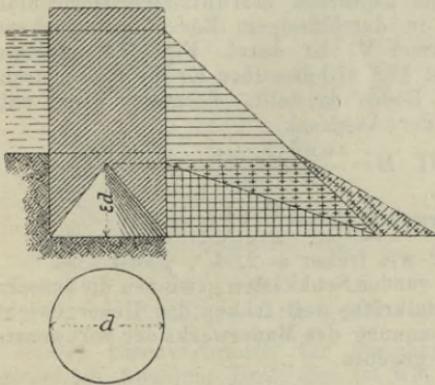
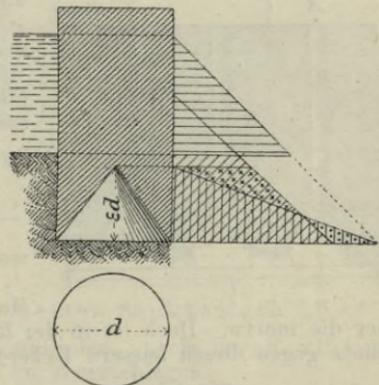


Fig. 473.



Die hohe Lage der Mittelkraft macht es auch wieder empfehlenswerth, die Querverbindungen nicht zu niedrig anzubringen. Bei sehr breiten und in Folge dessen sehr hohen gemauerten Senkkasten empfiehlt es sich wohl, 2 Reihen Querverbindungen über einander anzuordnen.

Die obern, welche nur Zugspannung erhalten, würde man etwa in der Höhe  $\frac{3}{4} \epsilon b$  über der Schneide anbringen und für die Berechnung des Querschnitts  $\frac{(\epsilon b)^2}{4}$  für 1 m Wandlänge annehmen. Die untern, mit dem Brunnenschlinge in festem Zusammenhange stehenden Verbindungen würden zur Aufnahme von Zug und Druck passend einzurichten und entsprechend schwächer zu wählen sein, als es Formel III. verlangt. —

Bisher ist nur von Senkkasten mit rechteckigem Grundriss gesprochen worden, deren Hohlraum, durch gleichmässige Auskrägung geschlossen, einen wagen. Grad in der Mitte zeigt. Wesentlich anders gestalten sich die Verhältnisse bei kegelförmigen Hohlräumen, welche, wie S. 225 hervor gehoben, den erwähnten vorzuziehen sind.

Es möge zuerst der einfache Fall betrachtet werden, dass der Grundriss ein Kreis und der Hohlraum ein einiger gerader Kegel sei, Fig. 472, 473. Der Durchm. des Grundrisses sei  $d$  und die Höhe des Kegels  $\epsilon d$ .

In diesem Falle wird der Luftdruck im Innern geringer, weil einem Rechteck der äussern Wandfläche von 1 m Breite und der Höhe  $\epsilon d$  im Innern nur ein Dreieck von 1 m Grundlinie entspricht. Der von innen nach aussen wirkende Horizontalschub der Luft ist für 1 m-Wandlänge nur  $= \frac{\epsilon d t \gamma}{2}$ , während der äussere Erd- und Wasserdruck sich gegen früher nicht ändert. Desgleichen vermindert sich auch der Horizontalschub des Mauerw. eines Körpers von der Höhe  $d$ , indem derselbe:  $H = \frac{\alpha d^2 (2 - \epsilon)}{24(1 + \epsilon)}$  wird.

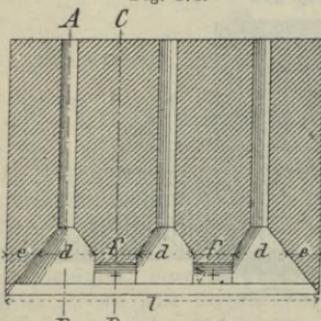
Man erhält alsdann für runde Senkkasten in durchlässigem Boden, entsprechend Formel I:

$$V. Z = \frac{\alpha d^2 (2 - \epsilon)}{24(1 + \epsilon)} + \epsilon d \left[ \frac{\gamma}{2} (\epsilon d - t) - \gamma_1 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left( t_2 - \frac{\epsilon d}{2} \right) \right].$$

Wenn man wie früher Zahlenwerthe einführt und die negativen Glieder fortlässt, so erhält man entsprechend Formel III:

VI.  $Z_{\max.} = \frac{0,075 d^2 (2 - \epsilon)}{1 + \epsilon} + 0,5 \epsilon d (\epsilon d - t)$  in  $t$  für 1 m äussere Wandlänge als denjenigen Werth des innern Horizontalschubs, welcher die grösste Zugspannung in dem eisernen Brunnenschlinge hervor ruft. Derselbe entspricht einer Stellung des Senkkastens noch ganz über dem Boden ( $t_2 = 0$ ), während bereits Luft eingeführt ist.

Fig. 474.



Die grafische Darstellung der aus Wasser-, Erd- und Luftdruck herrührenden Horizontalschübe in durchlässigem Boden (entsprechend der Formel V) ist durch Fig 472 gegeben, während Fig. 473 dieselben Kräfte für undurchlässigen Boden darstellt. Letzterer Figur entspricht der Ausdruck:

$$VII. H = \frac{\alpha d^2 (2 - \epsilon)}{24(1 + \epsilon)} + \epsilon d \left\{ \frac{\gamma t}{2} - \gamma' \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left( t_2 + t_2 \frac{\gamma}{\gamma'} - \frac{\epsilon d}{2} \right) \right\},$$

worin  $\gamma'$  wie früher  $= 2,04 t$ ,  $\gamma = 1 t$  ist.

Bei runden Senkkasten gewinnen die äussern Horizontalkräfte weit früher das Uebergewicht über die innern. Doch ist in der Ringspannung des Mauerwerks der wirksamste Schutz gegen diesen äussern Ueberdruck gegeben.

Fig. 475.

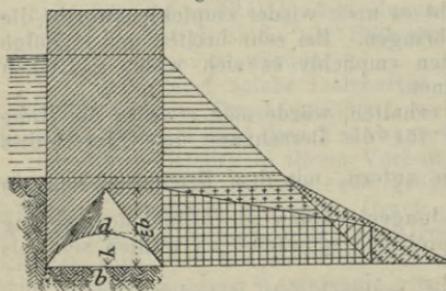
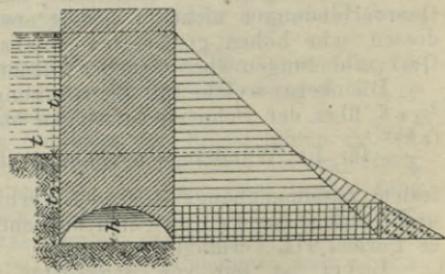


Fig. 476.



Wie bereits Seite 215 hervorgehoben, ist es auch bei Anwendung rechtwinkl. Grundrissformen für die gemauerten Senkkasten empfehlenswerther, die Hohlräume unter den Schachtröhren kegelförmig zu gestalten in einer Weise, wie dies Fig. 474 und die folgenden zeigen, welche auch die Druckfiguren für derartige Senkkasten darstellen.

Fig. 475 zeigt die Druckfigur für den Schnitt  $AB$  der Fig. 474 in durchlässigem Boden und Fig. 476 für den Schnitt  $CD$ ; Fig. 477 und 478 geben die entsprechenden Darstellungen für dichten Boden.

Für den obern Theil des Senkkastens, welcher durch die 3 kegelförm. Hohlräume von  $d$  (m) Durchm. und  $\epsilon d$  (m) Höhe gebildet wird, ist stets ein äusserer Ueberdruck vorhanden, wenn man den Horizontalschub des Mauerw. ausser Acht lässt; jedenfalls bedarf es keiner Verankerungen. Die Beanspruchung des untern Theils bis zur Höhe  $h = \epsilon b - \epsilon d$  entspricht, abgesehen von dem Schube des Mauerw., ganz derjenigen von Senkkasten nach Fig. 467. Man wird also in den zweiten Gliedern der für letztere entwickelten Formeln I. bis III. anstatt  $\epsilon b$  einsetzen müssen:  $\epsilon b - \epsilon d$ . Zu dem Schube der Auskrägung, den das erste Glied der Formel darstellt, tritt hier allerdings noch derjenige Schub, welchen die Bögen ausüben, die das Mauerwerk bis zur Höhe der Auskrägung tragen müssen. Falls diese Bögen aber nicht sehr flach sind, wird es unnöthig sein, ihretwegen die Querverbindungen, welche bei dieser Konstruktion ihren Platz an den Widerlagern der Bögen finden, zu verstärken. Man kann dieselben vielmehr auch hier nach Formel III. berechnen, selbstredend mit der vollen Höhe  $\epsilon b$  (nicht etwa mit der Höhe  $\epsilon b - \epsilon d$ ).

In ähnlicher Weise kann man sich über die Beanspruchung anderer Formen gemauerter Senkkasten in genügender Weise Rechenschaft geben, z. B. über diejenige von Senkkasten mit elliptischem Grundrisse. Es wird unterlassen, hierauf näher einzugehen, weil allgemeine Ausdrücke, welche man für dieselben entwickeln könnte, zu unübersichtliche Formen annehmen.

Fig. 477.

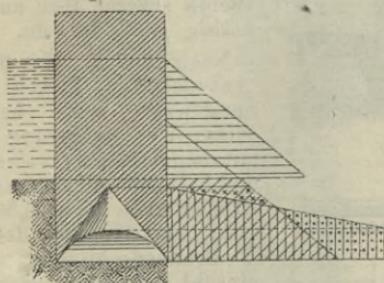
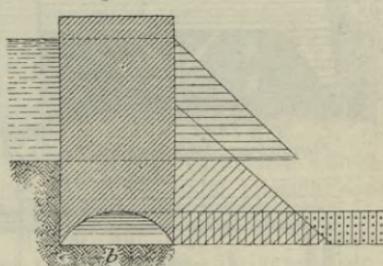


Fig. 478.



### 3. Eisenverbrauch bei gemauerten Senkkasten.

Der Eisenverbrauch für gemauerte Senkkasten, nach der S. 215 mitgetheilten Annahme berechnet, ist wie folgt zu veranschlagen:

Für kreisrunde oder wenigstens nahezu kreisrunde Senkkasten ohne Querverbindungen ist das Brunnenschling etwas stärker als in Hohnstorf und Marmande anzunehmen, wenn die 3 Bohlenlagen fortgelassen werden. Während bei den gen. Brücken 1 m eisernes Schling einschl. der Maueranker rd. 150 kg wog, sei dasselbe hier mit 180 kg in Ansatz gebracht.

Ein Schachtröhren-Ansatz wiegt rd. 575 kg. Wird mit  $a$  die Anzahl der Schachtröhren-Ansätze und mit  $U$  der Umfang des Senkkastens bezeichnet, so ist danach das Eisengewicht desselben:

$$I. P = 575 a + 180 U.$$

Bei kreisförmigem Grundriss wird allerdings  $a$  der Regel nach = 1 werden, bei elliptischem dagegen von grosser Grundfläche wird man auch 2 Schachtröhren anbringen können.

Bei geradwandigen Senkkasten wie auch elliptischen mit schwacher Krümmung der Längsseiten sind Quer-Verbindungen nothwendig, deren Stärke, wie S. 218 empfohlen ward, nach dem Ausdrücke:

$Z_{\max.} = \frac{b^2(3 - \epsilon)\alpha}{12(1 + \epsilon)} + \frac{(\epsilon b)^2 \gamma}{2}$  zu berechnen ist, welcher den Schub für 1 m Länge der Wandumfläche giebt.

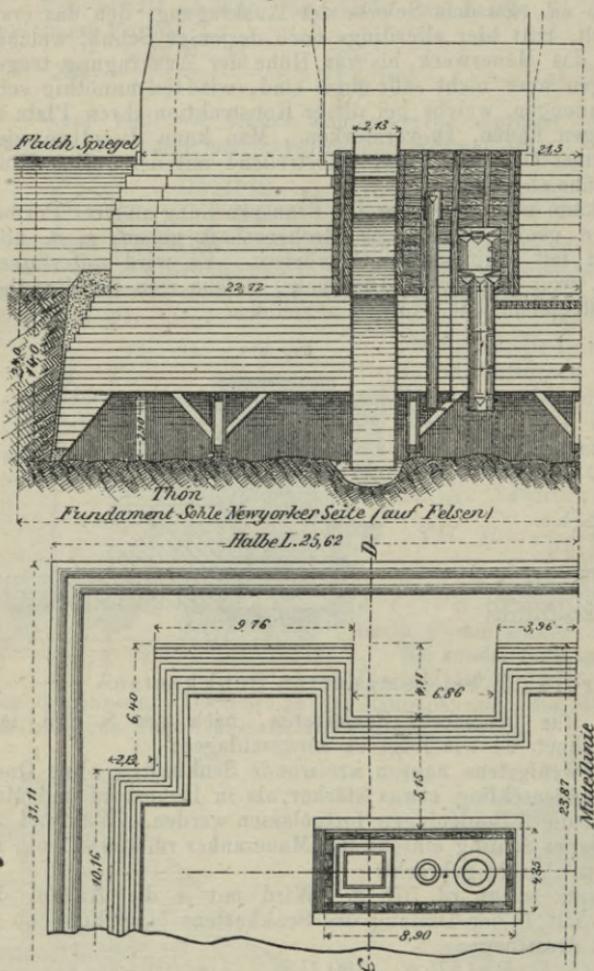
Sind auf der ganzen Länge  $l$  des Senkkastens  $n$  Quer-Verbindungen in gleichen Abständen von einander und von den Querwänden angebracht, so wird der ganze, durch sie aufzunehmende, Schub:

$$\Sigma(Z) = \frac{nl}{n+1} \left\{ \frac{l^2(3-\varepsilon)\alpha}{12(1+\varepsilon)} + \frac{(\varepsilon b)^2 \gamma}{2} \right\} = lb^2 \frac{n}{n+1} \left\{ \frac{(3-\varepsilon)\alpha}{12(1+\varepsilon)} + \frac{\varepsilon^2 \gamma}{2} \right\}.$$

Oder wenn für  $lb$  die Grundfläche  $G$  eingeführt wird:

$$\Sigma(Z) = Gb \frac{n}{n+1} \left\{ \frac{(3-\varepsilon)\alpha}{12(1+\varepsilon)} + \frac{\varepsilon^2 \gamma}{2} \right\}.$$

Fig. 479, 480.



Diesem Ausdrucke proportional muss der Querschnitt der sämtl. Quer-Verbindungen sein. Das Gewicht derselben wird also proportional einem Ausdrucke:  $G b^2 C$  sein müssen, da die Länge der Verbindungen =  $b$  ist. Die Konstante  $C$  berechnet sich nach dem Senkkasten mit 2 Quer-Verbindungen, welcher in Marmande verwendet wurde, zu 0,77; dieser Werth scheint aber unnöthig gross zu sein.

Nach der S. 215 ff. entwickelten Berechnungsweise muss bei einer Uebermauerung mit Ziegelsteinen  $C=0,4$  und bei einer solchen mit Bruchsteinen  $C=0,56$  sein. Das Gewicht des

Brunnenschlinges einschl. der Maueranker sei so gross wie in Marmande, d. i. zu rd. 227 kg für 1 m Länge angenommen; dann erhält man als Eisengewicht in kg:

II. u. III.  $P = 575 a + \begin{cases} 0,40 \\ 0,56 \end{cases} G b^2 + 227 U$   
bei Ziegelmauerwerk,  
bezw. bei Bruchsteinmauerwerk.

### γ. Senkkasten aus Holz.

Litteratur: Ann. de ponts et chauss., 1874; East-River-Brücke. — Engineering 1884, Januar; Bismarck-Brücke über den Missouri.

#### 1. Beschreibung der Senkkasten.

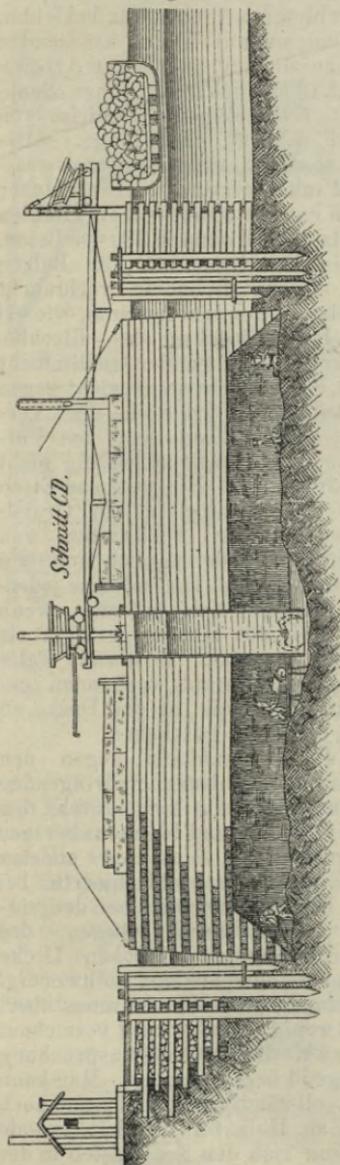
Wie man in Deutschland bestrebt war den Verbrauch an Eisen für die Senkkasten dadurch einzuschränken, dass man die Wände derselben aus Mauerwerk herstellte, so suchte man in Amerika das theure Metall durch das dort billige Holz zu ersetzen.

Die grossartigsten Ausführungen dieser Art sind die Senkkasten der East-

River-Brücke bei New-York mit 1594 bezw. 1632  $\text{qm}$  Grundfläche, Fig. 479, 480, 481; sie bilden u. W. gleichzeitig die ersten, welche in diesem Material ausgeführt wurden. Das Holz war sogen. Yellow-pine, welches in seiner Widerstandsfähigkeit dem Eichenholz wenig nachgiebt.

Der Senkkasten wurde sowohl in den Seitenwänden, als in der Decke durch kreuzweise dicht über einander gelegte Lagen von Hölzern gebildet; auf der Newyorker 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 6 nicht ganz gleiche Abtheilungen getheilt, die durch Oeffnungen in den Querwänden mit einander in Verbindung standen. Die obere Lagen der Deckenhölzer waren in Beton verlegt.

Fig. 481.



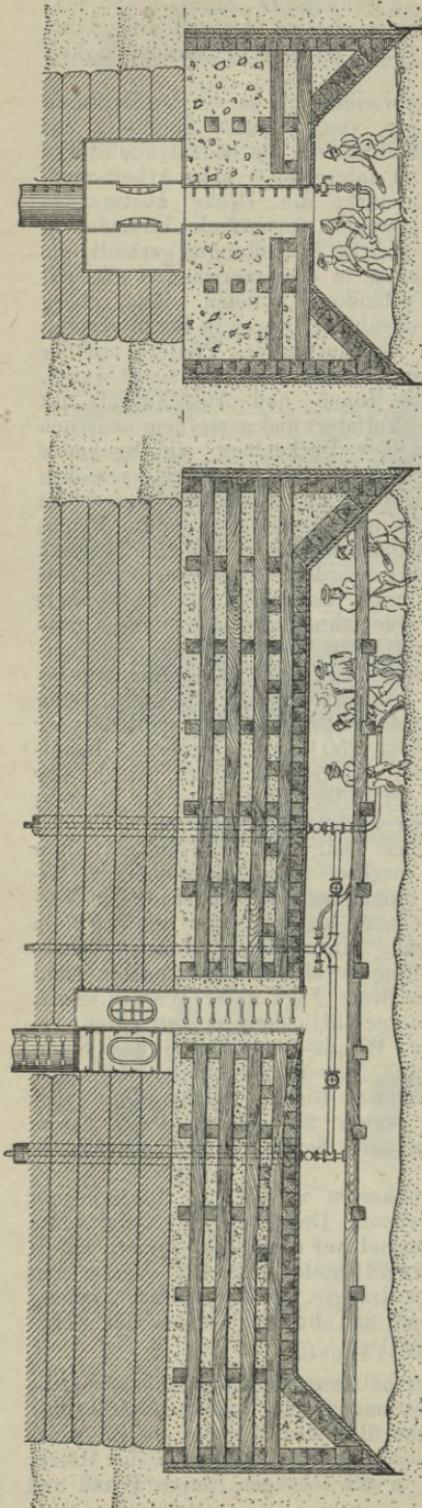
Bei dem Senkkasten des Pfeilers auf der Broklyner Seite, welcher zuerst versenkt wurde, hatte man die Innen- und Aussenwände auf 1,50 m Tiefe kalifatert und ausserdem zwischen die 4te und 5te Deckenlage durchgehende Zinkbleche gelegt, um den Abschluss nach oben möglichst luftdicht zu bekommen. Ausserdem waren Wände und Decke des innern Raums mit einem Anstrich aus Harz, Oel und Spanisch-Braun versehen worden. Die untere Schneide bestand aus einer Schwelle von Eichenholz von quadrat. Querschn., unter welcher eine gusseiserne Schwelle von halbkreisförmigem Querschnitt mittels ungelegten Kesselbleches befestigt war. Trotzdem man also nur wenig Eisen verwendet hatte, enthielt der Broklyner Senkkasten doch 250 t dieses Materials hauptsächlich in den zahlreichen Bolzen, welche zur Befestigung der Hölzer unter einander dienten; letztere hatten 11000  $\text{cbm}$  Inhalt.

Mit diesem nur aus Holz hergestellten Senkkasten machte man übrigens üble Erfahrungen, indem derselbe während der Versenkungs-Arbeiten nicht weniger als 7 Mal in Brand gerieth; einen dieser Brände konnte man nur dadurch bewältigen, dass man den Senkkasten für mehrere Tage unter Wasser setzte. Um die Feuergefährlichkeit zu vermeiden, bekleidete man Wände und Decke des Senkkastens für den New-Yorker Pfeiler mit einer Haut aus dünnem Blech, welche allein 85 t wog. Dazu traten für Bolzen 180 t Eisen, ohne Schachtrohre, Schleusen und gusseiserne Schneide.

Die Senkkasten wurden am Strande auf Hellingen gebaut. Den Broklyner 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 Senkkasten um 0,43 m.

In neuerer Zeit macht man die Decken der hölzernen Senkkasten in Amerika wesentlich schwächer. Die Fig. 482, 483 zeigen eine neuere Ausführung, welche für 2 Mittelpfeiler der Bismarck-Brücke über den Missouri im Zuge der Nord-Pacific-Bahn verwendet wurden. Bei diesen Senkkasten liegen die Hölzer nur in einer äussern Umfassungswand, sowie in der schrägen innern Wand und

Fig. 482, 483.



der ersten Deckenlage dicht an dicht, in den übrigen Deckenlagen dagegen in grössern Abständen von einander und dienen hier gleichsam nur noch zur Verankerung der Wände und zur Vermehrung der Zugfestigkeit des die Hohlräume ausfüllenden Betons. Innen und aussen sind die Pfahlwände mit 7,6 cm starken Bohlen aus Eichenholz bekleidet, und zwar aussen mit 2 sich kreuzenden Lagen, innen mit nur einer. Der Arbeitsraum ist 2,13 m hoch; der ganze Senkkasten hat rechteckigen Grundriss von 22,55 und 7,92 m Seitenlänge. Die Schneide ist durch einen schweren gusseisernen Winkel verstärkt. Ein solcher Senkkasten enthält 40540 m Holz (Bohlen und Bauholz), 40 t Eisen und 380 cbm Beton.

Ob die 40 t Eisen nur für Bolzen und die eiserne Schneide verbraucht wurden, oder ob der innere Raum, wie bei der East-River-Brücke, eine Blechbekleidung erhielt, ist aus der Quelle nicht ersichtlich. Die Zeichnung spricht gegen erstere Annahme, wogegen der Verbrauch von 40 t Eisen ohne das Vorhandensein einer Blechverkleidung nicht recht erklärlich ist. Ein ganz aus Eisen nach den früher mitgetheilten Grundsätzen ausgeführter Senkkasten von gleicher Grösse würde nämlich nur etwa 47 t wiegen, so dass ein solcher jedenfalls im Vorzuge sich befände, wenn nicht der Preis des Holzes geringer als der des Betons wäre. In diesem Falle wäre aber kein Grund vorhanden gewesen, mit dem Holz in der Decke so zu sparen, wie hier geschehen.

Um die Seitenwände gegen den Druck des in den Hohlraum eindringenden Bodens zu schützen, sind durch den Hohlraum 1 Längs- und 9 Queranker aus Holz angeordnet. Diese an anderer Stelle als wenig empfehlenswerth bezeichnete Einrichtung war bei der vorliegenden Konstruktion wegen des schlechten Verbandes zwischen Decke und Wänden entschieden nothwendig. Die Anordnung der Wände muss überhaupt als wenig zweckmässig bezeichnet werden, weil sie die Art der Beanspruchung nicht genügend berücksichtigt. Man kann die Anker vollständig entbehren und noch ausserdem an Holz für die Seitenwände sparen, wenn man den Senkkasten in der durch Fig. 484—486 dargestellten Weise zusammen setzt.

Die erste Deckenlage wird aus unmittelbar zusammen liegenden Hölzern gebildet, von denen stets eins um das

andere länger und kürzer ist. Die längern reichen von Aussenwand zu Aussenwand und sind mit den zwischen ihnen hindurchgehenden Hölzern *b* und *c* verbolzt. Die kürzern Deckenhölzer stossen gegen die schrägen Hölzer *b* der innern Wand und finden ihr Auflager auf einem mit Versatz an den Hölzern *b* angebrachten Längsholz *d*; an dieses schliesst sich die Seiten- und Decken-Verschalung an.

Fig. 484.

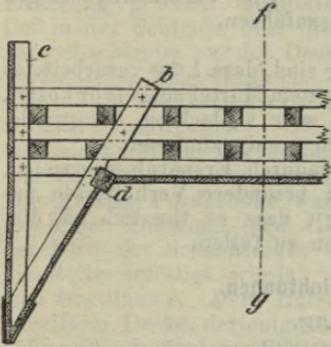
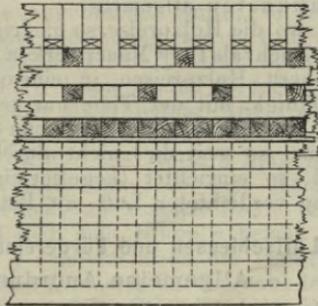


Fig. 485.



In Ländern, in denen die Holzpreise wesentlich höher sind als diejenigen von Mauerwerk, werden hölzerne Senkkasten nur ausnahmsweise in Anwendung kommen können. Ein solcher Ausnahmefall würde eintreten, wenn man es mit einem sehr schlechten Baugrund zu thun hätte, dessen Tragfähigk.

mit der Tiefe nur sehr wenig zunimmt: Schlickablagerungen, Moor usw.

Die innere Blechverkleidung wird entbehrlich sein, wenn man für eine ungefährliche Beleuchtung sorgt und Rauchen während der Arbeit im Senkkasten verbietet.

## 2. Berechnung der Decke.

Die für die eisernen Deckenträger gemachten Belastungs-Annahmen genügen auch hier. Die Deckenbalken werden sich unter der Belastung weit stärker biegen als eiserne, und

wird in Folge dessen das aufruhende Mauerwerk weit früher zum Selbsttragen gelangen, als dies bei eisernen Deckenträgern der Fall ist.

## 3. Holzbedarf.

Für Senkkasten mit voller Holzdecke und Holzwänden nach Art der bei der East-River-Brücke verwendeten lässt sich der Holzbedarf leicht feststellen. Legt man nicht auf Leichtigkeit des Fundam. besondern Werth, so wird man die Decke auch bei dieser Ausführungsweise weit schwächer machen können als im fraglichen Falle geschehen ist.

Ein Senkkasten nach Art desjenigen der Bismarck-Brücke enthält auf 1 qm der Grundfläche ungefähr 1,5 cbm Holz.

Der Broklyner Senkkasten ohne innere Blechbekleidung enthielt für 1 qm der Grundfl. rd. 160 kg Eisen, der New-Yorker mit Blechbekleidung mindestens 200 kg und der der Bismarck-Brücke 223 kg.

## c. Vergleich zwischen den verschiedenen Arten von Senkkasten.

Es empfehlen sich:

### 1. eiserne Senkkasten:

- bei einem Baugrund mit vielen Hindernissen, als Felsen, Baumstämmen, Bauresten;
- bei sehr grossen Fundam., wenn besonderes Gewicht darauf gelegt werden muss, dass dieselben einen einheitlichen Körper bilden;
- bei Fundam. von sehr unregelmässigen Grundrissformen, wenn gleichfalls auf die Einheitlichkeit Werth gelegt wird.

III.

## 2. gemauerte Senkkasten allgemein:

- a. wenn nicht sonderlich viel Hindernisse zu erwarten sind und kein wesentliches Gewicht auf ein einheitliches Fundam. gelegt wird, und zwar besonders in dem Falle, dass:
- b. ein sehr tragfähiger Baugrund unter weichern Schichten liegt. In diesem Falle wird man einzelne runde Senkkasten durch letztere hindurch senken, und die Grösse derselben genau der Festigkeit des Baugrundes und des Mauerwerks anpassen. — Die Verbindungs-Bögen sind womöglich stets über Wasser auszuführen.

## 3. hölzerne Senkkasten allgemein:

- a. in Gegenden, wo die Holzpreise so niedrig sind, dass 1 cbm verarbeitetes Holz nicht vielmehr als 1 cbm Mauerwerk in gutem Mörtel ausgeführt kostet.
- b. auch bei höhern Holzpreisen in einem sehr schlechten Baugrunde, der an Tragfähigk. mit der Tiefe nur sehr wenig zunimmt.

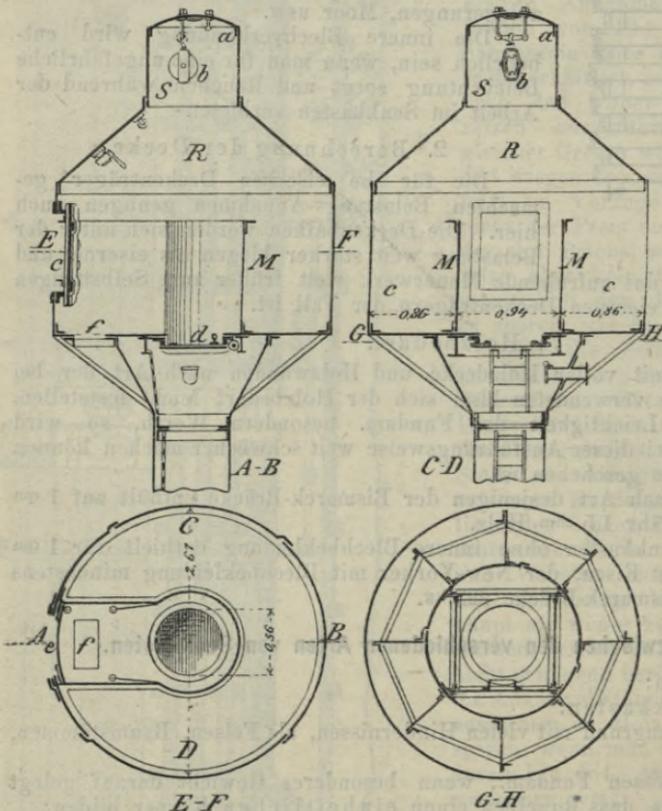
Bei allen 3 Arten von Senkkasten kann man dadurch Ersparnisse erzielen, dass man die Hohlräume, so weit dies nicht durch besondere Verhältnisse unmöglich gemacht wird, so einrichtet (kegelförmig), dass es thunlich ist, dieselben ohne Anwendung verdichteter Luft mit Beton zu füllen.

## d. Luftschleusen und Fördereinrichtungen.

## α. Allgemeine Anordnung.

Bei den ersten Anwendungen der Luftdruck-Gründung ordnete man die Luftschleusen stets oben an. Dieselben enthielten nur einen einzigen Raum,

Fig. 487—490.



in welchem der Boden in Eimern aufgestellt wurde, um nach Anfüllung der Schleuse mit solchen Eimern ausgeschleust und in denselben Eimern aus der Schleuse entfernt zu werden. Derselbe Raum diente ferner auch zum Aus- und Einschleusen der Arbeiter. Später trennte man in dem einzigen Schleusenraum einen oder mehrere Verschlüsse ab und der in Eimern zur Schleuse hinauf geförderte Boden wurde in diese abgetrennten Räume entleert und es konnte in solcher Weise eine grössere Menge Boden gleich-

zeitig ausgeschleust werden.

Eine derartige Einrichtung zeigen Fig. 487—490, welche die Schleuse

darstellen, die für die Dömitzer Elbebrücke vom Verfasser im Anschluss an die Konstruktion der Schleusen der Elbebrücke bei Hämerten, aber unter Vermeidung mehrerer Mängel, die sich dort gezeigt hatten, entworfen ward. Der Materialenraum  $M$  fasste 4,45 cbm Boden. Nach erfolgtem Ausschleusen wurde der Boden aus dem Materialenraume durch die Seitenthüren  $d$  in der Scheidewand zur Oeffnung  $f$  im Schleusenboden gedrängt, und stürzte durch letztere in Rinnen, welche aussen an der Schleuse befestigt waren. Die Bodenförderung geschah unmittelbar durch Handaufzug in Eimern. Das Eimertau lief in der Schleuse über die Rolle  $b$  und unten im Senkkasten über eine dicht am Schachtrohr an der Decke angebrachte Rolle, so dass die Arbeiter einen horizontalen Zug ausübten. Zur Bedienung waren 1 Arb. in der Schleuse und 6 bis 7 im Senkkasten erforderlich, welche in 4stündiger Schicht bei durchschn. 2 Schleuseuffüllungen = rd. 9 cbm losen Boden förderten und für 1 cbm ohne Rücksicht auf die Förderhöhe 2,8 M. erhielten. Die Unterhaltung der Geräte war Sache der Bauverwaltung, welche auch die Beleuchtungsmaterialien lieferte. Die grösste Förderhöhe war 15 m. Die Rolle  $b$  hing an einem Ringe  $a$  von demselben Durchm., den die Rolle hatte, so dass das Eimertau sich stets in der Mitte der Schachtrohre befand, an welcher Stelle das Ringes auch immer die Rolle befestigt wurde. Ueber dem Ringe  $a$  befand sich zum Lichteinlass eine Glaslinse  $c$ . Der Hahn  $g$  zum Auslassen der verdichteten Luft lag in der kegelförm. Decke, derjenige  $h$  zum Einlassen der Luft aus den Schachtrohren, wenn eingeschleust werden sollte, oben auf der Scheidewand. Ein Kupferrohr verband diesen mit dem Schleusenboden. Die Oeffnung war nach oben gerichtet. Die ganze Anordnung dieses Hahns war so gewählt, dass durch die heftig einströmende Luft ein Umherschleudern von Sand und Staub in der Schleuse möglichst vermieden wurde. Zu noch grösserer Vorsicht kann man die Oeffnung dieses Hahns mit Zeug umwickeln.  $e$  ist die Thür zum Einsteigen in die Schleuse,  $m$  die Klappe, durch welche man aus der Schleuse in die Schachtrohre gelangt,  $r$  die durch eine Ventilklappe mit Gummipackung geschlossene Lufterströmung. Anstatt des Handaufzugs lässt sich an einer solchen Schleuse auch sehr leicht ein Aufzug durch Maschinenbetrieb anbringen, indem oben in dem Dome  $S$  anstatt der Rolle eine Windtrommel angebracht wird, deren Welle durch eine Stopfbüchse nach aussen führt und hier ihren Antrieb erhält.

Bei den Schleusen mit nur einem Raume findet jedesmal eine Unterbrechung der Förderung statt wenn der Boden ausgeschleust werden soll. Ausserdem geht eine grössere Menge verdichteter Luft dabei verloren. Es sind dies Mängel, die allerdings in den meisten Fällen wenig ins Gewicht fallen; denn bei den Dömitzer Schleusen betrug die jedesmal verloren gehende Luftmenge z. Z. nur 5% der im Senkkasten und den Schachtrohren vorrätigen und dieser Verlust trat nur alle 2 Stunden ein; die Unterbrechung in der Förderung aber wurde von den unten gebliebenen Arbeitern dazu benutzt, um Boden vom Rande des Senkkastens nach dem Schachtrohre hin zu werfen. Bei geringern Tiefen und kleinern Arbeiten ist daher diese Konstruktion immer noch wegen ihrer grossen Einfachheit, Leichtigkeit (eine solche Schleuse wiegt nur 3350 kg) und in Folge dessen billigen Beschaffung und bequemen Handhabung zu empfehlen.

Bei grossen Arbeiten und Tiefen dagegen ist ein ununterbrochener Betrieb erwünscht, bei sehr bedeutenden Tiefen auch namentlich noch deswegen, weil bei der vorbeschriebenen Konstruktion mit dem Boden jedesmal einer oder mehrere Arbeiter auszuschleusen pflegen, die also in einer Schicht mehrmals schädlichem Druckwechsel der Luft unterworfen werden. Wenn schon dieser Uebelstand dadurch zu vermeiden wäre, dass der in der Schleuse befindliche Arbeiter, der die Eimer kippt, während der Zeit, in welcher die Schleuse entleert werden soll, in den Senkkasten geht, und dass das Ausschleusen und Entleeren von aussen befindlichen Arbeitern ausgeführt wird, so ist dies immerhin unbequem. Für solche Fälle hat man daher Schleusen eingerichtet, bei welchen der Raum, in dem die Eimer gehoben werden, von den Räumen, in welchen man den Boden anhäuft, getrennt sind. Der erstere Raum ist dann eine unmittelbare, meistentheils etwas erweiterte Fortsetzung der Schachtrohre,

während die Räume zur Aufnahme des Bodens entweder als einzelne Kammern neben demselben liegen, oder ihn auch konzentrisch umgeben. Schleusen erstere Art zeigen die Fig. 491—494 und 495—496. Fig. 491—494 stellen die Schleuse dar, welche von Gerber und Bolzano bei mehreren Bauten in Bayern benutzt wurde, Fig. 495, 496 diejenige Form, nach welcher die meisten Schleusen des russischen Grossunternehmers General A. E. v. Struve gebaut sind.

Fig. 491—494.

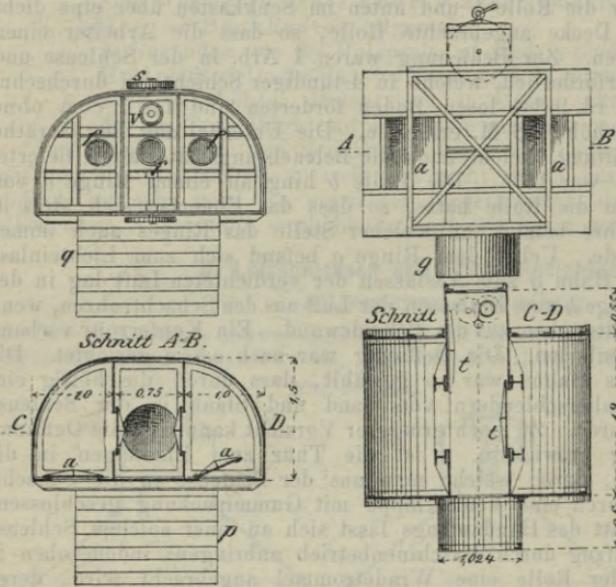
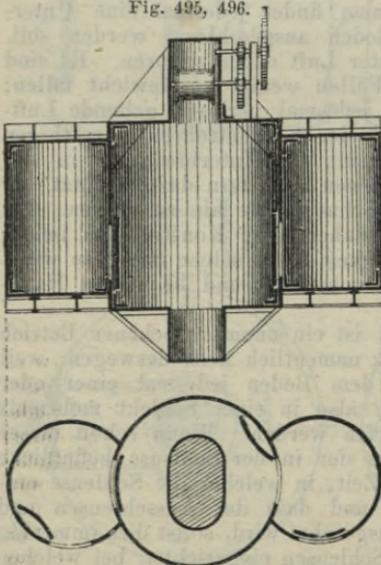


Fig. 495, 496.



Die Leistungsfähigkeit derartiger Schleusen hängt wesentlich von der Schnelligkeit des Aufwindens der Fördergefäße ab. Es betrug z. B. bei der Schleuse von Gerber nach dessen Mittheilung bei regelmäßigem Arbeitsgange die Leistung bei Kiesboden und Menschenkraft an der Winde in 24 Stunden 1920 Kübel = 42 cbm, bei Dampfkraft 3300 Kübel = rd. 73 cbm. Es wurden in einem Gestelle stets 2 Kübel zu 0,022 cbm gleichzeitig gehoben und je 8 Kübel gleichzeitig ausgeschleust.

Die Einrichtungen, bei denen der Boden in den Materialräumen ausgeschüttet und nach der Ausschleusung ausgeschaufelt wird, ermöglicht bei Sandboden grössere Leistungen, weil die schweren Kübel unbequem in der Schleuse zu bewegen sind. Zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit wird man bei grossen Tiefen möglichst schnelle Bewegung der gleichzeitig auf- und abgehenden Gefäße einrichten müssen.

Eine Schleuse mit zum Förderraum konzentrisch angeordneten Kammern zeigen Fig. 497—500, welche vom Verf. für den in Fig. 438—441 dargestellten Senkkasten entworfen wurde. Dieselbe Anordnung des Grundrisses zeigen auch bereits die von Castor bei seinen Bauten benutzten Schleusen.

Die für den eben erwähnten Senkkasten bestimmte Schleuse hat in den beiden Materialräumen *M* 2 durch die Thüren *a* gebildete Scheidewände, die den Zweck haben, den Raum zwischen den Einsteigethüren *b, b'* frei zu halten. Durch die Thüren *a*, welche nach dem eben erwähnten

Raume hin aufschlagen, wird der geförderte Boden zu den Bodenklappen *c* getrieben und durch diese, wie bei der Dömitzer Schleuse, in untergehängte Rinnen gestürzt. Zum Füllen der Materialräume *M* sind in der Wand des Mittelraums *A*,

Fig. 497.

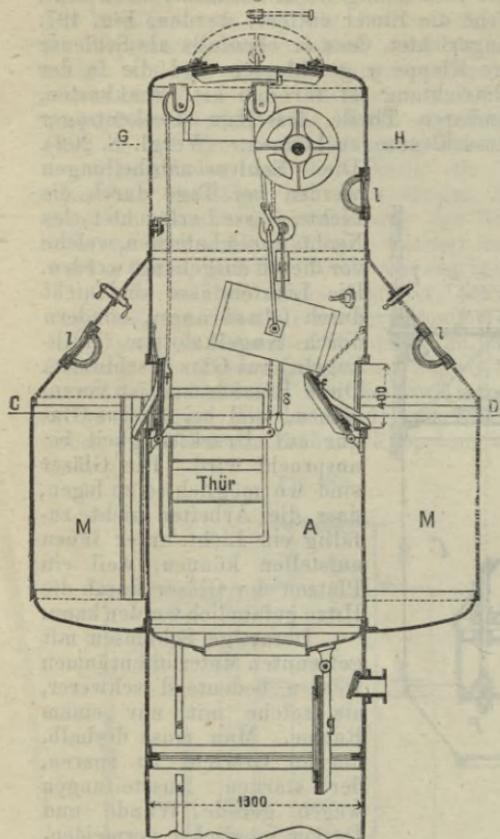


Fig. 499.

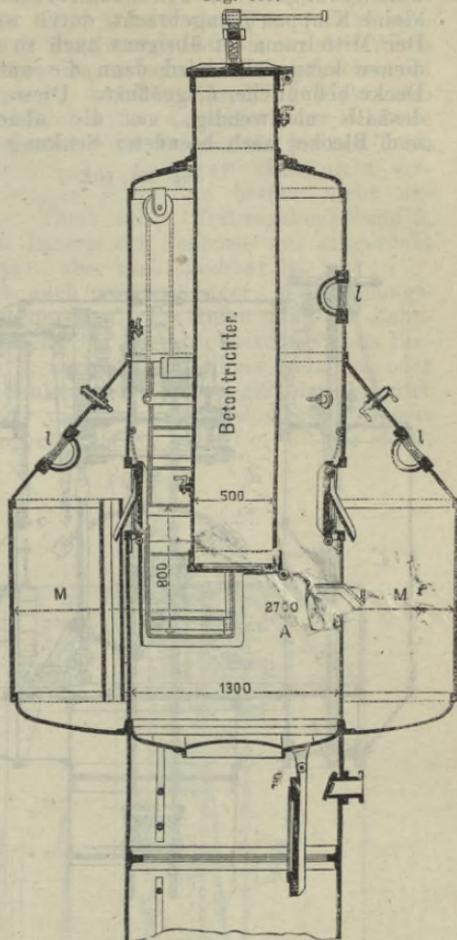


Fig. 498.

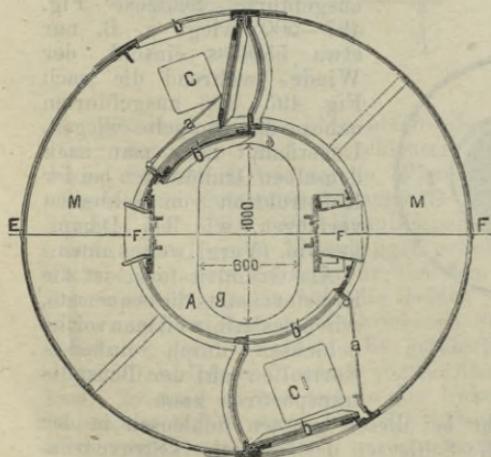
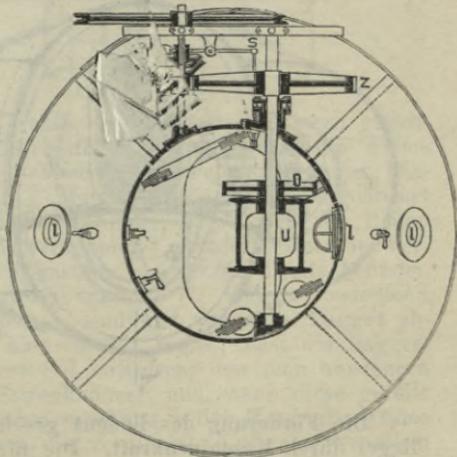
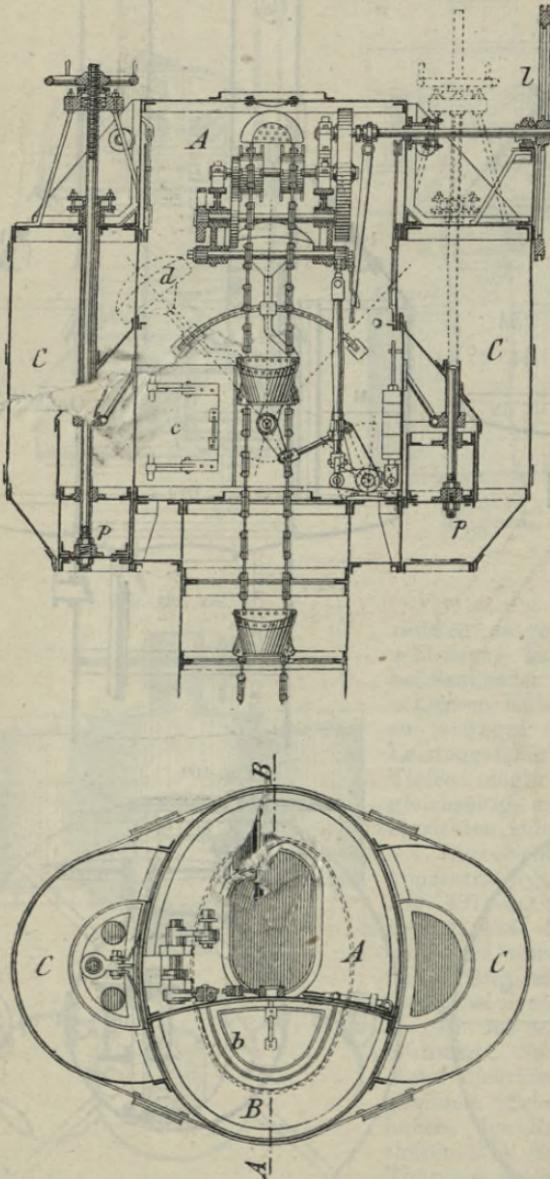


Fig. 500.



welcher für gewöhnlich in ununterbrochener Verbindung mit den Schachtrohren steht, kleine Klappen *f* angebracht, durch welche die Eimer entleert werden, Fig. 497. Der Mittelraum ist übrigens auch so eingerichtet, dass er ebenfalls als Schleuse dienen kann. Es wird dann die untere Klappe *g* geschlossen und die in der Decke befindliche, *h*, geöffnet. Diese Einrichtung ist für den betr. Senkkasten, deshalb nothwendig, um die abnehmbaren Theile desselben (Deckenträger und Bleche) nach beendeter Senkung ausschleusen zu können. (Vergl. S. 202).

Fig. 501, 502.



Die Schleusenabtheilungen werden bei Tage durch die Lichteinlässe *l* erleuchtet, des Nachts durch Laternen, welche vor diesen aufgehängt werden. Die Lichteinlässe sind nicht durch Glaslinsen, sondern durch Kugelkalotten (Halbkugeln) aus Glas geschlossen. Diese Einrichtung ist vorzuziehen, weil bei ihr das Glas nur auf Druckfestigkeit beansprucht wird. Die Gläser sind wo möglich so zu legen, dass die Arbeiter nicht zufällig ein Licht unter ihnen aufstellen können, weil ein Platzen der Gläser durch die Hitze gefährlich werden kann.

Derartige Schleusen mit getrennten Materialienräumen werden bedeutend schwerer, als solche mit nur einem Raume. Man muss deshalb, um an Gewicht zu sparen, der starken Aussteifungen wegen gerade Wände und Decken möglichst vermeiden, vielmehr alle diese Theile zylinderförmig, kegelförmig, oder als Kugelkalotten mit gekümperten Blechen herstellen. Die in dieser Weise ausgeführte Schleuse Fig. 497—500 wiegt z. B. nur etwa 5500 kg einschl. der Winde, während die nach Fig. 495, 496 ausgeführten nahezu das Doppelte wiegen. Ueberhaupt muss man nach denselben Grundsätzen bei der Konstruktion von Schleusen verfahren, wie bei Dampfkesseln. (Vergl. weiter unten.)

Als Grundrissform ist die Kreisform stets die bequemste, schon deshalb, weil man solche Schleusen durch einfaches Fortrollen auf der Baustelle transportiren kann.

Die Förderung des Bodens geschieht bei diesen grossen Schleusen in der Regel durch Maschinenkraft. Die für die Schleusen des Generals v. Struve vom Verfasser eingerichtete und auch für die Schleuse Fig. 497—500 wieder beibehaltene

Anordnung, welche sich bei dem Bau der Newa-Brücke in St. Petersburg recht gut bewährte, ist aus Fig. 500 ersichtlich. Die Windtrommel *u*, welche man am bequemsten so einrichtet, dass sie aus 2 Theilen besteht, die um die Welle gelegt und verschraubt werden, ohne diese zuvor aus der Stopfbüchse zu ziehen, trägt an einer Seite eine Bandbremse *o*, welche selbstthätig wirkt, also ausgerückt werden muss, wenn sie nicht wirken soll. Ausserhalb der Schleuse sitzt an der Trommelwelle ein grosses Zahnrad *z*, in welches ein kleines Trieb *t* eingreift, das auf der Welle der Seilscheibe drehbar aber nicht verschiebbar befestigt ist. An diesem Triebrade sitzt (am besten nicht angegossen, sondern abnehmbar) der eine Theil einer Reibungskuppelung *k*, während der andere Theil, welcher vom Innern der Schleuse aus eingerückt werden kann, auf der Welle verschiebbar, aber nicht drehbar ist.

Falls es der Raum gestattet, ist es noch zweckmässiger, die Reibungskuppelung unmittelbar an der Trommel anzuordnen. Es laufen dann die Zahnräder stets in derselben Richtung um, während bei der eben beschriebenen Einrichtung die Drehungsrichtung wechselt, je nachdem ein Eimer gehoben oder gesenkt werden soll. Die Geschw. beim Senken der Eimer regelt der Arbeiter in der Schleuse mit der Bandbremse, die er mit dem Fuss auslöst; den Steuerhebel, durch den die Reibungskuppelung eingerückt wird, bewegt er mit der Hand.

Fig. 503.

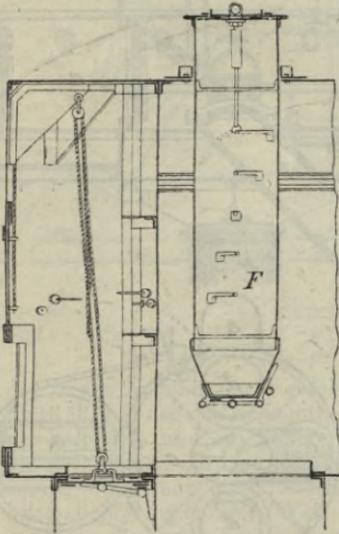
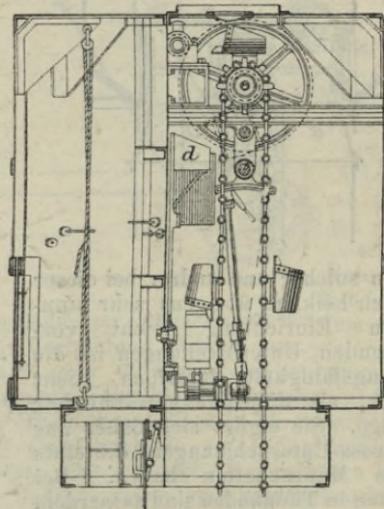


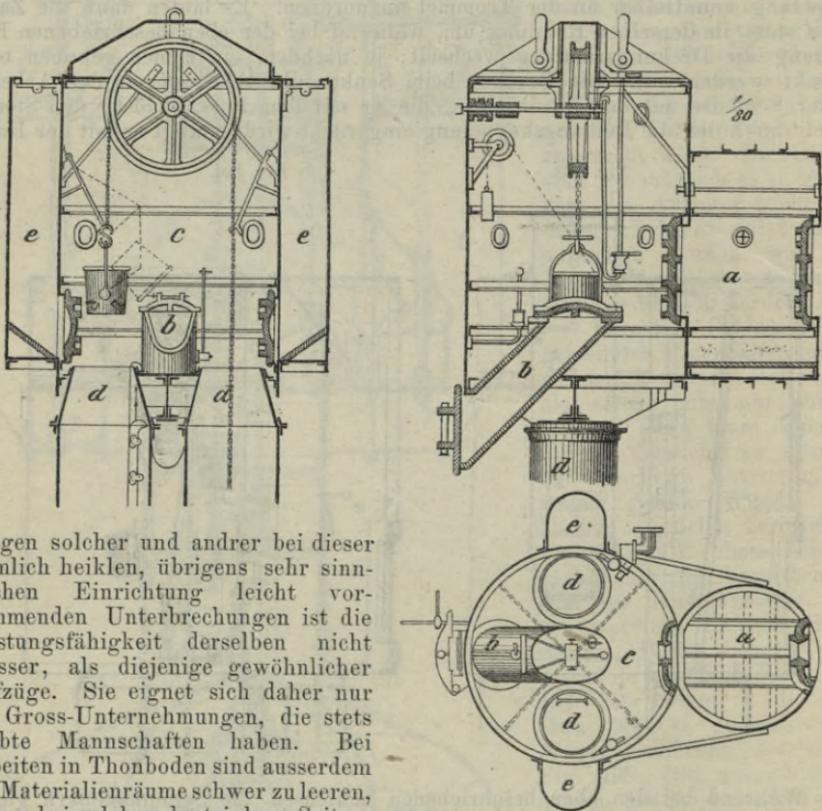
Fig. 504.



Während bei den oben beschriebenen Schleusen die Seitenkammern gleichzeitig zum Ein- und Ausschleusen der Arbeiter dienen, benutzt die Firma Klein, Schmolli & Gärtner in Wien eine Schleuse, bei welcher für das Einsteigen eine getrennte Kammer *B* neben 2 Materialräumen *C* angeordnet ist, Fig. 501—504. Der Hauptkörper *A* dieser Schleuse, in welchem der Boden durch einen kleinen Eimerbagger gehoben wird, bleibt ebenfalls stets in Verbindung mit dem Schachtrohr und dem Senkkasten. An diesem Theile befinden sich einander gegenüber die beiden Materialräume *C*, welche bedeutend kleiner, als bei den vorbeschriebenen Schleusen sind und von dem Bagger abwechselnd gefüllt werden. Es geschieht dies in der Weise, dass die Bagger-eimer ihren Inhalt in einen sogen. Auswerfer *d* entleeren, den man umsteuern kann, so dass er ein mal in die linke Seitenkammer, und, wenn diese gefüllt ist, in die rechte wirft, Fig. 501. Der Bodenverschluss *p* der Materialräume kann von aussen geöffnet werden, nachdem die verdichtete Luft aus denselben entlassen ist.

Die eigentliche Schleusenammer *B* bildet einen Theil des mittlern, eiförmig gestalteten Raumes und ist von dem Arbeitsraume *A* durch eine Scheidewand getrennt. Dieser Raum hat eine Thür zur Verbindung mit aussen, Fig. 503, eine zweite *c*, Fig. 501, dieser gegenüber, durch welche man in den Baggerraum gelangt und eine Klappe *b*, Fig. 502, im Boden, durch die man in die Schachtrohre steigt. Letztere sind abgetheilt, so dass man ohne Unterbrechung der Förderarbeit in den Senkkasten steigen kann. Der Bagger wird von aussen mittels einer Seilscheibe *l* durch eine Dampfmaschine getrieben. Als Verfasser diese Schleusen in Lauenburg in Thätigkeit sah, befand sich eine Friktionskuppelung nicht an dem Getriebe. Eine solche, die man auf eine bestimmte Kraftübertragung einstellen könnte, wäre jedenfalls sehr zweckmässig und würde manche der jetzt leicht vorkommenden Beschädigungen verhindern können.

Fig. 505—507.



Wegen solcher und anderer bei dieser ziemlich heiklen, übrigens sehr sinnreichen Einrichtung leicht vorkommenden Unterbrechungen ist die Leistungsfähigkeit derselben nicht grösser, als diejenige gewöhnlicher Aufzüge. Sie eignet sich daher nur für Gross-Unternehmungen, die stets geübte Mannschaften haben. Bei Arbeiten in Thonboden sind ausserdem die Materialienräume schwer zu leeren, so dass bei solchem besteigbare Seitenkammern jedenfalls bequemer sind.

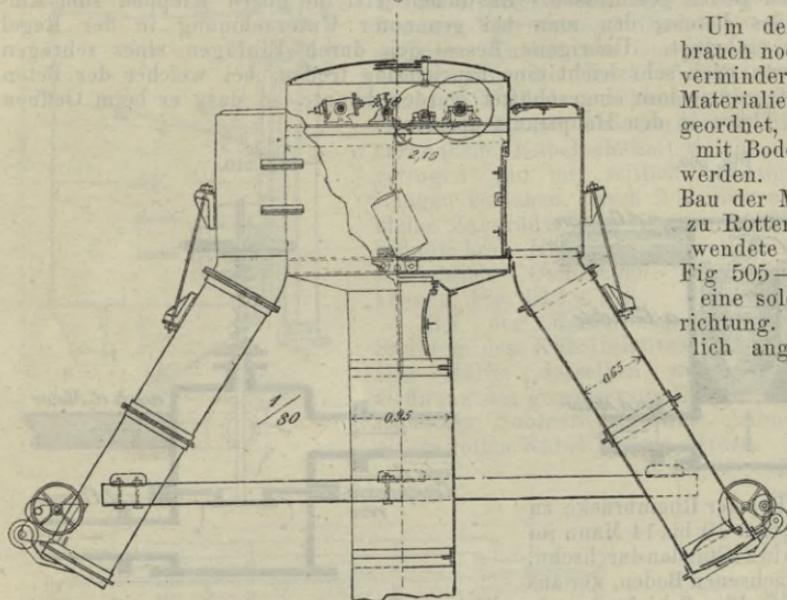
Rziha giebt die Leistungsfähigkeit dieser Schleuse nach Mittheilungen der Besitzer wie folgt an:

Für Sand und Schotter 30 bis 40 cbm	} in 24 Stunden im Abtrage gemessen.
" " und grobes Geschiebe 20 bis 30 cbm	
" " gebrochenes Gestein 15 bis 20 cbm	

Die Schleuse wiegt aussch. Baggerkette und Eimer rd. 7000 kg. Zu derselben gehört eine Betoniëre (Betonschleuse) *F*. Es ist dies ein oben und unten durch Ventilkappen geschlossener Blechzylinder, welcher nach beendeter Senkung des Pfeilers und Entfernung des Baggers in die obere Schleusendecke gerade über der Schachttöpfung eingesetzt wird. Die Betonschleuse wird von oben gefüllt und der Beton dann nach Schluss der obern und Oeffnung der untern Ventilkappe in den Schacht hinabgestürzt.

Dieselbe Einrichtung ist auch für die Schleuse Fig. 497—500 angewendet. Während aber hier die grossen seitlichen Materialräume auch ebenso gut gestatten, Ziegelsteine und Mörtel getrennt einzuschleusen, wenn der Senkkasten ganz oder theilweise ausgemauert werden soll, bietet hierfür die Schleuse der Wiener Firma keinen Raum. Ein Uebelstand derselben besteht auch noch darin, dass man, um die Schachttrohre zu verlängern, entweder die ganze Luftmenge aus dem Senkkasten entweichen lassen, oder den in den Senkkasten hinab reichenden Theil des Baggers entfernen muss, um dort den Schacht schliessen zu können. Deshalb erfordert diese Arbeit unverhältnissmässig viel Zeit.

Fig. 508.



Um den Luftverbrauch noch mehr zu vermindern hat man Materialräume angeordnet, die ganz mit Boden gefüllt werden. Die beim Bau der Maasbrücke zu Rotterdam verwendete Schleuse, Fig 505—507 zeigt eine solche Einrichtung. Der seitlich angebrachte

Raum *a* dient zum Einschleusen der Arbeiter, ein schräges, gusseisernes Rohr *b* mit 2 Klappen

nimmt den in den Arbeitsraum *c* geförderten Boden auf. Dieser steht mit dem Senkkasten fortwährend durch 2 Schachttrohre *d* in Verbindung, in denen stets gleichzeitig ein Eimer aufwärts und ein anderer abwärts geht. 2 kleinere Seitenkammern *e* stellen Betonschleusen dar, die oben und unten mit Ventilkappen versehen sind, und ihren Inhalt, wenn man die untere Klappe öffnet, unmittelbar in die Schachttrohre fallen lassen. Merkwürdiger Weise zeigt diese Schleuse zwei Betonschleusen und nur einen Zylinder zur Bodenaufnahme, während doch, der grössern Masse wegen, es erwünschter erscheint, eher die Bodenförderung mit ununterbrochenem Betriebe einzurichten; die Einrichtung kann deswegen, trotz der doppelt vorhandenen Eimer nicht sehr leistungsfähig sein. Ausserdem zeigt die Schleuse, sowohl an den Betonschleusen als auch an dem schrägen Sandzylinder, Verschlussklappen, die nur durch Schrauben (nicht durch den Luftdruck) gegen ihren Sitz gedrückt werden. Diese Einrichtung bringt stets Luftverluste und obenein Gefahren mit sich, wenn nicht ein vorzeitiges Oeffnen durch irgend welche Vorrichtungen unmöglich gemacht wird; sie ist daher zu vermeiden. Endlich geben auch die vielen Verbindungsstellen der doppelten Schachttrohre leicht Veranlassung zu Luftverlusten und es ist aus diesem Grunde ein einziges Rohr vorzuziehen, dem man nöthigenfalls einen länglichen Querschnitt geben kann.

Entschieden zweckmässiger ist die Schleuse, welche die Bauunternehmung von Philipp Holzmann & Co. in Frankfurt a. M. benutzt, Fig. 508. Der Hauptkörper derselben, in welchem die Förderung stattfindet, hat oben und unten Einsteigeklappen und dient zum Einschleusen der Arbeiter. An diesem

Raum sitzen seitlich einander gegenüber 2 kleinere Materialien-Kammern, welche unten durch schräg von der Schleuse abstehende Rohre von gleicher Weite verlängert werden können. Diese Seitenkammern haben eine Schleusenklappe oben, eine 2. unten am schrägen Rohre und eine 3., welche sie mit dem Hauptkörper verbindet. So lange der Boden gefördert wird, benutzt man nur die beiden letzteren. Der Boden wird aus den Eimern durch die Thür zwischen dem Haupt- und Nebenraum in den letztern geschüttet, bis das schräge Rohr gefüllt ist. Dann wird diese Thür geschlossen, die Luft ausgelassen und die untere Klappe geöffnet, so dass der Boden durch diese ausfließt, usw. Ist dagegen die Senkung beendet so werden die beiden schrägen Röhren abgeschraubt und wird die untere Oeffnung durch einen angeschraubten Boden geschlossen. Es dienen jetzt die obern Klappen zum Einschleusen des Betons, den man bei genannter Unternehmung in der Regel in Kübeln einbringt. Uebrigens liesse sich durch Einfügen eines schrägen Bretterbodens auch sehr leicht eine Einrichtung treffen, bei welcher der Beton in die Seitenräume lose eingeschüttet werden könnte, so dass er beim Öffnen der untern Thüre in den Hauptraum abstürzte.

Fig. 509.

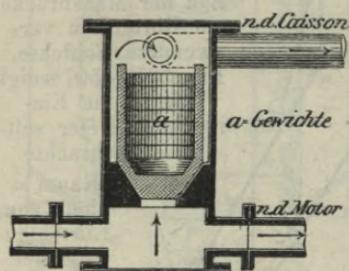
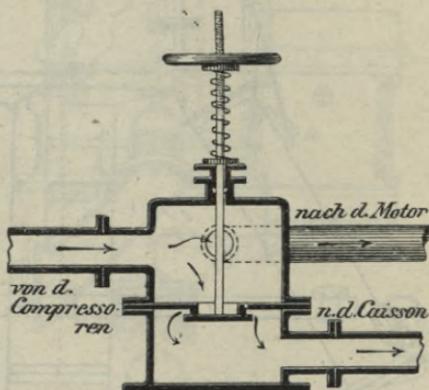


Fig. 510.



Bei dem Bau der Rheinbrücke zu Basel förderten 10 bis 14 Mann im Senkkasten in 24 Stunden durchschn. 40 cbm gewachsenen Boden, der aus

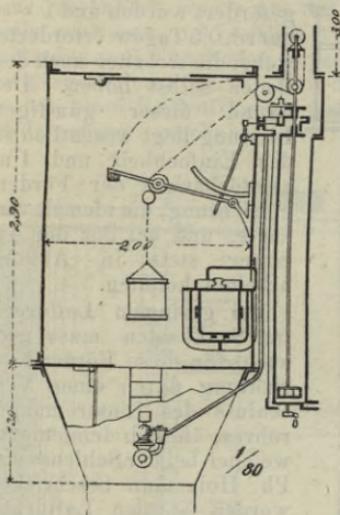
Kies mit Nagelfluë-Schichten und endlich aus Letten bestand. Bei der Betonirung wurden in 36 Stunden 2100 Kübel Beton von 0,09 cbm Inhalt, also rd. 190 cbm eingebracht. Das Heben der Kübel geschah durch verdichtete Luft, welche auch zum Drehen der Senkungs-Spindeln benutzt wurde. Zu diesem Zweck ist die von den Luftpumpen kommende Leitung durch ein Ventil in 3 Zweige getheilt. Da erst ein Luftdruck, der 8 m Wassersäule entspricht, im Stande ist, die Kübel zu heben, so muss bei geringern Tiefen die ganze Luftmenge auf diesen Druck verdichtet werden.

Dies geschieht durch einen sogen. Kompensations-Topf, dessen ursprüngliche Form durch Fig. 509 dargestellt wird. In einem Zylindergehäuse befindet sich ein Ventil, durch welches die Luft strömen muss, um in den Senkkasten zu gelangen. Dies Ventil ist durch Gewichte *a* so stark belastet, dass es sich erst hebt, wenn der Druck  $0,8 \text{ kg/qcm}$  beträgt. Die Luft, welche von der Luftpresse zu dem Motor der Hebevorrichtung unmittelbar übertreten kann, wird also stets den nöthigen Druck besitzen. Hat der Senkkasten 8 m Tiefe erreicht, so wird das Ventil überflüssig und es wird dann für den Motor gebrauchte Luft aus dem Senkkasten verwandt. — In neuerer Zeit hat der Kompensations-Topf die Form nach Fig. 510 erhalten, in welcher anstatt der Gewichte eine Feder zur Belastung des Ventils angewendet wird; dadurch ist das Spiel des Ventils weniger geräuschvoll gemacht.

Eine Schleuse mit 2 Bodenbehältern und einem besondern Betonrohr wird an späterer Stelle mitgetheilt. Sowohl bei dieser letztern, als auch bei der von Ph. Holzmann haben die Bodenbehälter von aussen durch Schrauben oder dergl. auf ihre Sitze gepresste Klappen, eine Einrichtung, die wie schon erwähnt, möglichst zu vermeiden ist.

Wieder eine andere Einrichtung besitzt die Schleuse von Filleul Brokhy, welche bei der Donau-Brücke zu Pest Verwendung fand, Fig. 511—513. Zur Hebung des Bodens benutzte man auch hier die abgehende verdichtete Luft. Es ist zu dem Ende ein langer Zylinder mit Kolben seitlich an der Schleuse angebracht, in welchen man unter die Kolbenfläche durch eine von der Schleuse aus zu handhabende Steuerung verdichtete Luft einlassen kann. Dadurch wird der Kolben hinaufgedrückt, nimmt die an der Kolbenstange befestigten Rollen

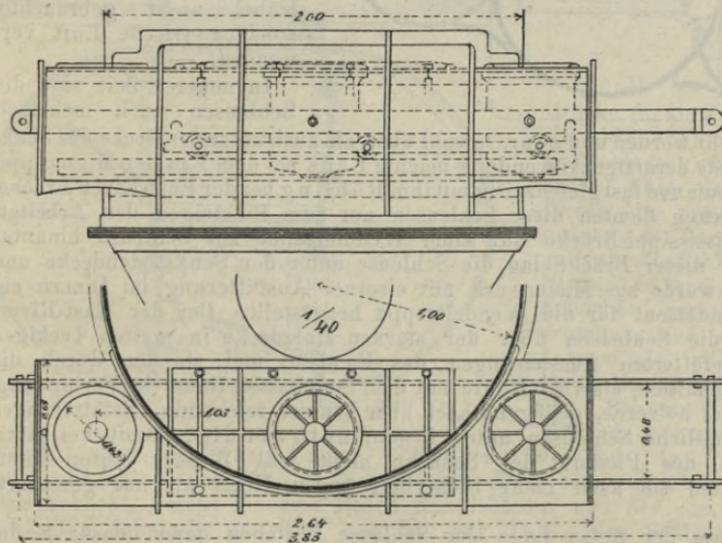
Fig. 511.



eines Flaschenzuges mit und hebt so den Eimer hoch; und zwar, da der Ausleger, über welchen das Eimertau läuft, um ein Scharnier an der Wand in senkr. Richtung drehbar ist, bis über die am Schleusenboden seitlich angebrachte Entleerungs-Vorrichtung. Diese besteht in einem 4eckigen Kasten aus Gusseisen mit 3 obern Oeffnungen, die durch abhebbare aber gut passende Deckel verschlossen werden können. In diesem Kasten befinden sich 2 mit einander verbundene Kübelbehälter, welche von Rollen getragen und mit seitlich befestigten Zahnstangen versehen, durch 2 in diese eingreifende kleine Zahnräder und ein an derselben Achse befindliches Handrad unter die eben beschriebenen Oeffnungen geschoben werden können, Fig. 512 u. 513.

Bei der durch Fig. 513 dargestellten Stellung des Kübelbehälters befindet sich die eine Hälfte desselben unter der mittlern Oeffnung des gusseisernen Kastens, welche sich nach der Schleuse zu öffnet, kann also mit einem vollen Kübel besetzt werden. Die andere

Fig. 512, 513.



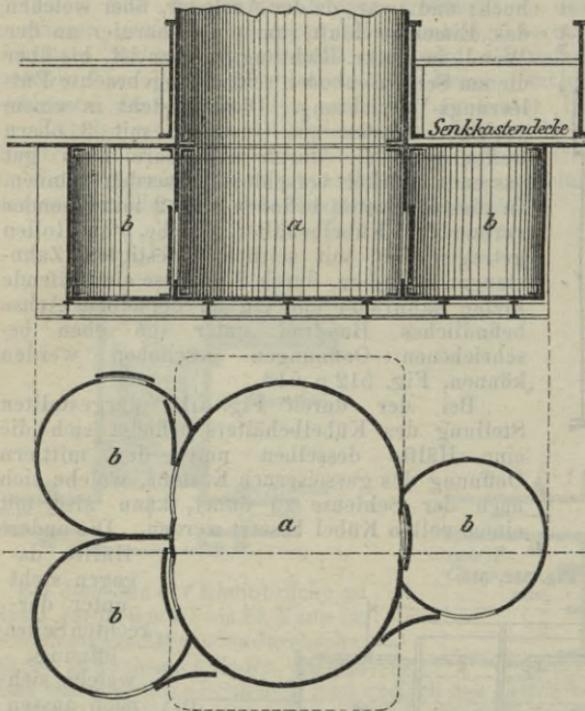
Hälfte dagegen steht unter der rechten Seitenöffnung, welche sich nach aussen öffnet, also entleert werden kann. Ist dies geschehen und die andere Hälfte wieder gefüllt, so wird der Kübelbehälter ganz nach der linken Seite hinüber geschoben, so dass die gefüllte Hälfte unter den linken Kasten-

deckel zu stehen kommt und hier nach aussen geleert werden kann, während die vorhin entleerte unter dem mittlern steht, um wieder einen vollen Kübel für den leeren einzutauschen. In der Quelle, der diese Mittheilung entlehnt ist<sup>1)</sup>,

<sup>1)</sup> Seefehlner; „Die Donau-Brücke der Budapester Verbindungsbahn“; Zeitschr. d. Archit.-u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1877, S. 29.

heisst es, dass die Förderung bei einiger Uebung der Arbeiter „fast kontinuierlich“ vor sich ging. Ausserdem wird die Vorrichtung mit dem Schieber eine „etwas heikle“ genannt, und dürfte auch in der That von einem dichten Verschluss der Schieberflächen nicht lange die Rede sein, da dieselben fortwährend mit Sand bestreut werden. Die Leistungsfähigkeit wird durchschnittlich zu nur 25 cbm in 1 Tag angegeben, wobei 1 cbm durchschn. 1,32 Tagewerke der Arbeiter im Senkkasten erforderte, während mit den einfachen Dömitzer Schleusen durchschn. bequem 50 cbm gefördert wurden und 1 cbm nur rd. 0,5 Tagew. erforderte, wobei die Arbeiter noch den Boden selbst hoben. Der Grund dieser günstigen Leistung liegt wesentlich in der Einfachheit und Unzerstörbarkeit der Förder-einrichtung, die niemals versagte, und bei der die Arbeiter stets in Akkord arbeiten konnten.

Fig. 514, 515.



durchschn. bequem 50 cbm gefördert wurden und 1 cbm nur rd. 0,5 Tagew. erforderte, wobei die Arbeiter noch den Boden selbst hoben. Der Grund dieser günstigen Leistung liegt wesentlich in der Einfachheit und Unzerstörbarkeit der Förder-einrichtung, die niemals versagte, und bei der die Arbeiter stets in Akkord arbeiten konnten.

Bei geringem Luftdruck im Senkkasten muss man auch für diese Förder-Einrichtung durch einen Verschluss des Einströmungsrohres, ähnlich demjenigen, welcher bei der Schleuse von Ph. Holzmann beschrieben worden ist, den Luftdruck in der Leitung künstlich steigern und zum Heben der Kübel nicht gebrauchte, sondern frische Luft verwenden. —

In neuerer Zeit sind die Schleusen auch mehrfach

unten angebracht worden und zwar, sowohl über, als auch unter der Decke des Senkkastens. Die erste derartige Anwendung machte Eads bei dem Bau der Mississippi-Brücke bei St. Louis und fast gleichzeitig mit ihm Röbling bei der East-River-Brücke. Bei beiden Brücken dienten diese Schleusen nur zum Einsteigen der Arbeiter, die bei der Mississippi-Brücke auf einer Wendeltreppe zur Schleuse hinunter gelangten. Bei dieser Brücke lag die Schleuse unter der Senkkastendecke und über derselben wurde aus Mauerwerk mit eiserner Ausfütterung im Innern ein Schacht im Fundament für die Wendeltreppe hergestellt. Bei der East-River-Brücke lagen die Schleusen über der starken Holzdecke in weiten 4eckigen mit Holz ausgefütterten Aussparungen des Fundam. und standen durch die Decke hindurch mittels eiserner Rohre mit dem Senkkasten-Raum in Verbindung.

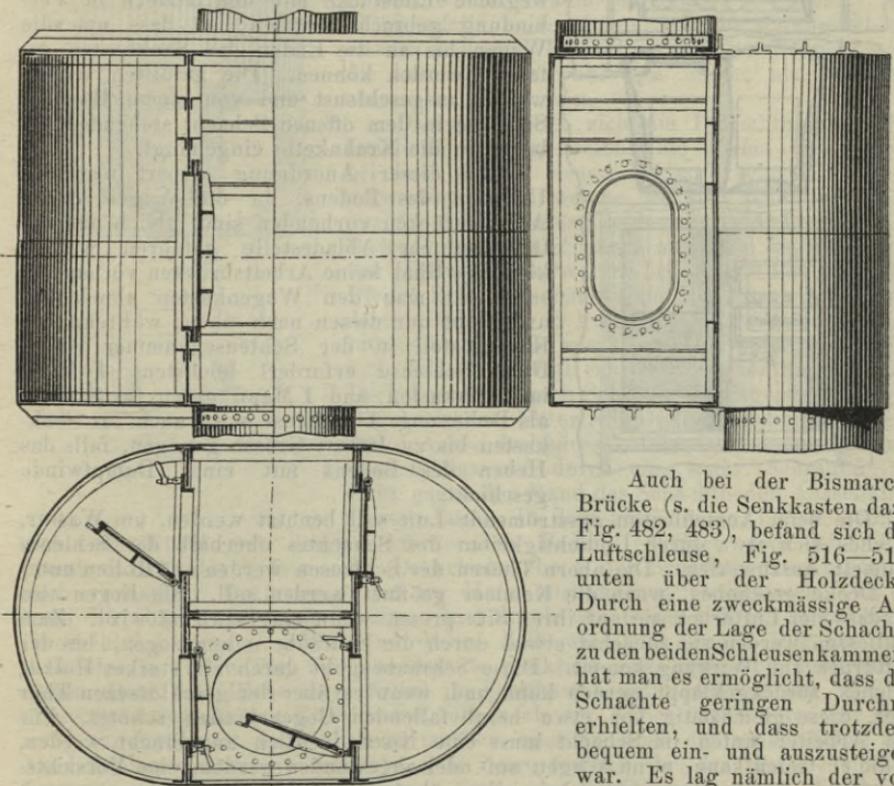
Eiserne oder hölzerne, genügend hoch über Wasser reichende Ausfütterungen sind, falls sämtliche Schleusen unten liegen, nothwendig, damit bei plötzlichem Senken des Pfeilers der Schacht nicht voll Wasser laufen kann. Ausserdem bieten sie auch mehr Sicherheit gegen Risse als nur gemauerte Schächte.

Die Vorzüge der tiefen Lage der Schleuse bestehen darin, dass: 1. das Verlängern der Schachttrohre, welches den Betrieb unterbricht, fortfällt, 2. mit den Schachttrohren auch die durch ihre Verbindungsstellen möglichen Luftverluste fortfallen, und endlich: 3. das bei grossen Tiefen beschwerliche Aufsteigen in der verdichteten Luft auf senkr. Leitern durch das weit bequemere Aufsteigen in der freien Luft ersetzt wird. Die Lage der Schleuse unter der

Senkkasten-Decke ist aber insofern gefährlich, als jene hier leicht durch ein starkes Setzen des Pfeilers zerstört werden kann, wenn der Boden derselben sich aufsetzt.

Fig. 514, 515 zeigen die allgemeine Anordnung der Schleuse, welche bei der Alexander-Brücke in St. Petersburg unter der Decke des Senkkastens für den Widerlagspfeiler angebracht war, und welche nur zum Fördern benutzt wurde. Den Mitteltheil *a* bildet der bis in den Senkkasten reichende, unten geschlossene, oben offene Schacht, dessen Querschnitt oberhalb des Senkkastens rechteckig wurde, wie die punktirte Linie des Grundrisses zeigt. Der Schacht war durchweg mit Blech ausgefüttert, welches mit dem umgebenden Mauerwerk verankert war. An das unter der Decke befindliche Stück des Mitteltheils schlossen sich seitlich 3 gleich grosse Schleusenkammern *b* an, welche abwechselnd voll Thonboden gepackt wurden, der dann nach dem offenen Mitteltheil hin ausgeschleust ward. Auf dem Boden der letztern standen Arbeiter, welche die aus alten Zementfässern bestehenden Fördergefäße füllten. Das Heben der Fördergefäße geschah durch eine mit Dampfkraft getriebene Winde.

Fig. 516—518.



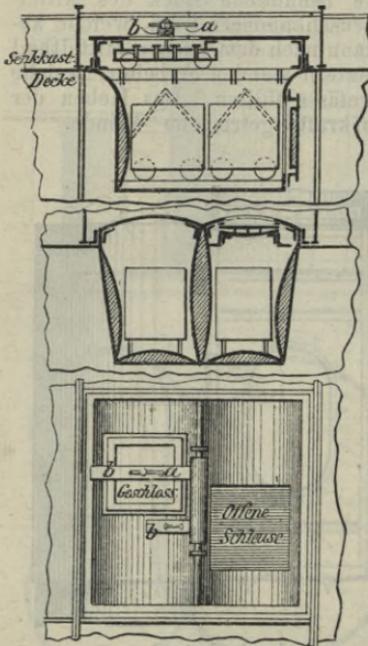
Auch bei der Bismarck-Brücke (s. die Senkkasten dazu Fig. 482, 483), befand sich die Luftschleuse, Fig. 516—518, unten über der Holzdecke. Durch eine zweckmässige Anordnung der Lage der Schachte zu den beiden Schleusenkammern hat man es ermöglicht, dass die Schachte geringen Durchm. erhielten, und dass trotzdem bequem ein- und anzusteigen war. Es lag nämlich der von der Schleuse nach oben führende Schacht nicht über,

sondern neben dem nach unten führenden, wie aus dem Längenschnitt des Senkkastens deutlich zu sehen ist. Der nach oben führende, oben offene Schacht, reicht bis zum Boden der Schleuse und der unten offene zum Senkkasten führende erstreckt sich bis zur Decke der Schleuse. Zwischen beiden Schächten liegt eine Scheidewand ohne Thür, während von jedem Schachte je eine Thür in jede der beiden neben den Schächten (nach den Langseiten des Pfeilers zu) angebrachte Schleusenkammern führt.

Alle bisher besprochenen Schleusen, mit Anbringung unten an der Senkkasten-Decke, dienen nur für den einen Senkkasten, an welchem sie unlösbar

befestigt sind. Es ist dies ebenfalls ein Nachtheil gegenüber den Schleusen, welche auf Schachtrohren über dem Wasserspiegel angeordnet sind. Verfasser hat diesen Uebelstand bei der nachstehend beschriebenen, noch nicht ausgeführten Konstruktion, Fig. 519—521, zu vermeiden gesucht. Dieselbe, nur zur Förderung bestimmt, hat eine so geringe Höhe, dass sie nur etwa 1 m tief in den Hohlraum des Senkkastens hinab reicht. Sie kann also, nach beendeter Arbeit bequem untermauert, von der Decke abgeschraubt und durch den Schacht nach oben entfernt werden.

Fig. 519—521.



Die Schleuse hat 2 Kammern, in deren jeder 2 kleine Wagen von 0,5 cbm Fassungs Platz haben. Die Doppelkammern öffnen sich im Senkkasten nach den entgegengesetzt liegenden Langseiten hin, um ein gleichmässiges Ausheben zu befördern. An der Decke des Senkkastens sind kleine Gleise aufgehängt, welche, wenn die Thüren der Kammern geöffnet sind, durch bewegliche Endstücke mit den letztern in Verbindung gebracht werden, so dass nun die Wagen bis an die Enden der Senkkasten gefahren werden können. Die gefüllten Wagen werden ausgeschleust und von einem über der Schleuse in dem offenen Schacht stehenden Arbeiter in die Krahnkette eingehängt.

Bei dieser Anordnung erspart man das Umladen des Bodens, da die Wagen, wenn Arbeitsbrücken vorhanden sind, gleich aus den Gerüsten zur Abladestelle gefahren werden können. Sind keine Arbeitsbrücken vorhanden, so macht man den Wagenkasten abnehmbar und hebt nur diesen nach oben, während das Rädergestell in der Schleusenkammer bleibt. Diese Schleuse erfordert höchstens 4 Mann im Senkkasten und 1 Mann unten im Schacht als Bedienung. 1 Schleuse wird auch für Senkkasten bis zu 100 qm Grösse genügen, falls das Heben des Bodens mit einer Dampfwinde geschieht.

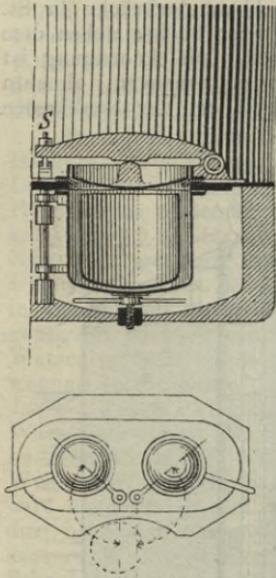
Die beim Ausschleusen ausströmende Luft soll benutzt werden, um Wasser, welches sich etwa durch Undichtigkeiten des Schachtes oberhalb der Schleuse sammelt, auszuwerfen. Die oberen Thüren der Schleusen werden auf Rollen unter die Decke geschoben, wenn die Kammer geöffnet werden soll. Sie liegen also so, dass der Luftdruck sie auf ihren Sitz presst, wenn eingeschleust wird. Zum Schliessen werden sie zunächst etwas durch die Schraube *a* angezogen, bis der Luftdruck zur Wirkung kommt. Diese Schraube geht durch ein starkes Holz *b*, welches zurückgeklappt werden kann und, wenn es über der geschlossenen Thür liegt, diese gleichzeitig vor etwa herab fallenden Gegenständen schützt. Für den Arbeiter unten im Schacht muss eine Nische seitlich angebracht werden, in die er treten kann, wenn Wagen auf- oder abgewunden werden, eine Vorsichtsmassregel deren Ergreifung bei allen ähnlichen Schleusen nicht versäumt werden darf.

Die geraden Wände der Schleuse sind nicht durch L- oder T-Eisen verstärkt, sondern dadurch, dass im Innern der Schleusenkammer gebogene Bleche angeordnet sind, die mit den geraden oben und unten vernietet werden. Die äussern geraden Bleche bilden den luftdichten Verschluss, die innern gebogenen haben die Beanspruchung aufzunehmen. Sie bilden also gleichsam die gezogenen und die geraden Bleche die gedrückte Gurtung eines Trägers. Damit die letztere nicht nach innen ausbiegen kann, ist der Zwischenraum zwischen beiden mit Gips ausgefüllt. In gleicher Weise ist der Schleusenboden ausgeführt. Die Scheidewand zwischen den beiden Schleusenhälften besteht aus

2 gleich stark gekrümmten Wänden, von denen aber nur die eine dicht abschliesst, während die andere die Querwände deshalb nicht ganz erreicht, um den Gips zur Füllung des Zwischenraums einbringen zu können.

Diese Art der Verstärkung von geraden Wänden ist an Eisen nicht schwerer anzubringen, als eine solche durch Façoneisen, und hat vor jener den Vorzug voraus, dass sie: 1. eine sehr gleichmässige Unterstützung bietet, dass: 2. die Wandflächen inwendig glatt sind, so dass die Wagen beim Herausheben nirgends fest gehalten werden, und dass endlich: 3. der Luftverbrauch für das Ausschleusen durch die Gipsfüllung vermindert wird. Diese Verstärkungsart ist mit gutem Erfolge auch bei Schachtrohren mit geraden Längswänden in St. Petersburg angewendet worden.

Fig. 522, 523.



Ist schon die letztbeschriebene Schleuse nur zur Förderung der Materialien, und zwar, sowohl des Bodens, als auch später der Mauermaterialien, bestimmt, und ist aus diesem Grunde ihre Höhe nur diesem Zwecke entsprechend bemessen, so ist doch immerhin der Raum derselben so gross, dass nöthigenfalls auch einige Arbeiter durchgeschleust werden können. Es sollten auch zu diesem Zwecke die Lufthähne, sowohl von innen, als auch von aussen, zu öffnen sein.

Dagegen eignet sich die Einrichtung zur Materialienförderung, welche die Firma Gregersen bei dem Bau der neuen Theiss-Brücke zu Szegedin verwendete (und welche sie sich patentiren liess), nur für die Förderung und zwar in 1. Linie für die Bodenförderung und kaum noch für die Förderung von Steinen. Es waren bei jenem Bau in jedem Pfeiler 2 Förderschächte aus Eisenblech angebracht, deren Böden je 2 kreisförmige, von oben durch luftdichte Deckel geschlossene, Oeffnungen, Fig. 522, 523, von 750 mm Durchm. enthielten. Die Deckel werden durch Schrauben *S* angepresst, die auf Bügel wirken. Unter jede Oeffnung kann ein um eine senkr. Achse drehbares hutförmiges Gefäss gebracht werden, das sich durch eine senkr. Schraube luftdicht gegen den Rand des Schachtboden-Ausschnittes pressen lässt. In dem hutförmigen Gefässe befindet

sich ein Kübel mit dem) zu fördernden Boden. Oeffnet man bei angepresstem Hute durch Lösen der Deckelschraube *S* den Schachtboden-Ausschnitt, nach vorheriger Entfernung der im Hute vorhandenen verdichteten Luft, so kann der volle Kübel empor gezogen und durch den leeren Hut ein leerer Kübel eingeschleust werden. Während dieser Zeit wird ein zweiter Hut des betr. Schachtes in die in Fig. 523 angedeutete punktirte Lage gebracht, und der in diesem Hute befindliche leere Kübel im Senkkasten mit Boden gefüllt. Um ein vorzeitiges Oeffnen der Kübeldeckel, ehe noch der Kübel genau unter der Oeffnung angehoben ist, unmöglich zu machen, sitzt am Ende der senkr. Achse eine Vorrichtung, welche die Schraube *S* so lange festhält, bis der Hut die richtige Lage einnimmt. Diese Vorrichtung ist, wie Verf. aus eigener Erfahrung weiss, sehr nothwendig. Trotzdem wäre es der Luftverluste und immer noch vorhandenen Gefahr wegen besser, wenn die Deckel durch den Luftdruck auf ihre Sitze gepresst würden, eine Aenderung, die unschwer anzubringen wäre. Ausser den beiden Förderschächten war noch eine Einsteigschleuse ebenfalls unten angebracht, eine nicht zu billigende Einrichtung, deren Gefährlichkeit auch dadurch bewiesen ward, dass sie einmal unter Wasser gerieth.

Auf ganz gleichem Grundsatz beruht übrigens die 1873 in Moskau vom Ing. Favre aus Kowno im Modell aufgestellt gewesene Förderschleuse<sup>1)</sup>, so dass es fraglich erscheint, wem die Urheberschaft dieses Gedankens zukommt.

<sup>1)</sup> Zeitschr. d. Archit.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover. 1873. S. 626.

Bei spätern Bauten hat der Unternehmer Gregersen diese Einrichtung, die übrigens auch in jeder oben gelegenen Schleuse anzubringen wäre, nicht wieder angewendet, angeblich, weil die Pfeiler für den sehr leistungsfähigen Apparat zu klein waren. Verf. glaubt, dass wohl auch das nicht sehr bequeme Einschleusen der Mauermaterialien abschreckte, so wie der Umstand, dass die in Szegedin gemachten Erfahrungen die Lage der Schleuse oben der Sicherheit der Leute wegen ohnehin wünschenswerth erscheinen liessen.

Hier sei noch ein sehr einfaches Förderverfahren erwähnt, das allerdings nur bedingungsweise Empfehlung verdient. Dasselbe besteht darin, dass die Fördereimer mittels eines dünnen Drahtseils gehoben werden, welches genau über der Mitte der Schachtröhre durch eine Stopfbüchse in der Schleusendecke ins Freie tritt und von einer beliebigen Dampfwinde, die nicht an der Schleuse selbst befestigt zu sein braucht, angezogen wird. Fig. 524 zeigt diese Anordnung, wie sie bei einer Schleuse bei dem Bau der Alexanderbrücke in St. Petersburg benutzt wurde. Die Luftverluste durch die Stopfbüchse neben dem Drahtseil hindurch sind hierbei stets ziemlich bedeutend. Die Anordnung ist also nur da anwendbar, wo man, um die Luft unten zu erneuern, ohnehin künstlich Luft entlassen müsste, weil der Boden, in welchem der Senkkasten steht, zu undurchlässig ist (Lehm oder Thon).

Fig. 524.

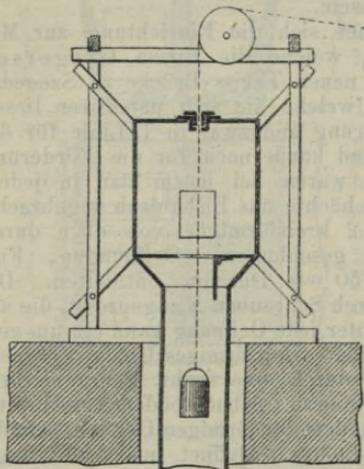
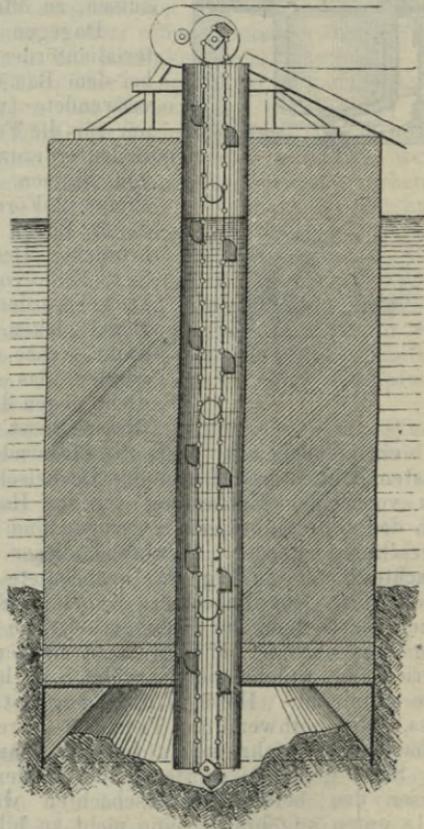


Fig. 525.



Im Uebrigen hat die Einrichtung den Vorzug, dass an der Schleuse kein nennenswerther Zug ausgeübt wird, weil die Seilrolle auf einem von der Schleuse unabhängigen Gerüste stehen kann.

Anstatt des Seils sind auch flache Bänder aus Stahl oder Phosphorbronze gut verwendbar.

Ausser den bisher beschriebenen Fördereinrichtungen, bei welchen der Boden regelrecht ausgeschleust wird, hat man auch noch solche angewendet, bei denen dies nicht nöthig ist. Die ältesten Einrichtungen dieser Art sind die oben offenen Baggerschächte, Fig. 525, wie sie in Kehl, Königsberg und New-York angewendet wurden. Die Anordnung dieser Schächte ist derartig, dass sie durch die Decke des Senkkastens hindurch etwas tiefer hinab reichen, als die

Schneide des Senkkastens. Die Schachte stehen voll Wasser und durch dasselbe hindurch wird der Boden mittels irgend einer gewöhnlichen Bagger-einrichtung gehoben. In Kehl und Königsberg benutzte man hierzu einen senkr. Eimerbagger, in New-York einen Exkavator. Die Arbeit der Leute im Senkkasten besteht dann nur darin, dass sie den Boden vom Rande des Senkkastens dem Baggerschachte zuwerfen.

Die Gefahren dieser Einrichtung liegen in der Möglichkeit, dass die ganze Luftmenge aus dem Senkkasten entweicht, und zwar entweder in Folge der Zerstörung des Schachtes, die bei starkem Setzen des Pfeilers möglich ist, oder auch bei unversehrtem Schachte unter dem Rande desselben durch. Da nämlich während des Baggers von den Baggereimern dem Schachte stets etwas Wasser entführt wird, ist die Druckhöhe in demselben geringer, als diejenige des Wassers ausserhalb des Pfeilers. Ausserdem wird die verdichtete Luft auch deswegen leichter durch den Schacht einen Ausweg suchen, weil hier nur eine Wassersäule zu überwinden ist, welcher ausserhalb die Reibung in dem umgebenden Erdreich hinzu tritt. Es ist daher nothwendig, beständig Wasser in den Schacht zu pumpen; das zu viel zugeführte wird in den Senkkasten treten und dort durch den Luftdruck wieder in den Boden gedrückt werden.

Trotzdem nun bei den Baggerschächten der East-River-Brücke während des Baggers stets Wasser zugeführt wurde, ist es dennoch vorgekommen, dass die Luft mit furchtbarem Geräusch ausbrach, und Wasser, Sand und Steine zu grosser Höhe empor schleuderte. Ganz derselbe Zufall ereignete sich in Kehl und veranlasste den Unternehmer, das Baggern in offenem Schachte aufzugeben. In New-York geschah der Ausbruch in einer Arbeitspause und gerade diese muss Ursache derselben gewesen sein. Vermuthlich hat man die Zuführung von Wasser in den Schacht mit dem Baggerbetriebe zugleich eingestellt, ohne sich die Folgen genügend klar zu machen. Das im Schachte während des Baggers befindliche Wasser enthielt nämlich sehr viele erdige Bestandtheile, die, so lange die Bewegung im Schachte dauerte, schwebend erhalten wurden. Dies Wasser konnte daher ein bedeutend höheres specif. Gewicht besitzen, als das reine Wasser ausserhalb des Schachtes. Die Folge davon ist das Bestreben des Wassers, im Schachte seinen Spiegel tiefer einzustellen, als den äussern Wasserspiegel. Wenn nun mit dem Baggern gleichzeitig die Wasserzufuhr eingestellt wird, so wird zunächst so viel Wasser aus dem Schachte in den Senkkasten treten und dort im Boden verschwinden, bis das Gleichgewicht zwischen dem innern und äussern Wasser wieder hergestellt ist, d. h. es wird sich der Wasserspiegel im Schachte unter den äussern senken. Das in dieser Weise hergestellte Gleichgewicht wird aber sehr bald gestört werden, weil das Wasser im Schachte, welches jetzt nicht mehr in Bewegung gehalten wird, die schwebenden Bodentheilchen in den lässt, und nun dasselbe specif. Gewicht erlangt, wie das Aussenwasser. Der Schacht wird dann, trotzdem er etwas tiefer hinab reicht als die Senkkastenschneide, diejenige Stelle sein, welche dem Luftaustritt den geringsten Widerstand bietet, und es kann die geringste Veranlassung den Ausbruch der Luft herbeiführen. Man darf also mit der Zuführung des Wassers niemals aufhören, auch nicht während der Pausen, und sobald die Pumpe einmal versagt, steht man vor der Gefahr eines Luftausbruchs. — Die ausführliche Erklärung dieser sogen. Unglücksfälle hier zu geben hat Verf. für nothwendig gehalten, um dadurch vor nachmaliger Anwendung des in Rede befindlichen Verfahrens zu warnen.

Eine anderweite Bodenförderung ohne Ausschleusung ist diejenige durch Strahlpumpen, bei denen der mit Wasser gemischte zerkleinerte Boden, in ähnlicher Weise, wie bei den Injektoren das Wasser durch den Dampf, durch unter hohem Druck strömendes Wasser mitgerissen wird. Fig. 526 stellt eine solche Pumpe dar. Der zu fördernde Boden muss durch einigen Wasserzusatz in flüssigen Zustand gebracht werden. In der Regel stellt man den Apparat unten im Senkkasten in einen Kübel, in welchem die Mischung mit Wasser erfolgt. Das Wasser nimmt man nach Bedarf durch ein kleines Zweigrohr, welches von dem Hauptrohr abzweigt, bevor dieses in die Strahlpumpe mündet. Eine solche Strahlpumpe wurde bei dem Bau der Alexanderbrücke in St. Petersburg

angewendet. Zum Betriebe der Druckpumpe war eine 15 pferd. Lokomobile erforderlich. Die Leistungen entsprachen nicht den Erwartungen, da sie sehr

Fig. 526.

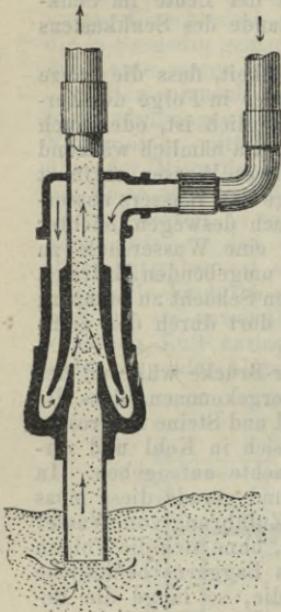
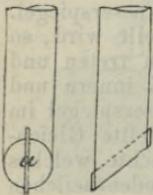


Fig. 527.



zum Geschick und gutem Willen der Arbeiter abhängig sind, welche beide man schwer beurtheilen kann. Denn wenn die Arbeiter mit der Sandzuführung zu träge sind, sieht man doch fortwährend den mit Sand gemischten Wasserstrahl ausfliessen, ohne dass man unmittelbar zu schätzen vermag, ob Sand in genügender Menge zugemischt wurde. Ausserdem zerfrisst der Sand ziemlich schnell die Wände der Strahlpumpe. In Thon und Lehm erfordert die Zerkleinerung des Bodens so viele Arbeit, dass man denselben zweckmässiger in anderer Weise hebt. Bei gleichmässigem Sande und guter Bedienung ist der Apparat immerhin sehr leistungsfähig. — Sowohl das Druckrohr der Wasserzuführung als auch das Steigerrohr müssen unten an der Senkkastendecke durch Hähne oder Ventile abzuschliessen sein, und ebenso auch oben am Austritt aus dem Schachtrohre oder dem Mauerwerk, falls dieselben durch das Mauerwerk nach oben geführt werden.

Einfacher und zuverlässiger ist das zuerst von General Shmith in Amerika angewendete Verfahren, den Sand oder Schlamm unmittelbar durch den Luftdruck auszublases, welches bei dem New-Yorker Senkkasten der East-River-Brücke in grossem Maassstabe, in geringerm auch bei dem Bau der Lauenburger Elbbrücke angewendet wurde. Die hierfür nöthige Einrichtung besteht in einem einfachen Gasrohr, welches von oben durch die Decke des Senkkastens bis etwa 0,5 m über den Boden führt, und das sowohl an der Senkkastendecke, als auch oben abschliessbar

sein muss. Das untere Ende des Rohres schneidet man am besten schräg ab und setzt in der längern Richtung der Oeffnung eine Stahlplatte *a* oder auch ein Kreuz ein, um zu verhindern, dass grössere Steine, welche das Rohr verstopfen könnten, mitgerissen werden. Fig. 527 zeigt die Rohrmündung, wie sie bei den Lauenburger Senkkasten eingerichtet war.

Für die Leistungsfähigkeit ist die Höhe des herrschenden Luftdruckes insofern von wesentlichem Einfluss, als mit demselben die Ausströmungsgeschw. und die gleichzeitig ausgeschleuderte Masse wächst. Die Wirkung der Luft ist nämlich bei dieser Einrichtung ähnlich wie bei einer Windbüchse zu denken, und es wird gleichsam ein Pfropfen aus Sand von der verdichteten Luft durch das Rohr getrieben. Es kann daher auch bei verhältnissmässig geringem Druck noch Sand ausgeschleudert werden; nur wird dann eine grössere Menge Luft dem Senkkasten zu entziehen sein, um einen leichtern Pfropfen Sand auszuwerfen, während bei grossem Druck und geschickter Zuführung des Sandes scheinbar ein zusammen hängender Strom ausfliesst. Die Sandzuführung geschieht in der Weise, dass man unten um das Rohr einen Hügel aufwirft oder auch, indem man einen Trichter um die Rohröffnung anbringt, in welchen man den Sand schüttet. Ein Arbeiter hat dabei beständig den Griff des Absperrhahnes unter der Decke in der Hand, um denselben fortwährend abwechselnd zu öffnen und zu schliessen, ihn aber sofort ganz abzustellen, wenn nicht Sand genug vor der Oeffnung liegt. In Lauenburg wurden mit einem Rohre von 38 mm Weite bei 1,2 Atm. Luftdruck im Durchschn. in 1 Arbeitsstunde 1,556 cbm Sand oder f. 1 qcm Rohroeffnung in 1 Stunde 0,141 cbm ausgeschleudert. Die ganze Länge des Rohres betrug dabei 14,45 m, davon 11,45 m senkr., 1,8 m oben horizontal und 1,2 m Krümmung. Gärtner<sup>1)</sup> giebt an, dass das Sandgebläse zu seinem Betriebe eine stündl. Mehrlieferung an Luft

<sup>1)</sup> Zeitschr. d. Oesterr. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1879, S. 41.

(atmosphär. Spannung) von rd. 75  $\text{cbm}$  beanspruchte. Ueber die Leistung des Sandgebläses in dem New-Yorker Senkkasten macht Malézieux<sup>1)</sup> folgende Angaben: Bei einer Tiefe von 18 m und einem Rohrdurchm. von 90 mm strömte  $\frac{1}{2}$  Stunde ununterbrochen in der Min. 0.37  $\text{cbm}$  Sand aus. 14 Arbeiter waren dabei um das Rohr beschäftigt, um demselben Sand zuzuführen. — Von der Geschicklichkeit des Arbeiters, welcher den Hahn an der Decke bedient, sind Leistungsfähigkeit und Luftverbrauch in hohem Maasse abhängig. Die bedeutenden Luftverluste, welche bei ungeschickter Handhabung eintreten, werden in ihren Wirkungen um so unangenehmer, je kleiner die Senkkasten sind, d. h. je geringer der ganze Vorrath an verdichteter Luft ist. Mit der Grösse der Senkkasten wird man daher auch den Rohrquerschnitt wachsen lassen können. Bei dem New-Yorker waren gleichzeitig 3 Rohre von 90 mm Durchm. in Thätigkeit, ohne dass der Luftdruck so weit gesunken wäre, dass ein Setzen des Pfeilers erfolgte. Die Möglichkeit dieses Setzens verbietet es auch, das Verfahren anzuwenden so lange die Senkkasten noch an den Gerüsten hängen, weil diese sonst zerstört werden können. Da die Rohre sehr schnell durchgescheuert werden, so muss man eine grössere Anzahl zum Ersatz einmauern.

Da das Ausblasen bei geschickter Handhabung weniger Dampfkraft als das Fördern mit der Strahlpumpe erfordert und ausserdem eine vorzügliche Lüftung herstellt, ist es dem andern Verfahren vorzuziehen; für Boden, der erst zerkleinert werden muss, ist es indessen ebenso wenig zu empfehlen wie jenes.

Aehnlich, wie hier den Sand, pflegt man auch das Wasser aus dem Senkkasten auszuwerfen, wenn der Boden so dicht ist, dass der Luftdruck es nicht in denselben hinein treibt. Man hat zu diesem Zwecke auch nicht nöthig, den Luftdruck höher zu steigern, als es der hydrostat. Druck aussen verlangt, und kann doch das Wasser weit über den Aussenspiegel heben. In der Regel fördert man das Wasser durch ein Gasrohr, welches in dem Schachtrohre nach oben geführt wird und unter der Schleuse aus demselben in das Freie tritt. Der Austritt ist wieder durch einen Hahn verschliessbar zu machen, der von innen, oder noch besser, von innen und aussen zu handhaben ist. Am untern Ende des Rohres befindet sich ein Spiral-Gummischlauch, der in den Sumpf im Senkkasten gelegt wird. Das Auswerfen des Wassers kann man nun in zweierlei Weise bewerkstelligen: Entweder hebt man, nach Oeffnung des Hahns am obern Rohrende, die Schlauchöffnung unten ein wenig über Wasser, so dass mit dem Wasser gleichzeitig etwas Luft durch den Schlauch austreten kann, — wobei man indessen vorsichtig sein muss, damit nicht unnöthig viel Luft entweicht — oder aber man bringt oben an dem Rohre etwas unterhalb des äussern Wasserspiegels einen kleinen Hahn an, durch den man verdichtete Luft eintreten lassen kann. In diesem Falle lässt man die Schlauchöffnung ganz unter Wasser. Oeffnet man nun den obern Hahn, welcher das Rohr verschliesst, so drückt der im Senkkasten herrschende Luftdruck das Wasser zunächst bis zur Höhe des äussern Wasserspiegels in dem Rohre in die Höhe, also höher als der an demselben angebrachte kleine Lufthahn liegt. Lässt man jetzt durch diesen etwas verdichtete Luft eintreten, so wirft diese das Wasser vollends hinaus. Häufig besorgen schon Undichtigkeiten im Rohre den Dienst dieses kleinen Hahns, so dass das Wasser von selbst ausfliesst, sobald man nur den grossen Hahn öffnet. —

Für die Wahl der Schleusen ist bereits durch Mittheilung der Vorzüge und Nachtheile der beschriebenen Ausführungen einiger Anhalt gegeben. Weiteres zur Sache ist in folgenden Bemerkungen enthalten:

Allgemein hüte man sich vor zu gekünstelten, leicht zerstörbaren Einrichtungen, und wähle, wenn auf dem Senkkasten nur eine Einsteigeschleuse angebracht werden soll, stets eine oben (auf Schachtrohren) befindliche. Ob dann eine solche mit nur einem grossen Raume, wie die Dömitzer, oder eine mit zwei kleinen nicht besteigbaren Materialenräumen, wie die von Ph. Holzmann, oder endlich eine solche mit 2 besteigbaren Materialenräumen, wie die in Fig. 497—500 dargestellte, den Vorzug verdienen, hängt von sehr verschiedenen Umständen ab. Es ist nur hervor zu heben, dass Schleusen nach

<sup>1)</sup> *Fondations a l'air comprimé* in den *Ann. d. ponts et chauss.* 1874, S. 386.

der ersten und letzten Art für jede Erdart (Thon oder Sand), sowie für jede Art der Ausfüllung des Senkkastens (Mauerwerk oder Beton) gleich zweckmässig sind, während Schleusen nach Art der noch sonst erwähnten sich für Thonboden und Ausfüllung mit Ziegelmauerwerk weniger eignen. Für grosse Senkkasten und für Thonboden sind auch unten angebrachte Förderschleusen nach Art der Favre-Gregersen'schen, oder der vom Verf. entworfenen sehr vortheilhaft. Bei Sandboden nehme man stets auch auf das Ausblasen Bedacht, das in jeder Beziehung zu empfehlen ist.

Da das Aufsteigen an senkr. Leitern in der verdichteten Luft sehr angreifend ist, und die dadurch stark erhitzten Arbeiter sich während des Ausschleusens leicht erkälten, so sei bei sehr bedeutenden Tiefen empfohlen, unten an der Senkkasten-Decke Einsteigeschleusen anzuordnen, aus denen man in gewöhnlicher Luft auf Wendeltreppen oder sonstwie nach oben gelangt. Der oben offene Schacht muss dann aber unbedingt eine Umhüllung von Eisen oder Holz erhalten.

Wendet man zum Betrieb der Fördereinrichtungen eine sogen. Dampfwinde an, die von einem im Gerüste oder auf einer Barke stehenden Kessel gespeist wird, so muss das Dampfrohr den Bewegungen des Pfeilers beim Senken, sowie den Schwankungen des Schiffes folgen können. Es muss also entweder Scharniere haben, welche Bewegungen nach jeder Seite gestatten oder auch an passenden Stellen durch einen Schlauch ersetzt werden. In der Regel wird man indessen die Kraft nach der Schleuse hin durch eine Seiltransmission übertragen und die Dampfmaschine mit dem Kessel vereinigen. Dies empfiehlt sich namentlich, wenn auch die Luftpumpen nicht direkt wirkende sind, sondern durch Lokomobile getrieben werden. Man vereinigt dann die ganze Maschinenkraft zunächst auf dieser Transmission, treibt von derselben Luftpumpen und Förderapparate und hat es dann in der Hand, bei plötzlich eintretendem grösserem Luftbedarf die ganze Maschinenkraft zum Pumpen benutzen zu können. Die Uebertragung der Kraft von der Transmissionswelle auf die Winden an den Schleusen muss nun so eingerichtet sein, dass sie möglichst geringen Zug auf die Schleusen ausübt. Man muss dem Tau also möglichst grosse Geschwindigkeit (15 m in der Sek. und mehr) geben und ausserdem eine Vorrichtung anbringen, durch welche das Seil allen Schwankungen des Schiffes und des Pfeilers beim Setzen folgen kann. Am einfachsten erreicht man dies mit Spannrollen, die an einem Ende eines Hebels befestigt sind, der am andern Ende so stark belastet wird, wie es die zu übertragende Kraft verlangt. Die Spannrollen bringt man am losen Trum an, so dass das Seil einen möglichst grossen Theil der Scheibe umfasst, Fig. 528.

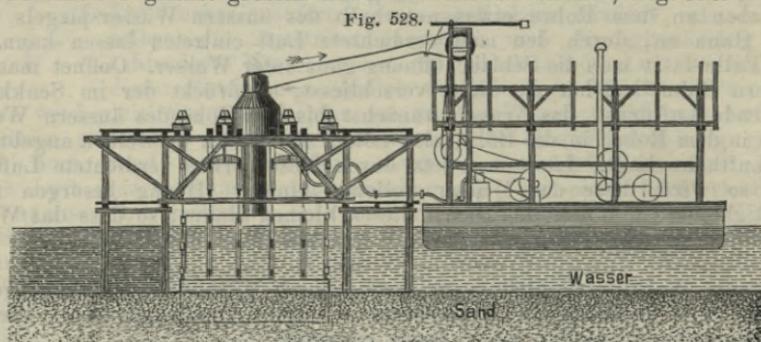


Fig. 528.

In der Regel nimmt man Hanfseil, dessen Stärke man  $d = 2\sqrt{P}$  nehmen kann, wenn  $d$  den Durchm. in mm und  $P$  die auf den Umfang der Seilscheibe reduzierte zu übertragende Kraft in kg bedeutet. Bei kurzen Entfernungen sind auch Lederschnüre ( $d = 4\sqrt{P}$ ) vortheilhaft, weil sie weniger schnell verschleissen.

Zum Dichten der Klappen und Schleusenthüren, die häufig gebraucht werden, benutzt man am zweckmässigsten Packungen von Gummi mit mehreren Zeugeinlagen; Dicke der Packung 8 bis 10 mm. Für solche Klappen, die nur sehr selten in Thätigkeit treten, wie z. B. die zum Verschlusse der Schachtröhre an der Senkkasten-Decke dienenden, genügen auch solche aus getheertem Filz.

### β. Statische Berechnung der Luftschleusen.

Konstruktion und Berechnung der Luftschleusen verdienen ganz besondere Aufmerksamkeit, weil in Folge der häufigen Spannungswechsel in den Wänden derselben das Eisen verhältnissmässig schnell kristallinisches Gefüge annimmt, wie eine auf der Zeche Rheinpreussen bei Homberg geplatze Schleuse erkennen liess. Man sollte daher bei der Auswahl des Materials noch versichtiger als bei Dampfkesseln verfahren und nur bestes sehniges Eisen in Blechen und Façon-eisen verwenden. Der Anwendung von Stahl kann nach den bisher gemachten Erfahrungen noch nicht das Wort geredet werden.

An den Luftschleusen sind ebenso wie bei Kesseln ebene Flächen möglichst zu vermeiden; wo dies nicht möglich ist, muss der Versteifung grosse Sorgfalt gewidmet werden.

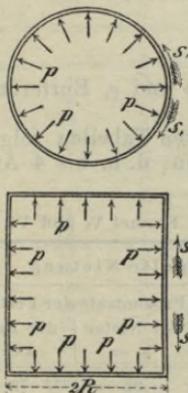
Die oben auf Schachtrohren aufgebrachten Luftschleusen erhalten in ihren Haupttheilen nur Druck von innen. Sind dieselben von zylindrischer Gestalt, so hat man sie wie Röhren mit innerm Druck zu berechnen. Da der Durchm.  $2R$  der Schleusen im Verhältnisse zur Wandstärke  $\delta$  derselben sehr gross ist, so wird der Spannungs-Unterschied in der Innen- und Aussenfläche nur unbedeutend sein, so dass man der Berechnung die mittlere in der Wand herrschende Spannung  $s$  zu Grunde legen kann.

Wenn der Druck der Luft auf die Flächeneinheit der Wände eines zylindrisch an beiden Enden geschlossenen Gefässes, Fig. 529 und 530,  $p$  ( $kg$ ) beträgt, so entstehen in dem Zylindermantel 2 Spannungen: eine Ringspannung, welche für jeden Ring von der Höhe 1 des Mantels  $= pR$  wird, und eine senkr. zu dieser, also parallel der Gefässaxe, welche  $= \frac{pR}{2}$  ist.

Ist die Stärke der Gefässwand  $= \delta$ , so ist für die Flächeneinheit:

die Ringspannung:  $s_r = \frac{pR}{\delta}$  und die Axialspannung:  $s_a = \frac{s_r}{2} = \frac{pR}{2\delta}$ .

Fig. 529, 530.



Von diesen beiden Spannungen wird nach der gegenwärtig gebräuchliche Berechnungsweise nur die grössere für die Bestimmung der Wandstärke berücksichtigt. Als eine Formel, welche nach diesem Grundsatz festgestellt ist, aber gleichzeitig auf die Schwächung der Mantelbleche durch die Niete gebührend Rücksicht nimmt, sei diejenige mitgetheilt, welche von der am 6. und 7. Juli 1884 zu Brüssel stattgehabten Delegirten- und Ingenieur-Versammlung des Verbandes der Dampfkessel-Ueberwachungs-Vereine für die Berechnung der Blechstärken neuer Dampfkessel aufgestellt wurde; hinzugefügt seien auch die Grundbedingungen, welche als maassgebend für derartige Konstruktionen hingestellt wurden.<sup>1)</sup>

Die Grundbedingungen lauten wie folgt:

1. Der Berechnung der Blechstärken ist mindestens eine 5fache Sicherheit zu Grunde zu legen, wobei die Stärke der Nietnäthe mit in Rechnung zu ziehen ist.

Die Stärke der Nietnath ist zu berechnen nach

folgender Formel:

$$I. Z = \frac{e-d}{e} 100; \quad II. Z_r = \frac{f n x}{e \delta} 100, \quad \text{worin bedeuten:}$$

(für mm und bezw. kg)  $\delta$  Blechstärke,  $d$  Durchm. des Nietlochs,  $e$  Entfernung von M. z. M. der Niete,  $n$  Zahl der Nietreihen einer Naht,  $Z$  Zahl der Prozente der Festigkeit des Bleches in der Nietnaht im Vergleich zu der des vollen Blechs,  $Z_r$  Zahl der Proz. der Festigkeit der Nieten im Vergleich zu der des vollen Blechs,  $x = 1,0$  bei Ueberlappung und einfacher Laschen-nietung,  $x = 1,75$  bei Doppellaschen-Nietung,  $f =$  Querschnitt eines Nietes nach der Vernietung.

2. Aus praktischen Gründen, namentlich mit Rücksicht auf die Möglichkeit

<sup>1)</sup> Prakt. Maschinen-Konstrukteur 1884, S. 311.

des Verstemmens, sollen die Schweisseisen-Bleche der Schleusenmäntel und Schachtrohre eine geringste Stärke von 7 mm nicht unterschreiten.

3. Die von dem Verbande der Dampfkessel-Ueberwachungs-Vereine aufgestellten Normalbestimmungen für die Prüfung der Materialien für den Dampfkesselbau (Würzburger Normen) sollen maassgebend sein für die mindestens zu verlangende Widerstandsfähigkeit der Kesselbleche.

4. Die Nietnähte sollen stets so ausgeführt werden, dass die Widerstandsfähigkeit der Nieten gegen Abscheren mindestens = der in Rechnung zu ziehenden Festigkeit des Bleches in der Nietnaht ist.

5. Aus Gründen der Dauerhaftigkeit ist in die Formel zur Berechnung der Mantelbleche eine Konstante  $c$  einzusetzen, deren Grösse den örtlichen Betriebsinflüssen anzupassen ist, und die für Luftschleusen und Schachtrohre = 3 mm genommen werden kann.

Diesen Grundsätzen entsprechend sind folgende Formeln aufgestellt:

für Schleusenmantel-Bleche und Schachtrohre:

$$\text{III. } \delta = \frac{2500 D p}{K Z} + 3,$$

für Bleche von Zylindern mit äusserm Druck:

$$\text{IV. } \delta = 1,7 D p + 3.$$

Hierin bedeuten:  $\delta$  Blechstärke (mm),  $D$  Durchm. der Schleusen (Schachtrohre) (m),  $p$  Ueberdruck in Atm.,  $K$  Zerreihsfestigkeit des Materials (kg/mm),  $Z$  Anzahl der Procente der Blechfestigkeit in der Längsnath (parallel zur Achse), und  $c$  Konstante (3 mm für Schleusen und Schachtrohre).

Ferner sind, da in Punkt 4. verlangt ist, dass die Festigkeit der Nieten gegen Abscherung mindestens = der Festigkeit des Bleches in der Nietnaht sein soll, folgende Formeln für die Berechnung der Nietstärke und Niet-Theilung vorgeschlagen: V.  $d = \frac{45 \delta}{15 + \delta}$  und:

$$\text{VIa. für einfache Nietung: } e = \frac{300 d}{106 + d}, \text{ sowie:}$$

$$\text{VIb. für doppelte Nietung: } e_1 = \frac{500 d}{132 + d},$$

worin bedeuten:  $d$  Durchm. des Nietloches,  $\delta$  Blechstärke,  $e$  und  $e_1$  Entfernung von M. z. M.-Nieten (alles in mm).

Wir lassen noch die Theile der in der Quelle mitgetheilten Tabellen folgen, welche bei Luftdruck-Gründungen Anwendung finden können, d. h. bis 4 Atm. Ueberdruck.

Tabelle für mehrfache und einfache Ueberlappungs-Nietung nach Formel V. und VI.

Blechdicke in mm	Nietloch- Durchm. in mm	Einfache Nietung			Doppelte Nietung		
		Abstand der Nieten in mm	Prozentsatz der Festigk. der Nieten	der Naht	Abstand der Nieten in mm	Prozentsatz der Festigk. der Nieten	der Naht
$\delta =$	$d =$	$e =$	$z_1 =$	$z =$	$e_1 =$	$z_1 =$	$z =$
7	14	35	63	60	48	92	72
8	15	37	60	59	51	87	71
9	17	41	62	59	57	88	70
10	18	44	58	59	60	84	70
11	19	46	56	59	63	82	70
12	20	48	55	58	66	79	70
13	21	50	53	58	69	77	70
14	22	52	52	58	71	76	70
15	23	53	52	57	74	75	70
16	23	53	49	57	74	70	70
17	24	55	48	56	77	69	70
18	25	57	48	56	80	69	70

Will man also die Bedingung, dass die Festigkeit der Nieten auf Abscheren = derjenigen des Bleches in der Nath sein soll, erfüllen, so muss man einfache Nietung nur bei Blechen bis zu 10 mm Stärke und darüber hinaus bis 18 mm Stärke doppelte Nietung anwenden. Bei noch grösserer Blechstärke, die indessen bei Schleusen nicht vorkommen wird, müsste man 3fache Nietung anwenden.

Die nachstehenden Tabellen geben die Wandstärke für bestimmte Durchm. der Schleusen oder Schachtrohre an.

a. Schmiedeiserne Rohre mit äusserm Druck:  $\delta = 1,8 D p + 3$ .

Blechstärke mm No.	Luft-Ueberdruck in Atmosphären					
	1½	2	2½	3	3½	4
	Grösster zulässiger Durchm. mm:					
7	1481	1111	888	740	634	555
8	1852	1388	1111	925	793	694
9	2222	1667	1333	1111	952	833
10	2593	2444	1555	1296	1111	972
11	2963	2722	1778	1481	1269	1111
12	3333	3000	2000	1667	1428	1250
13	3704	3278	2222	1852	1587	1388
14	4074	3555	2444	2037	1746	1527
15	4444	3833	2667	2222	1905	1667
16	—	4111	2889	2408	2062	1806
17	—	—	3111	2593	2222	1944
18	—	—	3333	2778	2381	2083
19	—	—	3556	2963	2540	2222
20	—	—	3778	3150	2698	2361

Zur Vermehrung der Sicherheit gegen Flachdrücken wird man bei grössern Durchmessern der Rohre mit äusserm Druck noch Versteifungs-Ringe anordnen.

b. Schleusen und Schachtrohre mit innerm Druck:  $\delta = \frac{2500 D p}{K z} + c$ .

Für diese Tabelle ist  $K = 30 \text{ kg}$ ,  $z = 59$  bzw.  $70\%$  und  $c = 3 \text{ mm}$  angenommen.

Blechstärke mm No.	Einfache Längsnath $z = 59$					
	Luftüberdruck in Atmosphären					
	1½	2	2½	3	3½	4
Grösster zulässiger Durchm. mm						
7	1885	1416	1133	944	809	708
8	2360	1770	1416	1180	1011	885
9	2832	2124	1699	1416	1214	1062
10	3304	2478	1982	1642	1416	1239
Von hier ab doppelte Längsnath $z = 70\%$						
11	4480	3360	2688	2240	1920	1680
12	5040	3780	3024	2520	2160	1890
13	—	4200	3360	2800	2400	2100
14	—	4620	3696	3080	2640	2310
15	—	5040	4032	3360	2880	2520
16	—	—	4368	3640	3120	2730
17	—	—	4704	3920	3360	2940
18	—	—	5040	4200	3600	3150

Wenn man, wie dies für die Berechnung des ersten Theils der letzten Tabelle geschehen, die Zerreißungs-Festigk.  $K = 30 \text{ kg/qcm}$  und  $z = 59$  nimmt, und wenn man ferner die Formel auf  $\text{cm}$  bringt, so erhält man  $\delta = \frac{D p}{708} + 0,3$  oder

statt des Durchm.  $D$  den Halbm.  $R$  eingeführt:  $\delta = \frac{2 R p}{708} + 0,3$ .

$708 \text{ kg}$  ist aber die gebräuchliche zulässige Beanspruchung  $k$  des Schmiedeisens für  $1 \text{ qcm}$ ; so dass die Formel III. genügend genau in der bekannten Form der Mariotte'schen Formel für Röhren mit innerm Druck allgemein geschrieben werden kann:

$$\text{VII. } \delta = \frac{2 R p}{k} + 0,3 \text{ (cm).}$$

$R$  = Halbm. des Mantels,  $\delta$  = Wandstärke,  $p$  = Luftdruck  $\text{kg/qcm}$ ,  $k$  = zulässige Beanspruchung, für Schmiedeisen =  $700$ , für Gusseisen  $350 \text{ kg/qcm}$ .

Diese vereinfachte Form trägt allen Verhältnissen genügend Rechnung, und sie schliesst sich unmittelbar an den S. 245 mitgetheilten Ausdruck für die Ringspannung:  $s_1 = \frac{R p}{\delta}$  an.

Fig. 531.

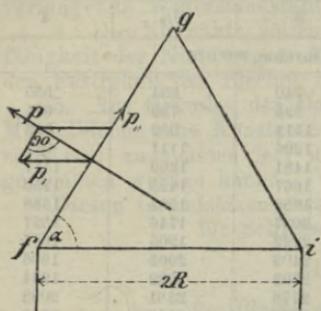
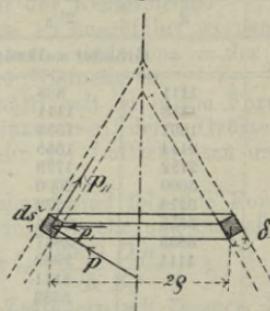


Fig. 532.



Für kegelförmige Schleusendecken,

Fig. 531, 532, berechnet sich die Blechstärke wie folgt:

Auch hier sind die Spannungen an der innern und äussern Wandfläche als gleich gedacht. Der senkr. gegen die Mantelfläche gerichtete Luftdruck lässt sich in 2 Kompon. zerlegen, von denen die eine,  $p$ , senkr. zur Kegelseite, die andere  $p_{11}$  in die Richtung der Kegelseite fällt. Es ist:

$$p_{11} = \frac{p}{\sin \alpha} \text{ und } p_{11} = p \cotang \alpha.$$

Wird nun ein Ringstück, Fig. 532, betrachtet, dessen mittlerer Halbm. =  $\rho$ , und dessen Querschnitt  $\delta ds$  ist, so werden die Kräfte  $p$ , in demselben eine Ringspannung erzeugen, die genau genug f. d. Querschn. des Elementarringes zu

$$S_1 = p, \rho ds \text{ anzunehmen ist, oder: } S_1 = \frac{p \rho ds}{\sin \alpha}.$$

Da der Querschn. des Ringes  $\delta ds$  ist, so beträgt die durch die Kräfte  $p_1$  erzeugte Ringspannung f. d. Flächeneinheit:

$$s_1 = \frac{S_1}{\delta ds} = \frac{p \rho}{\delta \sin \alpha}.$$

Die Summen der Kompon.  $p_{11}$  für jeden derartigen Ring haben, Fig. 533, die Grösse:

$$dP_{11} = p_{11} \cdot 2 \pi \rho ds \text{ oder (da: } p_{11} = p \cotang \alpha)$$

$$dP_{11} = p \cotang \alpha ds \cdot 2 \pi \rho.$$

Es ist nun:  $ds = \frac{d\rho}{\cos \alpha}$ , und daher auch:

$$dP_{11} = \frac{p \cdot 2 \pi \rho d\rho}{\sin \alpha}.$$

Die Summe der an einem Kegelmantel vom Basishalbm.  $\rho$ , von der Spitze bis zur Basis wirkenden Einzelkräfte  $p_{11}$  ist also:

$$P_{11} = \frac{p \cdot 2 \pi}{\sin \alpha} \int_0^{\rho} \rho d\rho = \frac{p \pi \rho^2}{\sin \alpha}.$$

Diese Kraft sucht den über dem betrachteten Schnitt liegenden Theil des Kegels abzureissen. Sie erzeugt in dem Querschnitt die Gesamt-Spannung  $S_{11}$ , oder, da der Querschn. =  $2 \pi \rho \delta$ , ist die Einheits-Spannung:

$$\frac{p \pi \rho^2}{2 \pi \rho \delta \sin \alpha} = \frac{p \rho}{2 \delta \sin \alpha} = s_{11}$$

Die Spannungen in der kegelförm. Wand sind also dieselben, wie in der zylinderförm., mit dem einzigen Unterschiede, dass hier der Nenner den Factor  $\sin \alpha$  erhält.

Für  $\alpha = 90^\circ$  wird der Kegel zu einem Zylinder und  $\sin \alpha = 1$ ; es ergeben sich dafür wiederum die für die Zylinderform direkt ermittelten Ausdrücke.

Die Wandstärke kegelförmiger Theile von Luftschleusen ist nach obigem zu setzen:

$$\text{VIII. } \delta = \frac{2 p R}{k \sin \alpha} + 0,3 \text{ cm,}$$

wenn  $R$  den grössten Halbm. bezeichnet. Sind die kegelförm. Theile sehr hoch, so kann man auch 2 verschiedene Stärken anwenden, indem man den der Spitze näher liegenden Theil aus schwächern Blechen, entsprechend der Abnahme des Halbmessers, herstellt.

Wie bei Zylinderwänden müssen auch hier die Walzfäsern der Bleche in der Richtung der grössten Beanspruchung, d. h. um den Mantel herum laufend, gelegt werden. Hierauf ist deswegen besonders aufmerksam zu machen, weil es für die Ausführenden häufig bequemer sein wird, die Walzfaser in die Richtung der Kegelseite zu legen.

Nach der Formel VIII. sind die kegelförmigen Theile der in Fig. 534, 535 und 536 dargestellten Schleusenformen zu berechnen, wiewohl der Kegel der Fig. 534 von einem Theile der vorhin mit  $s_p$  bezeichneten Spannung in Folge der Vernietung mit dem innern Zylinder entlastet ist. Will man diesem Umstande Rechnung tragen, so mache man:

$$\text{IX. } \delta = \frac{2}{3} \frac{p}{k \sin \alpha} \frac{3 R^2 - r_1^2}{R} + 0,3 \text{ cm,}$$

worin  $r_1$  der mittlere Kegelhalbm. ist.

Fig. 534.

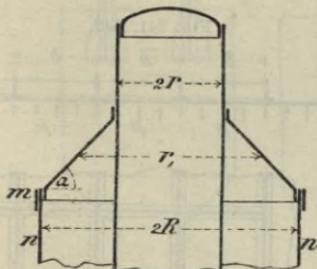


Fig. 535.

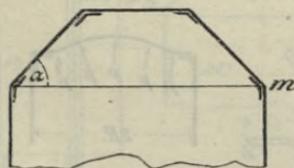
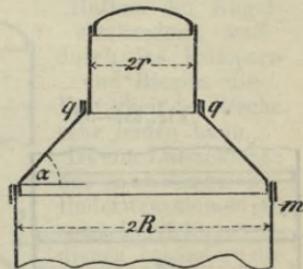


Fig. 536.



Für die Konstruktion Fig. 536 empfiehlt es sich bei  $q$  einen Verstärkungsring aus Flach- oder L-Eisen von dem Bruttoquerschn. (X.)  $q = \frac{2 p r^2}{3 k \tan \alpha}$  anzuordnen. Auch bei  $m$  sind Verstärkungs-Ringe nützlich, weil hier die Bleche durch das Lochen und Biegen leicht beschädigt werden.

Zur Berechnung von zylindrischen Schleusentheilen, welche Druck von aussen erleiden (Schleusen unten im Senkkasten, Betonschleusen, Sandzylinder und dergl.), ist oben bereits die Formel IV. mitgetheilt, die aber bei grösserm Durchm. der Theile Wandstärken liefert, welche ohne Verstärkungs-Ringe nicht sicher genug gegen Flachdrücken erscheinen. Sollen Verstärkungs-Ringe ganz vermieden werden, so berechne man für schmiedeiserne Rohre die Wandstärke aus:

$$\text{XI. } \delta = 0,0147 R \sqrt[3]{p} + 0,3 \text{ cm.}$$

Gusseiserne von aussen gedrückte Rohre erhalten die Stärke:

$$\text{XII. } \delta = 0,01852 R \sqrt[3]{p} + 0,5 \text{ cm.}$$

Uebrigens verwende man Gusseisen nur bei Rohren bis zu 30 cm Durchm., die keine Erschütterungen durch den Betrieb erfahren.

Bei grossen Werthen von  $R$  wird man mit Formel XI. so schwere Konstruktionen erzielen, dass es vortheilhafter ist, Verstärkungs-Ringe anzuwenden. Die Blechstärke des Zylindermantels berechnet man dann zunächst nach Formel IV. oder nach der Formel:

$$\text{XIII. } \delta = R \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k-2p}} \right\} + 0,5,$$

welche auf Formveränderungen keine Rücksicht nimmt und noch schwächere Wände als Formel IV. liefert.

Bei der Berechnung der Verstärkungs-Ringe verfährt man ähnlich, wie S. 182 angegeben wurde. Ist  $a$  der Abstand zweier Verstärkungs-Ringe, so mache man,

falls die Mantelstärke  $\delta$  aus der Formel IV. bestimmt wurde, die Höhe des radial gerichteten Schenkels des Verstärkungs-Ringes:

$$\text{XIV a. } \Delta = 0,0147 R \sqrt[3]{0,5 \text{ bis } 0,7 \frac{p a}{b}},$$

wenn  $b$  die Dicke dieses Schenkels bedeutet, Fig. 537, 538 u. 539. Ist dagegen die Blechstärke  $\delta$  nach Formel XIII. berechnet, so nehme man:

$$\text{XIV b. } \Delta = 0,0147 R \sqrt[3]{0,75 \text{ bis } 1,0 \frac{p a}{b}}.$$

Der Schenkel der Verstärkungs-Ringe, welcher mit der Blechwand vernietet wird, wird zugegeben.

Wird der Schenkel  $\Delta$  durch Schrauben- oder Nietlöcher geschwächt, so nehme man stets den grössern der Werthe unter dem Wurzelzeichen.

Zur Berechnung der Wandstärken ebener Flächen dienen folgende Formeln: Für runde Flächen, welche längs des Umfangs eingeklemmt sind, Fig. 540:

$$\text{XV. } \delta = 0,8165 R \sqrt{\frac{p}{k}}$$

Fig. 537—539.

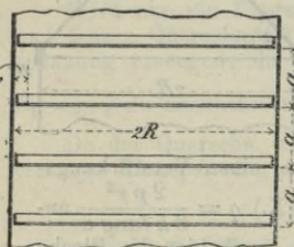


Fig. 540.

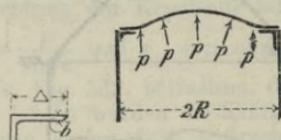
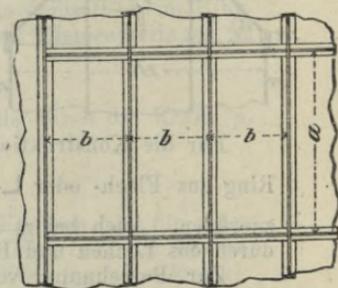
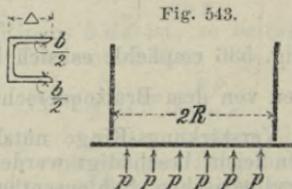


Fig. 541, 542.



Fig. 543.



Liegen dieselben nur lose auf, (Deckel), Fig. 543, so wird:

$$\text{XVI. } \delta = 0,913 R \sqrt{\frac{p}{k}};$$

$k$  ist für Schmiedeseisen = 700 kg, für Gusseisen = 350 kg anzunehmen.

Für rechteckige Platten von den Seitenlängen  $a$  u.  $b$  ( $a > b$ ), welche an allen Seiten fest eingeklemmt sind, Fig. 541 und 542, muss werden:

$$\text{XVII. } \delta = 0,707 a^2 b \sqrt{\frac{p}{k(a^4 + b^4)}}.$$

Für  $a = b$  geht die Formel über in: XVIIa.  $\delta = 0,5 b \sqrt{\frac{p}{k}}$ .

Ist  $a > 2b$ , so kann man einfach setzen: XVIIb.  $\delta = 0,707 b \sqrt{\frac{p}{k}}$ .

Die Bleche zwischen den Trägern sind bedeutend schwächer zu halten, wenn man sie in der durch Fig. 544 dargestellten Weise biegt, so dass sie nur Zugspannungen erleiden. In diesem Falle berechnet man sie als Theile von Zylindern mit innerm Druck nach Formel VII.

Die Verstärkungs-Träger sind gleichmässig mit  $p a l$  belastet, wenn  $l$  ihre Länge und  $a$  ihren Abstand beträgt. Ob man dieselben als eingeklemmt betrachten kann, oder als frei aufliegende ansehen muss, hängt von der Art der Befestigung der Enden ab.

Der Gegendruck (Reaktion) an den Enden beträgt  $\frac{p a l}{2}$ ; diese Kraft muss möglichst gleichmässig auf den Zylindermantel vertheilt werden, Fig. 545.

Bestehen beide Begrenzungen der zylindr. Mäntel aus geraden, durch Träger versteiften Decken, so ist es besser, die Gegendrücke durch Bänder *a* aufzuheben, welche die obern und untern Träger mit einander verbinden und gleichzeitig mit der Wand vernietet sind. Auch Wellblech wird man mit Nutzen zur Versteifung ebener Flächen an Schleusen verwenden können.

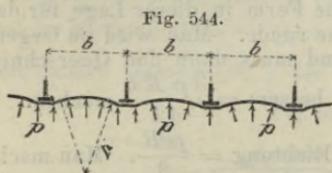


Fig. 544.

In Hohlkugeln mit innerm Druck ist der Theorie nach die Ringspannung nur halb so gross als in Zylindern von gleichem Halb. Trotzdem empfiehlt es sich die Wandstärke von gekümperten, Fig. 547, oder halbkugelförm., genieteten Schleusentheilen, Fig. 548, nicht schwächer zu machen, als die Formel VII. ergibt, (unter *R* den Krümmungshalbm. des gekümperten Theils,

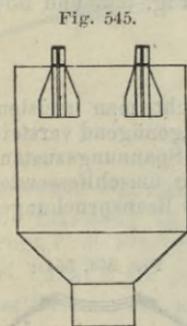


Fig. 545.

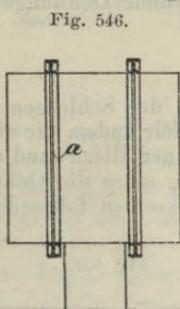


Fig. 546.

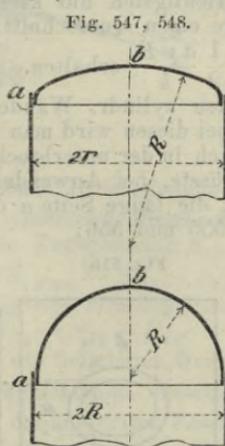


Fig. 547, 548.

bezw. den Halb. der Kugel verstanden), weil durch das Kümpern und Biegen die Festigkeit der Bleche sehr leiden kann.

Ist eine Luftschleuse aus mehreren Zylindern zusammengesetzt, Fig. 549, so verdienen besonders die Verbindungspunkte bei *a* und *b* genaue Beachtung. Sind beide Theile mit verdichteter Luft gefüllt, so wirken

tangential an den Umfängen in den Punkten *a* und *b* f. 1 cm der Höhe die Ringspannungen  $p R$ , bezw.  $p r$ , welche sich zu der Resultante *Z* zusammensetzen. Die Verbindungs-Stellen *a* und *b* müssen daher so verstärkt, bezw. verankert werden, dass sie den auf die ganze Höhe gleichmässig vertheilten Zug *Z* aufnehmen vermögen.

An allen Stellen, an denen Wände und Decken von Luftschleusen durch Lichteinlässe, Thüren, Mannlöcher u. s. w. unterbrochen werden, sind besondere Verstärkungen der Ränder der Oeffnungen anzubringen. Die Quersch. solcher ergeben sich folgendermassen:

Soll eine kreisrunde Oeffnung vom Durchm. *a*, Fig. 550, in einer zylindr. Wand angebracht werden, so sind in der Richtung des Umfangs für 1 cm Höhe

die Spannungen  $p R$ , in der Richtung parallel zur Axe die Kräfte  $\frac{p R}{2}$  wirksam, welche anstatt des ausgeschnittenen Bleches jetzt den Verstärkungs-Ring aufzunehmen hat. Derselbe muss also als Netto-Querschnitt bei *A* erhalten:

$$\text{XVIII. } q = \frac{p R a}{2 k}, \text{ oder als Brutto-Querschnitt: } q = \frac{3 p R a}{4 k}.$$

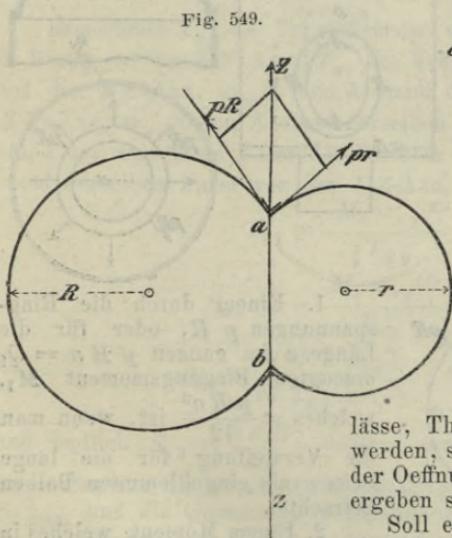


Fig. 549.

Bei *B* kann der Ring schwächer sein, weil die senkr. wirkenden Kräfte nur halb so gross sind. In der Regel wird man ihn aber gleichmässig stark machen. Die — wesentlich schwächere — Schweissstelle des Ringes lege man nach *B*.

Die geringere Beanspruchung in der Richtung von oben nach unten gestattet bei Anwendung eines gleichmässigen Querschn. für den Ring, die Oeffnung länglich zu machen, wie dies Fig. 551 zeigt, und zwar rechnermässig bis zu einem Verhältnisse der Axen:  $a = \frac{b}{2}$ . Indessen wird man dies bei Luftschleusen nicht leicht ausführen, weil die längliche Form in dieser Lage für das Einsteigen nicht mehr Bequemlichkeit bietet, als die runde. Man wird im Gegentheil eher die Anordnung der Fig. 552 wählen und muss dann den Querschnitt des Ringes mindestens: XVIIIa.  $q = \frac{2 p R b}{3 k}$  oder besser:  $= \frac{3 p R b}{4 k}$  machen.

In Kugelflächen ist die Spannung nach jeder Richtung  $= \frac{p R}{2}$ . Man macht daher in solchen am richtigsten nur kreisrunde Oeffnungen, Fig. 553 und 554, deren Einfassungsringe einen Querschnitt:

XIX.  $q = \frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{2} \frac{a p R}{k}$  erhalten.

Die Thüren in den zylindr. Wänden der Schleusen macht man meistens rechteckig, und eben; bei diesen wird man viele finden, die nicht genügend versteift sind. Will man nämlich in der unterbrochenen Blechwand den Spannungszustand nicht verändern, so müsste, bei Anwendung eines die Oeffnung umschliessenden rechteckigen Rahmens, die lange Seite *a* desselben folgenden 3 Beanspruchungen gewachsen sein, Fig. 555 und 556:

Fig. 550.

Fig. 551.

Fig. 552.

Fig. 553. 554.

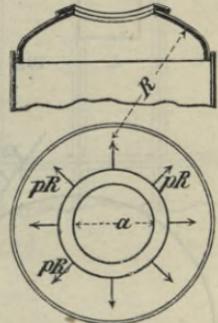
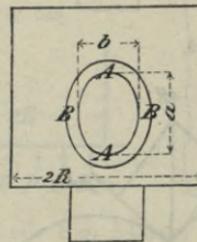
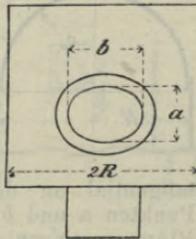
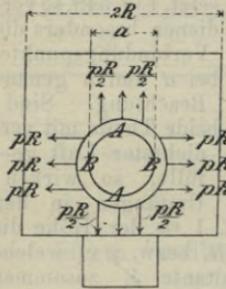
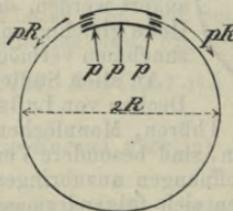
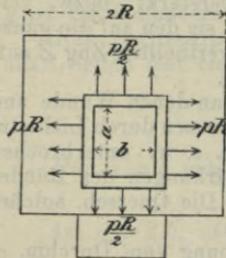


Fig. 555.

Fig. 556.



1. Einem durch die Ringspannungen  $p R$ , oder für die Länge  $a$  im ganzen  $p R a = Q_1$  erzeugten Biegemoment  $M_1$ , welches  $= \frac{p R a^2}{12}$  ist, wenn man die Versteifung für die lange Seite  $a$  als eingeklemmten Balken betrachtet.

2. Einem Moment, welches in der Richtung des Halb. wirkt,

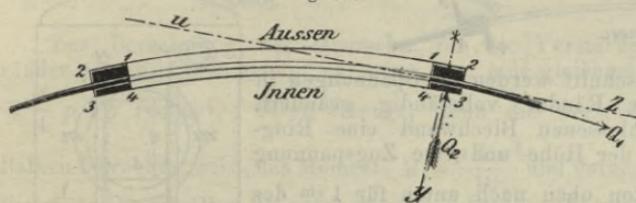
und durch die auf den Rahmen im Innern frei aufliegende Thür erzeugt wird. Der ganze Druck auf die Thür ist  $p a b$ . Nimmt man an, dass sich dieser gleichmässig auf die ganze Einfassung der Thür vertheilt, so entfällt auf 1 cm Einfassungs-Länge ein Druck  $= \frac{a b p}{2(a + b)}$ . Die Seite  $a$  erhält also die gleichmässig vertheilte Belastung:

$Q_2 = \frac{a^2 b p}{2(a+b)}$  und das durch diese erzeugte Mom. ist:

$$M_2 = \frac{a Q_2}{12} = \frac{a^3 b p}{24(a+b)}; \text{ hierzu tritt:}$$

3. eine in der Längenrichtung wirkende Zugspannung, welche durch die auf die Seiten  $b$  einwirkenden parallel zur Zylinderaxe gerichteten Kräfte  $\frac{p R}{2}$  erzeugt und von den Seiten  $b$  auf die Seiten  $a$  übertragen wird. Diese Spannungen, welche für jede Seite  $a$ :  $Q_3 = \frac{b R p}{4}$  betragen, vertheilen sich gleichmässig über den ganzen Querschnitt  $q$  der Verstärkung.

Fig. 557.



Das Mom.  $M_1$ , welches durch die Ringspannung  $Q_1$  hervorgerufen wird, Fig. 557, erzeugt die grösste Zugspannung  $S_{z1}$  auf der Seite 2,3 und die grösste Druckspannung  $S_{d1}$  auf der Seite 1,4, die Belastung  $Q_2$  aber die grösste Zug-

spannung  $S_{z2}$  auf der Seite 1,2 die grösste Druckspannung  $S_{d2}$  auf die Seite 3,4. Die Belastung  $Q_3$  endlich ist über den Querschn. gleichmässig vertheilt und erzeugt f. d. Flächeneinheit desselben die Zugspannung  $S_{z3}$ . Daraus folgt, dass bei Punkt 2 die grösste Zugspannung:  $S_{z \max.} = S_{z1} + S_{z2} + S_{z3}$  stattfinden muss und bei Punkt 4 die grösste Druckspannung:

$$S_{d \max.} = -S_{d1} - S_{d2} + S_{d3}$$

Bezeichnen  $T_{xy}$  das Trägheitsmom. des beliebigen Querschn. der Verstärkung in Bezug auf die  $XY$ -Axe,  $T_{uz}$  das Trägheitsmom. desselben Querschn. in Bezug auf die  $UZ$ -Axe,  $w_{xy}^{(2)}$  den Abstand der äussersten Faser bei Punkt 2 von der  $XY$ -Axe,  $w_{uz}^{(2)}$  den Abstand derselben Faser von der  $UZ$ -Axe,  $w_{xy}^{(4)}$  den Abstand der äussersten Faser des Punktes 4 von der  $XY$ -Axe und  $w_{uz}^{(4)}$  den Abstand derselben Faser von der  $UZ$ -Axe, so ist:

$$S_{z1} = \frac{M_1 w_{xy}^{(2)}}{T_{xy}} = \frac{p a^2 R w_{xy}^{(2)}}{12 T_{xy}}$$

$$S_{d1} = -\frac{M_1 w_{xy}^{(4)}}{T_{xy}} = -\frac{p a^2 R w_{xy}^{(4)}}{12 T_{xy}}$$

$$S_{z2} = \frac{p a^3 b w_{uz}^{(2)}}{24 T_{uz}(a+b)}; S_{d2} = -\frac{p a^3 b w_{uz}^{(4)}}{24 T_{uz}(a+b)}$$

und endlich  $S_{z3} = \frac{b p R}{4 q}$ , wenn  $q$  den Querschn. der Verstärkung bedeutet.

Es dürfen nun die Gesamt-Zugspannung der äussersten Faser bei Punkt 2 also  $S_{z \max.}$  und die Gesamt-Druckspannung der äussersten Faser bei Punkt 4 d. i.  $S_{d \max.}$  die zulässige Beanspruchung des Eisens  $k$  nicht übersteigen. Aus dieser Forderung ergeben sich nach einiger Umformung die nachstehenden beiden Bedingungs-Gleichungen:

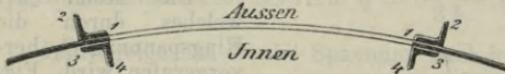
$$S_{z \max.} = \frac{p}{4} \left\{ a^2 \left( \frac{R w_{xy}^{(2)}}{3 T_{xy}} + \frac{a b w_{uz}^{(2)}}{6 T_{uz}(a+b)} \right) + \frac{b r}{q} \right\} = k,$$

$$S_{d \max.} = -\frac{p}{4} \left\{ a^2 \left( \frac{R w_{xy}^{(4)}}{3 T_{xy}} + \frac{a b w_{uz}^{(4)}}{6 T_{uz}(a+b)} \right) - \frac{b r}{q} \right\} = k.$$

Der passendste Querschn. für diese Spannungen ist der in Fig. 558 dargestellte.

Wollte man diese Bedingungen genau erfüllen, so würde man für 4eckige Thüren sehr starke Rahmen erhalten, so stark, wie sie in Wirklichkeit niemals angewendet wurden. Wenn trotzdem die viel schwächer ausgeführte Rahmen sich als haltbar bewiesen haben, so ist der Grund hierfür darin zu suchen, dass die zylindr. Blechwand selbst als Träger auftritt. Es vertheilen sich die Spannungen anders und die Blechwand wird an einzelnen Stellen bedeutend höher beansprucht, als sie rechnermässig beansprucht werden sollte. Man verdankt also die Haltbarkeit der Schleuse nur dem Sicherheitskoeff., mit dem man gerechnet hat, nicht aber der Richtigkeit der Berechnung selbst.

Fig. 558.



Durch den Thüreinschnitt werden die Spannungen in dem Bleche längs der Ränder vollständig geändert. Während in der geschlossenen Blechwand eine Ringspannung  $pR$  für 1 cm der Höhe und eine Zugspannung  $\frac{pR}{2}$  in der Richtung von oben nach unten für 1 cm des Umfangs herrschen, werden die Ränder der Oeffnung jetzt, wie die gedrückten Gurtungen von Trägern, beansprucht. Und zwar gilt dies namentlich von den Seiten der Oeffnung, welche der Zylinderaxe parallel sind.

Bei den andern beiden Seiten (oben und unten) wird diese Druckspannung kaum wirksam werden können, weil diese jetzt gezwungen sind, die vollen Ringspannungen  $pR$ , welche auf die senkr. Wände entfallen, mit zu übertragen. Es werden in Folge dessen sehr bedeutende Scherkräfte an den Ecken der Oeffnung entstehen und empfiehlt es sich daher die Spannungen  $pR$  und  $\frac{pR}{2}$  nicht als Biegungs-Spannungen an den Rändern der Oeffnung wirken zu lassen, sondern eine Verstärkungsart anzuwenden, bei welcher dieselben wo möglich nur Zugspannungen erzeugen. Dies erreicht man am einfachsten dadurch, dass man um die rechteckige Thüröffnung, wie bei runden Ausschn. einen geschlossenen kreisrunden Ring aus Flacheisen legt, Fig. 559. Den Querschn.  $q$  dieses Ringes, den man der Einfachheit halber gleichmässig stark ausführt; macht man:

$$\text{XX. } q = \frac{3 p R a}{4 k}$$

Die Schweissstelle legt man an den Punkt  $m$  oder  $m'$ , wo die geringste Beanspruchung stattfindet. Der Gesamtquerschn. der Niete, welche die Ringstücke  $n m' n'$  bez.  $n m n'$ , Fig. 559, mit der Wand verbinden, muss mindestens:

$$\text{XXI. } q' = \frac{a p R}{k'} \text{ sein,}$$

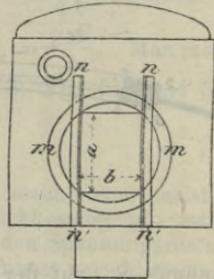
der Querschn. der Niete auf den Strecken  $n n$  und  $n' n'$  dagegen:

$$\text{XXIa. } q'' = \frac{b p R}{2 k'}$$

$k'$  ist hier nur  $= \frac{4}{5} k$ , also etwa  $= 550 \text{ kg}$  zu nehmen.

Ausser dieser ringförmigen Einfassung, welche die Hauptspannungen der Blechwand um die 4eckige Oeffnung gleichsam herum leitet, müssen die Ränder derselben noch dagegen gesichert werden, dass sie durch den Luftdruck, welcher auf die von dem Ringe umschlossene Fläche wirkt, nicht in der Richtung nach aussen gebogen werden. Die (obere und untere) schmalen Seiten der Oeffnung kommen hierbei weniger in Betracht, weil sie sehr dicht an dem Ringe liegen, also von diesem gehalten werden. Für sie genügt als Versteifung diejenige, welche im Innern rund herum längs der Ränder der Oeffnung angebracht wird, um für die Thür ein Auflager zu gewinnen. Man macht diese häufig aus Flach-

Fig. 559.

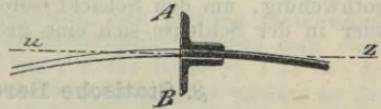
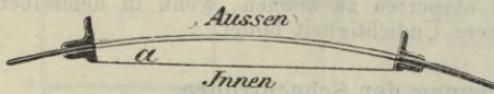


eisen mit versenkten Nieten, und dient dann die ganze Fläche als Auflager der Thür. Bei dieser Anordnung kann man aber die Auflagerflächen nicht bearbeiten und ist in Folge dessen bei geringem Luftdruck der Anschluss des Dichtungsmaterials an die breite Lagerfläche nicht günstig, so dass Luftverluste entstehen.

Besser macht man die Einfassung aus einem L-Eisen *a* in Fig. 560. Die nach innen stehenden Schenkel kann man dann hobeln und hat nicht nöthig, die in dem andern Schenkel sitzenden Nieten zu versenken. Möglichst grosse Dicke der Schenkel ist nothwendig, damit die Lagerfläche des Gummiringes nicht zu klein werde, was ein Zerdrücken bei grossem Luftdruck zur Folge haben würde.

Fig. 560.

Fig. 561.



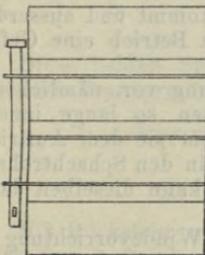
Zur Berechnung des Querschn. für die Verstärkung der längern Thür-ränder *a* in Fig. 560 genügt es, wenn man eine gleichmässig vertheilte Belastung  $= \frac{3}{4} p a b$  rechnet. Diese erzeugt, wenn die Verstärkung als eingeklemmter

Balken betrachtet wird, das Moment:  $M = \frac{p b a^2}{16}$  und daraus ergibt sich für den in Fig. 561 dargestellten Verstärkungsquerschn. ein Widerstandsmom. in Beziehung auf die *UZ*-Axe, Fig. 561:  $W = \frac{p b a^2}{16 k}$ .

Während das L-Eisen *B* zu einer geschlossenen Einfassung zusammen geschweisst die ganze Oeffnung besäumt, ist das L-Eisen *A* nur oben und unten auf dem Ringe fest genietet (Fig. 559 bei *n* u. *n'*). —

Die Thür, Fig. 562, versteift man in der Regel durch quer über genietete L-Eisen, von denen die äussersten gleich zu Scharnieren benutzt werden können.

Fig. 562.



Wenn an den vorstehend mitgetheilten Formeln sowie an der ganzen Berechnungsweise von streng theoret. Standpunkte aus auch mancherlei anzusetzen sein wird, so glaubt Verf. doch, für dieselbe eintreten zu können, weil die Formeln leicht anwendbar sind, und die mit denselben berechneten Luftschleusen jedenfalls statisch richtiger sind, als viele von den bisher ausgeführten, bei welchen ein grosser Theil der Einzelheiten nur nach dem Gefühle bestimmt wurde.

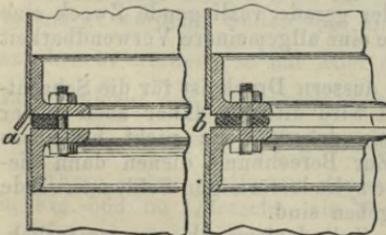
## e. Schachtröhre und Schachte.

### a. Allgemeines.

Schachtröhre für oben liegende Schleusen werden stets aus Eisenblech hergestellt. Die einzelnen Schüsse, von 1 bis 2 m Länge, erhalten an den Enden

Fig. 563.

Fig. 564.



nach innen liegende Flansche aus L-Eisen zum Verschrauben. Als Dichtungsmaterial wird in der Regel ein Ring aus Gummischnur *a*, Fig. 563, oder breiterm Gummiband *b*, Fig. 564, gelegt. Da die Schnur *a* ausserhalb der Schraube liegen muss, kann dieselbe bei wenig sorgfältig abgerichteten Flanschen und schlechter, namentlich ungleichmässiger, Verschraubung durch den Luftdruck herausgedrückt werden, wodurch der Betrieb gefährdet wird. Man kann dies dadurch verhindern, dass man das Blech an je einem

Ende der Schachtröhre über das L-Eisen vorragen lässt, während dasselbe an dem andern Ende um ein entsprechendes Stück zurücktritt; das vorragende Blech wird etwas nach aussen gebogen, Fig. 563.

Wendet man anstatt der Gummischnur breite Gummiringe an, durch welche die Schrauben gehen, Fig. 564, so ist diese Vorsicht nicht nothwendig.

Anstatt der Gummischnur kann man auch in Talg getauchte Liderung, wie solche zum Packen von Stopfbüchsen verwendet wird, oder Filz benutzen; doch ist die Gummipackung bequemer und wird auch nicht viel theurer, da sie mehrfach benutzbar ist.

Um die Schachtrohre verlängern zu können, muss die Oeffnung derselben an der Senkkasten-Decke verschliessbar sein. Es ist daher hier eine Ventilklappe anzubringen, für welche als Packung, da sie nur selten gebraucht wird, mit Talg getränkter Filz ausreicht. Diese Klappe ist auch der Sicherheit wegen nothwendig, um den Schacht sofort absperrern zu können, wenn in demselben oder in der Schleuse sich eine grössere Undichtigkeit bildet.

### β. Statische Berechnung der Schachtrohre.

#### 1. Schachtrohre für oben liegende Schleusen.

Diese erfahren zweierlei Beanspruchungen: In der Regel werden sie durch den Luftdruck von innen gedrückt und diese Beanspruchung erreicht ihren grössten Werth in dem der Schleuse zunächst liegenden, über Wasser befindlichen Rohrtheile, ihren geringsten in dem der Senkkasten-Decke zunächst befindlichen, weil hier der Druck des Wassers, welches sich in der Aussparung des Mauerw. ausserhalb des Rohres befindet, dem Luftdruck nahezu das Gleichgew. hält. Es herrscht in letzterm nur ein innerer Ueberdruck, der einer Wassersäule etwa von der Höhe des Senkkastens entspricht.

Wenn die Schachtrohre verlängert werden, ist die Oeffnung derselben an der Senkkasten-Decke zu schliessen und die verdichtete Luft auszulassen. In diesem Zustande erfährt das unterste Rohrende durch das Wasser einen äussern Druck, der nur um etwa die Senkkasten-Höhe geringer ist, als früher der Luftdruck. Da nun die Rohre beliebig mit einander vertauscht werden, so muss man sie auf beide Beanspruchungen untersuchen; doch kann man die Beanspruchung des Materials bei der Berechnung auf den äussern Wasserdruck sehr hoch nehmen (1000 bis 1400 kg/qem), weil: 1, dieser Fall nur selten vorkommt und ausserdem während der Zeit weder für Menschenleben noch für den Betrieb eine Gefahr vorhanden ist.

Streng genommen kommt noch eine dritte Beanspruchung vor, nämlich diejenige durch die Last der Schleuse. Diese wirkt indessen so lange innerer Ueberdruck (durch die Luft) vorhanden ist günstig, indem sie dem Auftriebe der verdichteten Luft entgegenwirkt, also die Spannungen in den Schachtrohren, welche in der Richtung der Axe wirken, vermindert. Man kann dieselben daher unberücksichtigt lassen.

Eine fernere Beanspruchung durch den Antrieb der Windevorrichtung an der Luftschleuse mittels Seiltransmission von einer Dampfmaschine aus, darf bei umsichtiger Leitung nicht vorkommen, da dieser Zug möglichst unmittelbar aufgehoben werden kann. Dies geschieht durch Absteiferung der Schleuse in der Richtung des Seilzuges gegen das Mauerwerk und durch Einstecken von Holzkeilen zwischen Mauerwerk und dem obersten Schachtrohre.

Auch bei den Schachtrohren empfiehlt es sich, den Luftdruck für 1 qem nicht unter 2,5 bis 3 kg anzunehmen (selbst wenn der gerade vorliegende Zweck eine solche Stärke nicht erheischt), damit die Rohre eine allgemeinere Verwendbarkeit erlangen.

Sowohl gegen den innern als gegen den äussern Druck ist für die Schachtrohre die zylindrische Form die günstigste und wird dieselbe daher auch in der Regel angewendet. Den Durchm. nimmt mau dabei, wenn nicht besondere Zwecke verfolgt werden, zu rund 1 m an. Zur Berechnung dienen dann dieselben Formeln, welche für die Berechnung der zylinderförmigen Schleusenwände für innern und äusseren Ueberdruck oben gegeben sind.

Bisweilen weicht man indessen von der Zylinderform ab, so namentlich, wenn man in den Schachtrohren, während gefördert wird, gleichzeitig einen Raum zum Einsteigen frei behalten will, oder wenn mit Doppelheimern (einem

aufsteigenden und einem absteigenden) gefördert werden soll. In solchen Fällen formt man die Rohre länglich mit halbkreisförmigen Enden und geraden Längsseiten, Fig. 563, 564, oder auch ellipsenförmig, Fig. 570.

Fig. 563, 564.

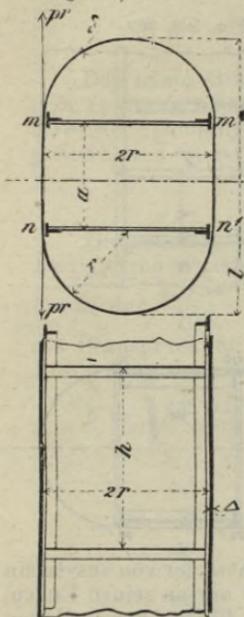
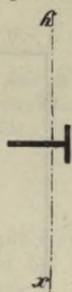


Fig. 565.



Bei der ersten Anordnung erfordern die geraden Seitenwände eine weit grössere Stärke als die halbzylindr. Enden. Für die letztern ist eine Wandstärke:

$$I. \delta = \frac{2pr}{k} \text{ cm/kg erforderlich, wie für}$$

ganz zylindr. Rohre.

Zur Berechnung der geraden Seitenwände dient folgende Betrachtung: Wenn man einen Schachtrohring von der Höhe = 1 (1 cm) der Berechnung zu Grunde legt, so wirken an den Enden der geraden Seitenwände, deren Länge  $a$  (cm) betrage, zunächst die Zugkräfte  $pr$ , welche in den anschliessenden Zylinderwänden entstehen. Diese erzeugen also in dem Blech eine Zugspannung, die:

$s_1 = \frac{pr}{\Delta}$  ist, wenn  $\Delta$  die zu findende Wandstärke der geraden Seitenwände bedeutet. Ausserdem erzeugt der die gerade Wand unmittelbar treffende Luftdruck ein Mom.  $M$ , welches =  $\frac{a^2 p}{12}$  ist, wenn die Wand als eingeklemmter Balken betrachtet wird; dieses Mom. erzeugt als grösste Faserspannung:

$$s_{II} = \frac{a^2 p}{12 W}, \text{ wenn } W \text{ das Widerstandsmom. bedeutet.}$$

Es ist nun:

$$W = \frac{1 \Delta^3}{6}, \text{ also: } s_{II} = \frac{a^2 p}{2 \Delta^3}$$

Diese beiden Spannungen dürfen zusammen nicht grösser werden, als die zulässige Beanspruchung des Materials  $k$ , also:

$$k = s_1 + s_{II} = \frac{pr}{\Delta} + \frac{a^2 p}{2 \Delta^3}; \text{ daraus ergibt sich:}$$

$$\Delta = \frac{pr}{2k} + \sqrt{\frac{p^2 r^2}{4k^2} + \frac{a^2 p}{2k}}$$

Mit Rücksicht auf den in der Längenrichtung der Rohre wirkenden Zug durch den Auftrieb, der hier allerdings durch das Gewicht der Rohre selbst und das der Schleuse vermindert wird, sowie mit Rücksicht auf die Schwächung durch die Niete, nehme man:

$$II. \Delta = \frac{3pr}{4k} + \frac{3}{2} \sqrt{\frac{p^2 r^2}{4k^2} + \frac{a^2 p}{2k}}$$

Ausserdem müssen noch die Punkte  $m, m'$  und  $n, n'$ , Fig. 563, mit einander verankert werden. Sollen die Anker in Abständen  $h$  über einander, Fig. 564, angebracht werden, so hat jeder derselben eine Zugspannung =  $\left(\frac{a}{2} + \frac{r}{2}\right) hp$  aufzunehmen; der Nettoquerschnitt eines Ankers  $q$  muss also:

$$III. q = (a + r) \frac{hp}{2k} \text{ genommen werden.}$$

Diese Anker greifen an den senkr. Versteifungen bei  $m, m', n$  und  $n'$  an, die in Fig. 563 im Querschn. als T-Eisen gezeichnet sind. Letztere haben eine gleichmässig vertheilte Last  $Q = (a + r) \frac{hp}{2}$  aufzunehmen und werden durch dieselbe in der Richtung von innen nach aussen gebogen. Als eingeklemmte

Balken berechnet, müssen sie daher ein Widerstandsmom. in Bezug auf die  $xy$ -Axe, Fig. 565, erhalten:

$$\text{IV. } W = (a + r) \frac{h p}{24 k}.$$

Fig. 566.

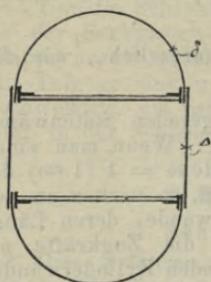


Fig. 567.

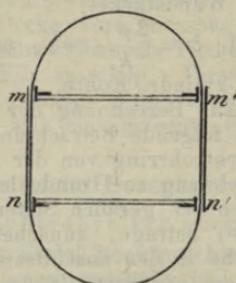
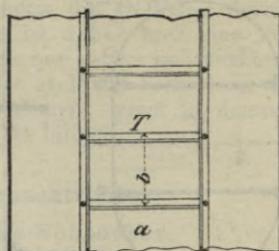


Fig. 568, 569.



Da  $\Delta$  in der Regel wesentlich grösser als  $\delta$  werden wird, so kann man, um nicht unnöthig schwere Rohre zu erhalten, für die geraden Seiten stärkere Bleche nehmen, wie dies Fig. 566 andeutet. Indessen ist diese Konstruktion nicht empfehlenswerth, weil man zu viel Fugen erhält. Besser ist es, die Wand durchweg aus Blech von der Stärke  $\delta$  anzufertigen und die geraden Seiten zu verstärken. Zu diesem Zwecke nietet man auf dieselben entweder von aussen ein 2. Blech von der Stärke  $\Delta - \delta$ , Fig. 567, das aber dann nicht nur an seinen Enden, sondern auch zwischen denselben gehörig mit dem ersten Bleche durch Niete verbunden werden muss, oder man versteift das Blech in anderer Weise. Eine geeignete Versteifung ist die durch Winkel- oder kleine T-Eisen, Fig. 568, 569, welche auf den 4 senkr. T-Eisen bei  $m, m', n$  u.  $n'$  ihre Auflager haben. Jedes dieser Eisen erhält die Belastung:  $Q = a b p$ , die gleichmässig vertheilt, das Mom.  $M = \frac{a^2 b p}{8}$  erzeugt. Hierfür ist ein Widerstandsmom. erforderlich:

$$\text{V. } W_T = \frac{a^2 b p}{8 k}.$$

Zur Bestimmung der Entfernung  $b$  dieser Verstärkungen von einander sei folgender Anhalt gegeben:

Das Blech der geraden Seitenwand ist auf die Länge  $b$  nicht unterstützt, kann aber als durch die Versteifungen ( $T$ ) eingeklemmt betrachtet werden. Für einen Streifen desselben von der Länge  $b$  und 1 cm Breite gilt also die Gleichg.:

$$W k = \frac{b^2 p}{12}, \text{ oder da } W = \frac{1}{6} \delta^2, k = \frac{b^2 p}{2 \delta^2}.$$

( $k$  grösste Faserspannung =  $s_r$ .)

$$s_r = \frac{b^2 p}{2 \delta^2}.$$

In derselben Richtung wird noch eine Zugspannung durch den Auftrieb erzeugt. Der Querschn. des Rohrs ist  $\pi r^2 + 2 a r$ , also der Auftrieb =  $p(\pi r^2 + a r)$ . Da der Querschn. des Wandblechs =  $(2 \pi r + 2 a) \delta$  ist, so beträgt die Spannung f. d. Flächeneinheit durch den Auftrieb:

$$s_{II} = \frac{p(\pi r^2 + 2 a r)}{\delta(2 \pi r + 2 a)}.$$

Endlich wirkt senkr. zu den beiden bisher ermittelten noch eine 3. Zugspannung, welche von den zylindr. Enden auf die geraden Wände übertragen wird. Dieselbe ist  $s_{III} = \frac{p r}{\delta}$ , welche vernachlässigt werden kann.

Alsdann darf die zulässige Beanspruchung  $k$  nicht grösser sein, als:

$$k = s_r + s_m, \text{ d. h. :}$$

$$k = \frac{b^2 p}{2 \delta^2} + \frac{p (\pi r^2 + 2 r a)}{\delta (2 \pi r + 2 a)}, \text{ woraus:}$$

$$V. \quad b = \sqrt{\frac{2 \delta^2 k}{p} - \delta \frac{\pi r^2 + 2 a r}{\pi r + a}}.$$

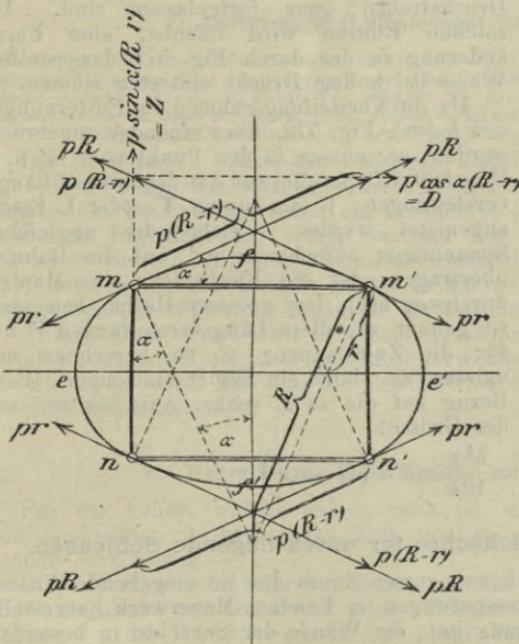
Das letzte Glied der Klammer ist gegen das erste meistens so klein, dass man es vernachlässigen kann. Geschieht dies, so ist nur die durch die Biegung erzeugte Spannung für die Grösse der Entfernung der Aussteifungen massgebend, und es ist:

$$V a. \quad b = \sqrt{\frac{2 \delta^2 k}{p}}.$$

Die geraden Wände sind, wie man leicht sieht, nicht günstig. Die zylinderförm. Endigungen verlangen bei  $r = 50 \text{ cm}$ ,  $p = 3 \text{ kg}$  und  $k = 700 \text{ kg}$  eine Wandstärke  $\delta$  von nur  $\frac{2 \cdot 3 \cdot 50}{700} = \text{rd. } 0,5 \text{ cm}$ . Wenn man dann auch in den flachen Wänden die Beanspruchung  $k$  nicht grösser als  $700 \text{ kg}$  werden lassen will, so dürfte die Entfernung der wagerechten Versteifungswinkel nur:

$$b = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,5^2 \cdot 700}{3}} = 11,2 \text{ cm betragen.}$$

Fig. 570.



Selbst bei 1 cm Stärke der flachen Seitenwände wird noch auf je 22 cm eine L-Eisen-Verstärkung nothwendig. Es ist daher weit richtiger, auch in den Seitenwänden gebogene Bleche anzuwenden, und den Rohren einen ellipt. bez. korb-bogenförm. Querschn., Fig. 570, zu geben.

In diesem Falle empfiehlt es sich, die Blechstärke überall von gleicher Dicke zu nehmen und dieselbe nach dem grössern Halb.  $R$  zu berechnen. Sie wird dann  $\delta = \frac{2 p R}{k}$  sein.

Ausserdem müssen die Punkte  $m, m', n, n'$  gegen einander fest gelegt werden, damit der Luftdruck, welcher den Querschnitt des Rohres in einen kreisrunden zu verwandeln strebt, keine Formveränderung bewirken kann.

Zur Ermittlung der Querschn. der Stäbe  $m m', m n', n, n$  und  $n m$  dient folgende Betrachtung:

Der überall senkrecht (d. h. in der Richtung des Krümmungs-Halb.  $m$ ) gegen die Blechwand gerichtete Luftdruck wird in derselben je nach der Grösse der Krümmung eine verschiedene starke Ringspannung erzeugen.

Diese wird also in den flachern Bogenstücken  $m m'$  und  $n n'$  die Grösse  $p R$  haben, in den Bogenstücken  $m n$  und  $m' n'$  dagegen die Grösse  $p r$ . An den festen Punkten  $m, m', n, n'$  werden diese Spannungen in der Richtung der Tangenten nach entgegengesetzten Seiten hin wirken, so dass sie sich theilweise

aufheben und nur die 4 Kräfte  $pR - pr = p(R - r)$  übrig bleiben, welche, nach der kleinen Axe  $f'f'$  zu gerichtet, die 4 festen Punkte zu verschieben streben. Die 4 Kräfte  $p(R - r)$  bilden also die Beanspruchung des Versteifungsrahmens.

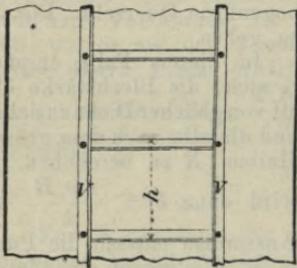
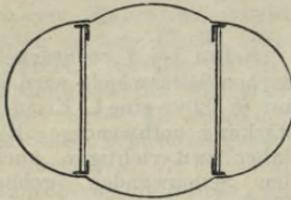
In Fig. 570 sind diese Kräfte nach den Richtungen der Stangen zerlegt und es berechnet sich der Zug  $Z$ , welchen die Stangen  $mn$  und  $m'n'$  erhalten, zu:  $Z = p \sin a (R - r)$ , und der Druck  $D$ , welchen die Stangen  $mm'$  und  $nn'$  erhalten, zu:  $D = -p \cos a (R - r)$ , worin das negative Vorzeichen vor dem ganzen Ausdruck bezeichnen soll, dass die Spannung Druckspannung ist.

Werden nun die Versteifungs-Rahmen  $mm'n'n$  in der Entfernung  $h$  über einander angeordnet, so wird jeder der auf Zug beanspruchten Stäbe  $mn$  und  $m'n'$  einen Nutzquerschnitt:

VII.  $q = \frac{hp}{k} \sin a (R - r)$  erhalten müssen, die Druckstreben  $mm'$  und  $nn'$  aber einen Gesamtquerschnitt:

$$\text{VIII. } q' = \frac{hp}{k} \cos a (R - r).$$

Fig. 571, 572.



Da die Längen der letztern, welche man zweckmässig aus L-Eisen oder T-Eisen macht, in der Regel nur unbedeutend sind, so wird man dieselben nicht auf Knicken zu berechnen brauchen. Sehr häufig findet man, dass die Druckstreben ganz fortgelassen sind. Bei solchen Röhren wird offenbar eine Formänderung in der durch Fig. 571 dargestellten Weise bei hohem Drucke eintreten müssen.

Da die Versteifungsrahmen in Entfernungen von  $h$  (cm), Fig. 572, über einander angebracht werden, so müssen in den Punkten  $m, m', n, n'$  (Fig. 569, 570) parallel zur Axe des Rohrs 4 Längsversteifungen,  $V$  (am besten T- oder L-Eisen) angenietet werden, welche die ungleichen Spannungen aufnehmen und auf die Rahmen übertragen. Ist die Blechstärke des Mantels durchweg nach dem grössern Halbm. bemessen, so genügt es, diese Längsversteifungen  $V$  nur für die Zugspannung  $Z$  zu berechnen und müssen sie dann ein Widerstandsmom.  $W$  in Bezug auf die zu  $Z$  senkr. Axe besitzen von der Grösse:

$$\text{IX. } W = \frac{h^2 p}{12k} \sin a (R - r).$$

### β. Offene Schachttrohre; Schächte für unten liegende Schleusen.

Dieselben erhalten nur Druck von aussen durch das sie umgebende Wasser. Sie werden meist als einfache Aussparungen im Fundam.-Mauerwerk hergestellt, und thut man bei dieser Anordnung gut, die Wände der Schächte in besonders dichtem Mauerwerk auszuführen und aussen mit einem wasserdichten Mörtel zu putzen. Solche Schächte sind insofern unzuverlässig, als sie der Gefahr des Reissens in höherm Grade ausgesetzt sind. Durch Auskragung im Mauerwerk hergestellte Schachttrohre empfehlen sich daher nur für Schleusen, welche ausschliesslich zum Fördern der Materialien benutzt werden. Sollen die Schächte indessen gleichzeitig zum Einfahren für die Arbeiter dienen, so sichert man ihnen die Wasserdichtigkeit durch eine innere Verkleidung mit einem Stoffe, der weniger leicht reisst. Diese Verkleidung muss stets etwa  $1\frac{1}{2}$  bis 2 m höher gehalten werden,

als der äussere Wasserspiegel, auch wenn das Mauerwerk den Letztern nur wenig überragt, damit bei unvorhergesehenen starken Senkungen des Pfeilers der Schacht nicht voll Wasser laufen kann. Diese Schachtverkleidungen sind ganz in derselben Weise gegen äussern Wasserdruck zu berechnen, wie dies früher (S. 172 ff.) bei den Senkbrunnen mitgetheilt wurde. Da der Wasserdruck von oben nach unten zunimmt, so kann man auch wie dort die Wandstärke wechseln lassen. Zur Aussteifung wendet man entweder im Innern des Schachtes angebrachte hölzerne Rahmen an, oder man verankert die Wände mit dem sie umgebenden Mauerwerk. Ersteres ist insofern vorzuziehen, weil man die Rahmen sammt der Verkleidung nach beendeter Senkung wiedergewinnen kann, während die eingemauerten Anker verloren gehen.

Die Verkleidung selber wird entweder aus kalfaterten Bohlen oder aus Blech hergestellt. Sollen die Bleche später wiedergewonnen werden, so müssen sie nur durch Schrauben verbunden und durch Verpackungen dicht gemacht werden.

Haben die Schächte nur geringe Weite, wie z. B. bei der Schleuse der Bismarck-Brücke (vergl. S. 637), so kann man sie auch aus einzelnen Rohrstücken zusammen setzen und muss dann, wie bei den mit verdichteter Luft gefüllten, das Mauerwerk etwas zurücktreten lassen, um sie wiedergewinnen zu können.

Bei den oben offenen Schächten kann man die zulässige Beanspruchung der Bleche oder Bohlen, welche die Umhüllung bilden, bedeutend höher nehmen als bei den mit verdichteter Luft gefüllten (Blech etwa 1000 kg/qem, Holz 100 kg), weil bei ihnen entstehende Schäden nicht in demselben Maasse gefährlich sind, als bei diesen.

### f. Luftpumpen (Luftpresen) und Luftleitung.

Litteratur: Zeitschr. d. österr. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1877, H. X.; Schmoll v. Eisenwerth, Erfahrungs-Resultate über Luftverbrauch und Luftverluste bei pneumatischen Fundirungen. — Zeitschr. d. bayer. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1874, S. 19; Bolzano über Luftverbrauch und Luftanalysen. — *Ann. d. ponts et. chauss.*, 1883, *Fevrier*. — Riedler, Gesteinsbohrmaschinen und Luft-compressions-Maschinen. — Pernolet, *L'air comprimé et ses applications*

Die Luftpumpen bilden das wichtigste Zubehör bei der Luftdruck-Gründung. Auf eine günstige Einrichtung derselben und zweckmässige allgemeine Anordnung des Betriebs ist daher ein besonderes Augenmerk zu richten. Ist der bauleitende Ingenieur nur wenig vertraut mit dem Maschinenbau, namentlich auch zu unerfahren im Betriebe von Dampfmaschinen, um das Maschinen-Personal selber unter gehöriger Aufsicht halten zu können, so ist demselben zu empfehlen, einen geeigneten Maschinen-Ingenieur als Gehülfen anzunehmen.

Anstatt Dampfkraft wird man bei Bauten an oder in fliessenden Gewässern bisweilen auch mit Vortheil Wasserkraft verwenden können; in den nachstehenden Entwicklungen wird aber nur auf den Betrieb der Luftpumpen mittels Dampfmaschinen gerücksichtigt.

#### a. Berechnung des Kraft- und Luftbedarfs.

Für die Arbeit, welche aufzuwenden ist, um mit Hilfe verdichteter Luft einen Senkkasten in bestimmter Zeit trocken zu legen, giebt Séjourné a. O. folgende Berechnung:

Die Arbeit, welche erforderlich ist, um eine gegebene Luftmenge (Gewicht oder Rauminhalt) auf den Druck  $p$  zu verdichten, bestimmt sich wie folgt:

Es sei  $p$  der Druck kg/qem in der Arbeitskammer,  $p_0$  der einfache atmosph. Anfangs-Druck der Luft,  $\frac{p}{p_0}$  also der absolute Druck und  $\left(\frac{p}{p_0} - 1\right)$  der sogen. effektive Druck. Der Abstand  $H$  der Senkkastenschneide vom äussern Wasserspiegel entspreche dem Druck  $p$ , sei also:

$$I. H = \frac{p - p_0}{1000} = 10,33296 \left(\frac{p}{p_0} - 1\right).$$

Wenn man annimmt, dass während der Verdichtung die Luft weder Wärme empfängt noch abgiebt, so ist die Arbeit, welche erforderlich ist, um 1 kg Luft

von der Temp.  $t_0$  und der Pressung  $p_0$  auf die Pressung  $p$  zu bringen, gegeben:

1. Unter der Voraussetzung, die Temp. bleibe während der Verdichtung unverändert (Mariotte's Gesetz) durch:

$$\text{II. } A_1 = p_0 V_0 \log. \text{ nat } \frac{V_0}{V} = \frac{10\,332,96}{1,2932} \log \text{ nat } \frac{p}{p_0}.$$

2. Wenn die durch die Verdichtung erzeugte Erwärmung berücksichtigt wird durch:

$$\text{III. } A_2 = E c (a + t_0) \left\{ \left( \frac{p}{p_0} \right)^{\frac{c-c'}{c}} - 1 \right\},$$

worin  $E$  das mechan. Aequivalent der Wärmeeinh. (hierzu 432 mkg angenommen):  $c$  die spezif. Wärme der trocknen Luft, bei konstantem Druck = 0,2377,  $c'$  die spezif. Wärme der trocknen Luft bei konstantem Volumen ( $\frac{c-c'}{c} = 0,2908$ ),  $t_0$  die Anfangstemp., welche gleichmässig zu 20° angenommen werde,  $a$  = der sogen. absolute Nullpunkt, etwa 273 =  $\frac{1}{0,003665}$ . (0,003665 = Ausdehnungs-Koeffiz. der Luft).

Um die zur Verdichtung von 1 cbm Luft nöthige Arbeitsgrösse zu erhalten, sind die Ergebnisse der vorhergehenden Formeln mit dem Gewicht (in kg) von 1 cbm Luft der Spannung  $p$  zu multiplizieren, d. h. mit:  $\frac{p}{p_0} \frac{a}{a+t} 1,293$ .

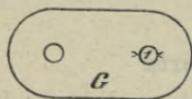
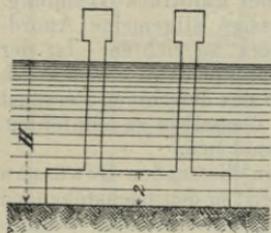
Man erhält dann für die Arbeit, wenn man der Mariotte'schen Annahme folgt:

$$\text{IV. } A_3 = \frac{p}{p_0} \frac{a}{a+t} 1,293 A_1 = 22\,168,83 \frac{p}{p_0} \log \text{ nat } \frac{p}{p_0},$$

und wenn man nach Gay-Lussac die Temp.-Erhöhung berücksichtigt:

$$\text{V. } A_4 = \frac{p}{p_0} \frac{a}{a+t} 1,293 A_2 = 36\,247,16 \frac{p}{p_0} \left\{ \left( \frac{p}{p_0} \right)^{0,2908} - 1 \right\}.$$

Fig. 573.



Diese Formeln setzen Trockenheit der Luft voraus. Wasser, welches zur Abkühlung der Luft in die Luftpressen eingeführt wird, und welches seinen Zweck auch in hohem Grade erfüllt, hat indessen keinen bemerkenswerthen Einfluss auf die Arbeitsgrösse, so lange der Druck 3 Atm. nicht übersteigt. Da dies bei Luftdruck-Gründungen selten vorkommt so geben die Formeln für gewöhnliche Fälle genügend genaue Resultate.

Die nachstehende Tafel giebt die Werthe von  $A_1, A_2, A_3$  und  $A_4$  sammt den entsprechenden Endtemp. der verdichteten Luft, und zwar für trockne Luft nach der Formel:

$$t_1 = (a + t_0) \left[ \left( \frac{p}{p_0} \right)^{\frac{c-c'}{c}} - a \right]$$

und für wassergesättigte Luft nach der Formel von Pernolet (*air comprimé*, p. 82) berechnet.

Nach dem Vorstehenden lässt sich die Arbeit berechnen, welche erforderlich ist, um einen Senkkasten gegebener Grösse in einer bestimmten Zeit trocken zu legen.

Sei  $I$  der Inhalt sämtlicher mit verdichteter Luft gefüllten Hohlräume (Luftleitung, Senkkasten, Schachttrohre und Schleusen),  $H$  der Abstand der Senkkastenschnaide vom äussern Wasserspiegel, Fig. 573.  $I$  zerfällt in 2 Theile, nämlich in denjenigen Raum  $I'$ , welcher mit Wasser gefüllt ist, d. i. der Raum des Senkkastens und ein Theil der Schachttrohre; nach Skizze ist:

$I' = 2G + 2(H - 2) \frac{\pi}{4}$ . Der andere Theil  $I''$  liegt über Wasser; von Séjourné ist derselbe zu 12,84 cbm angenommen. Er umfasst den Inhalt der

Luftleitung, der Schleusen und der über Wasser liegenden Schachtröhren-Enden. Nach Skizze ist also:  $I = 2G + 1,57H + 9,7$  (cbm). Die erforderliche Arbeit setzt sich zusammen aus:

1. Der Arbeit  $\Theta_1$ , welche zur Verdichtung der Luft, und:
2. der Arbeit  $\Theta_2$ , welche zum Verdrängen des Wassers aus dem Senkkasten aufzuwenden ist.
3. Hierzu kommt die Arbeit  $\Theta_3$ , welche zur Ueberwindung der Reibung des Wassers in dem umgebenden Erdreiche verbraucht wird, wenn ersteres aus dem Senkkasten verdrängt wird.

Zu 1. Die theoretisch zur Verdichtung der Luft erforderliche Arbeit ist:  $\Theta' = I A_4$ . Es empfiehlt sich aber,  $I$  um 100%, grösser anzunehmen, um den Luft- und Arbeitsverlusten in der Luftpumpe, sowie den Luftverlusten durch die Undichtigkeiten der Leitung, der Schachtröhre und des Senkkastens während der Trockenlegung Rechnung zu tragen. Die durch die Erwärmung entstehenden Verluste sind im Werthe  $A_4$  schon berücksichtigt.<sup>1)</sup>

Taf. I.

Verhältniss d. Enddr. zum anfänglichen	Tiefe, welche diesem Verhältniss ent- spricht (m)	Temperat.			Verdichtungs-Arbeit, mkg				Verhältniss $\frac{A_3}{A_4}$
		Beim Anfang der Pressung	am Ende der Pressung		für 1 kg trockne Luft		für 1 cbm trockne Luft		
			Trockene Luft	gesättigte Luft	nach Mariottes Gesetz	mit Rücksicht auf Erwärmung durch die Pressung	nach Mariottes Gesetz	mit Rücksicht auf Erwärmung durch die Pressung	
$\frac{p}{p_0}$	$H$ m	$t_0^0$	$t_1^1$	$t_1^1$	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$A_4$	$\frac{A_3}{A_4}$
1,0	0,0	20	20	20	0	0	0	0	1,0000
1,1	1,0	20	28	24	762	846	1009	1121	0,901
1,2	2,1	20	36	27	1457	1638	2107	2368	0,890
1,3	3,1	20	43	30	2097	2385	3284	3736	0,879
1,4	4,1	20	50	33	2689	3093	4535	5216	0,869
1,5	5,2	20	56	35	3240	3765	5856	6804	0,861
1,6	6,2	20	63	37	3756	4406	7240	8494	0,852
1,7	7,2	20	69	39	4240	5020	8685	10281	0,845
1,8	8,3	20	75	41	4697	5608	10186	12162	0,838
1,9	9,3	20	80	43	5129	6174	11741	14133	0,831
2,0	10,3	20	85	45	5539	6719	13347	16189	0,824
2,1	11,4	20	90	46	5929	7246	15001	18329	0,818
2,2	12,4	20	95	48	6301	7753	16700	20550	0,813
2,3	13,4	20	100	49	6656	8246	18444	22848	0,807
2,4	14,4	20	105	51	6996	8723	20229	25222	0,802
2,5	15,5	20	109	52	7322	9187	22055	27669	0,797
2,6	16,5	20	114	53	7636	9637	23919	30186	0,792
2,7	17,6	20	118	54	7937	10075	25820	32773	0,788
2,8	18,6	20	122	56	8228	10502	27756	35428	0,783
2,9	19,6	20	226	57	8508	10919	29727	38147	0,779
3,0	20,7	20	130	58	8779	11325	31732	40931	0,775

Soll die hiernach erforderliche Arbeit =  $2 T A_4^2$  in der Zeit  $t = 1$  Stunde verrichtet werden, so muss die sekundliche Arbeitsmenge (in Pfdkr.) sein:

$$\text{VI. } \theta_1 = \frac{\Theta}{3600 \cdot 75} = 0,00000741 I A_4.$$

Zu 2. Ist  $\gamma$  das Gewicht von 1 cbm Wasser, so hat man als Gesamtarbeit:

<sup>1)</sup> Man ersieht aus der Tabelle, dass das Verhältniss  $\frac{A_3}{A_4}$  zwischen 1 für  $\frac{p_0}{p} = 1$  und 0,775 für  $\frac{p_0}{p} = 3$  wechselt. Gewöhnlich begnügt man sich damit, die Berechnung der Arbeit mit  $A_3$  auszuführen, indem man die Verluste, welche durch die Erwärmung bedingt sind, vernachlässigt. Man verbessert dann das Schlussresultat, indem man für die Luftpumpen einen Nutzeffekt von 50 bis 75% annimmt.

<sup>2)</sup> Séjourné rechnet nur 5% Vermehrung, was aber nach den Ergebnissen der Praxis ganz unzureichend ist.

$$\Theta_2 = \int_0^{H-2} \frac{1}{4} \pi \gamma z dz \quad (\text{für das in den Schachtrohren enthaltene Wasser})$$

$$+ \int_{H-2}^H G \gamma z dz \quad (\text{für das im Senkkasten enthaltene Wasser})$$

$$= 785,4 (H-2)^2 + 2000 G (H-1).$$

Für 1 Sek. ist (in Pfdkr.) zu leisten:

$$\text{VII. } \theta_2 = \frac{\Theta_2}{3600 \cdot 75} = 0,00291 (H-2)^2 + 0,00741 G (H-1).$$

Zu 3. Der Reibungswiderstand des Wassers ist = 0, wenn der Senkkasten schwimmt, wächst aber sehr bedeutend mit der Dichtigkeit des Bodens, so dass der Luftdruck, wenn der Senkkasten erst im Boden steht, weit höher sein muss, als es der äussere Wassersäulen-Druck verlangt. In solchen Fällen entledigt man sich des Wassers, indem man durch eins der Schachtrohre ein Rohr bis nahe zum Grunde hinab führt, welches durch die Schachtrohrwand in das Freie tritt; dieses Rohr wirkt wie ein Syphon. Es werde angenommen, dass die obere Oeffnung desselben 2 m über dem äussern Wasserspiegel liege. Die Arbeit, welche erforderlich ist, um das Wasser durch dieses Rohr zu treiben, kann dann als grösster Werth von  $\Theta_3$  angesehen werden. Wird der Reibungswiderstand, den das Wasser im Rohre erfährt, vernachlässigt, so ist:

$\Theta_3 = \gamma I' 2$ , oder da:  $I'$  die Menge des verdrängten Wassers =  $2G + 1,57H$  ist:  $\Theta_3 = 2000(2G + 1,57H)$  und in Pfdkr.:

$$\text{VIII. } \theta_3 = \frac{\Theta_3}{3600 \cdot 75} = 0,01483 G + 0,00873 H.$$

Die auf S. 268 folgende Tafel II. giebt die Arbeit, welche bei verschiedenen Werthen von  $H$  für Senkkasten von 30, 60 und 90 qm Grundfläche aufzuwenden ist. Ausserdem enthalten die Spalten für  $V$  diejenigen Mengen-Angaben für Luft von atm. Spannung  $p_0$ , welche eine Luftpumpe in 1 Stunde ansaugen muss, um die Senkkasten in dieser Zeit trocken zu legen. Nehmen wir eine Nutzleistung von 50 % an, um der Ausdehnung der Luft während des Ansaugens<sup>1)</sup> und den Verlusten durch Undichtigkeiten im Senkkasten, den Rohren u. s. w., Rechnung zu tragen, so ist:

$$V = \frac{100}{50} \left\{ I'' \frac{H}{10,33} + I' + I' \frac{H}{10,33} \right\}.$$

Es müssen nämlich dem Raume  $I''$ , der mit Luft von atm. Spannung gefüllt ist, noch  $I'' \frac{H}{10,33}$  (cbm) Luft von atm. Spannung zugeführt werden, um in demselben einen Druck zu erzeugen, der der Wassersäule  $H$  entspricht, und um in dem mit Wasser gefüllten Raum  $I'$  das Wasser durch Luft von derselben Spannung zu ersetzen, sind  $I' + I' \frac{H}{10,33}$  (cbm) atm. Luft nöthig.

Da  $I' + I'' = I$  dem Gesamt-Inhalt von Senkkasten, Schachtrohren, Schleusen und Luftleitung ist, so kann man die Formel auch schreiben:

$$\text{IX. } V = 2 \left( \frac{IH}{10,33} + I' \right)^2$$

Die Zeit, welche eine schon vorhandene Pumpe gebraucht, um einen Senkkasten trocken zu legen, erhält man aus Formel IX. folgendermaassen:

Die Luftmenge, welche die Pumpe in 1 Stunde zu saugen vermag, sei =  $L$  (cbm). Soll nun derselbe Senkkasten, der in 1 Stunde  $v$  (cbm) Luft erforderte, in  $x$  Stunden trocken gelegt werden, so werden die Verluste, welche durch die Undichtigkeiten entstehen, und die in 1 Stunde ebenfalls  $\left( \frac{IH}{10,33} + I' \right)$

<sup>1)</sup> Die Berechnung der Leistungsfähigkeit der Pumpe kann dann also einfach durch Multiplikation der Hubzahl mit dem Produkte aus Zylinderquerschnitt und Kolbenweg erfolgen.

<sup>2)</sup> Die von Séjourné aufgestellte Formel ist nicht zuverlässig, weil nach ihrer Fassung der Hohlraum nicht theilweise mit Wasser und theilweise mit atm. Luft, sondern ganz mit Wasser gefüllt sein müsste und weil ausserdem nach Ansicht des Verfassers ein zu hoher Nutzeffekt gerechnet wurde.

betragen, grösser oder kleiner ausfallen, je nachdem  $x \lesseqgtr 1$  ist. Die theoretisch zur Ausfüllung der Hohlräume nöthige Luftmenge bleibt unverändert:

$$= 1 \left( \frac{IH}{10,33} + I' \right).$$

In  $x$  Stunden wird also die Pumpe:

$$1 \left( \frac{IH}{10,33} + I' \right) + x 0,333 \left( \frac{IH}{10,33} + I' \right) \text{ (cbm)}$$

saugen müssen. Diese werden  $= x L$  sein und daraus ergibt sich:

$$X. \quad x = \frac{\frac{IH}{10,33} + I'}{L - \left( \frac{IH}{10,33} + I' \right)} \text{ (Stunden)}$$

als diejenige Zeitdauer, welche eine Pumpe zur Trockenlegung nöthig hat, die in 1 Stunde  $L$  (cbm) atm. Luft ansaugt.

Da Senkkasten aus Holz dieselbe Form haben, wie eiserne und da die Dichtigkeit auch gleich gross wie bei diesen angenommen werden kann, besitzen die vorstehend entwickelten Formeln Gültigkeit auch für hölzerne Senkkasten.

Bei gemauerten Senkkasten ändert sich zunächst die Form der Hohlräume  $I'$  u.  $I''$  bez.  $I' + I'' = I$ . Für die Berechnung der zur Trockenlegung nothwendigen Kraft, ist also in den Werth von  $\theta_1 (= 0,00000389 I A_4)$  für  $I$  der veränderte Kubikinhalt aller mit verdichteter Luft zu füllenden Räume einzusetzen, während  $A_4$  aus Taf. I. unverändert zu nehmen ist.

Bei der Anwendung der Formel VII.:  $\theta_2 = \frac{\Theta_2}{3600 \cdot 75}$  ist auch der Werth von

$\Theta_2$  entsprechend der geänderten Form des Hohlraums zu ändern. Da die Höhe des Hohlraums nicht mehr  $= 2 \text{ m}$  ist, so sind die Integrale, welche den Werth von  $\Theta_2$  liefern, zwischen andern Grenzen zu nehmen. Anstatt  $H - 2$  ist als Grenze  $H$  weniger dem Abstände des Schachtrohranfangs von der Senkkastenschneide einzusetzen. Ausserdem wird das zweite Integral, welches sich auf das Wasser in dem eigentlichen Senkkasten-Raum bezieht, event. ein Doppel-Integral werden, indem der Horizontalschnitt des Hohlraums nicht mehr konstant  $= G$  genommen werden kann, sondern, je nach der Form des Hohlraums, in irgend einem Verhältnisse wächst. Da die Form des Hohlraums eine sehr verschiedene sein kann, so ist es nicht möglich, dafür Formeln aufzustellen, und muss es genug sein, auf die nothwendigen Aenderungen hingewiesen zu haben.

Ebenso ist in Formel VIII.:

$$\theta_3 = \frac{\Theta_3}{3600 \cdot 75} \text{ für den Werth von } \Theta_3 = 2 \gamma I' \text{ die Grösse } I' \text{ (Inhalt der mit}$$

Wasser gefüllten Hohlräume) entsprechend zu berechnen.

Die Formeln IX. und X. erfordern nach Einführung der passenden Werthe für  $I$  und  $I'$  keine Aenderungen, wenn das Mauerwerk der Wände mit vollen Fugen hergestellt und an den innern Flächen durch einen Anstrich mit Weisskalk (begünstigt gleichzeitig die Erleuchtung) oder mit Zement abgedichtet ist.

Nach beendeter Trockenlegung der Senkkasten ändert sich der Luftbedarf; und zwar vermindern sich im allgemeinen die Verluste durch die Undichtigkeiten, weil der Druck, unter welchem die Luft entweicht, jetzt nicht grösser gehalten wird, als es der äussere Wasserdruck verlangt, während dieser Druck zur Zeit der Trockenlegung zum Zwecke der Wasserverdrängung überschritten werden muss. Dafür treten indess andere Luftverluste hinzu. Die während des Arbeitsbetriebes stattfindenden Luftverluste kann man in 3 Theile zerlegen, in:

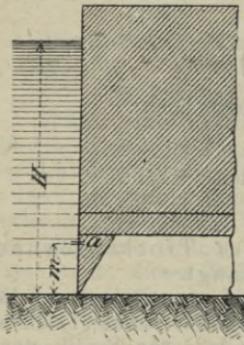
1. solche, die durch Undichtigkeiten der Wände und der Decke des Senkkastens, sowie der Schachtrohre und der Luftleitung entstehen.

2. solche, die durch das Entweichen von Luft unter dem Rande des Senkkastens hindurch bez. durch künstliche Lüftung behufs Erneuerung der verbrauchten Luft entstehen, und:

3. solche, die durch den Verbrauch an Luft beim Aus- und Einschleusen der Arbeiter und des Bodens sich ergeben.

Zu 1. Die verdichtete Luft, welche durch irgend eine Undichtigkeit des Senkkastens entweicht, tritt, unabhängig von dem Stande des Senkkastens unter Wasser, stets mit ungefähr derselben Geschwind.  $v$  durch den Querschn.  $q$  der Undichtigkeit,

Fig. 574.



weil die Druckhöhe, unter welcher der Austritt stattfindet, stets gleichbleibt. Befindet sich z. B. in der Höhe  $m$  über der Schneide des Senkkastens bei  $a$  eine Undichtigkeit, Fig. 574, so bleibt der Druck, unter welchem die Luft dort ausströmt, stets = einem Wasserdrucke von  $m$  ( $m$ ) Höhe. Denn der Spannung der Luft vom Druck  $H$  wirkt aussen eine Wassersäule  $H - m$  entgegen.<sup>1)</sup> Die theor. Menge der in 1 Sek. entweichenden verdichteten Luft wird daher stets =  $vq$  sein. Um diesen Verlust zu ersetzen, wird, je nach der Grösse des veränderlichen Werthes  $H$ , eine andere Menge atm. Luft verdichtet werden müssen.

Werde die Menge verdichteter Luft, welche durch sämtliche Undichtigkeiten entweicht, mit  $V_1$  bezeichnet, so wird zum Ersatz derselben eine Luftmenge  $V_1'$  von atm. Spannung verdichtet werden müssen der Grösse:

$$V_1' = V_1^0 + V_1^0 \frac{H}{10,33} = V_1^0 \left( 1 + \frac{H}{10,33} \right).$$

Diese Luftmenge  $V_1'$  entströmt den Umflächen der Hohlräume aber nicht gleichmässig. Zunächst sind die Luftleitung und die Schachtröhre viel dichter als der Senkkasten, so dass es unbedenklich erscheint, dieselben ganz unberücksichtigt zu lassen. Sodann ist die Decke des Senkkastens in der Regel dichter, als dessen Wände, weil man über der erstern einen Zementguss auszuführen pflegt, der die meisten undichten Stellen schliesst. Aus diesem Grunde bringt Schmoll von Eisenwerth a. a. O. die in Rede befindlichen Verluste auch nur in Beziehung zu der Wandfläche des Senkkastens. Verf. folgt ihm indessen hierin nicht, weil ihm diese Annahme nicht ganz gerechtfertigt erscheint. Einerseits kann man vor Ausmauerung der Konsolen auch die Wände durch einen Anstrich mit Theer und Pech recht gut abdichten, und andererseits ist die Abdichtung der Decke nicht immer eine so vollkommene, da der Zementguss bei einer Durchbiegung der elastischen Decke Risse annimmt. Indessen sind bei der Entwicklung neuer betr. Formeln die statistischen Angaben Schmolls v. Eisenwerth benutzt.

Der jedenfalls weit grössern Dichtigkeit der Decke sei dadurch Rechnung getragen, dass angenommen wird, für  $1 \text{ qm}$  der Wandfläche sei der Luftverlust  $a$  mal so gross, als für  $1 \text{ qm}$  der Decke. Wird der stündliche Verlust an verdichteter Luft f.  $1 \text{ qm}$  der Decke mit  $w$  bezeichnet, so ist der Gesamtverlust  $wG + a w U h$ , wenn  $U$  d. Umfang,  $h$  die Höhe,  $G$  die Grundfläche des Senkkastens bedeutet, oder  $V_1^0 = w(G + a U h)$  und die Menge an atm. Luft, welche bei einem Stande des Senkkastens in der Tiefe  $H$  unter Wasser als Ersatz verdichtet werden muss ist:

$$V_1' = w(G + a U h) \left( 1 + \frac{H}{10,33} \right). \quad w \text{ ist i. M. } = 0,17 \text{ zu nehmen } a = 10. \text{ Bei ungenügend dicht gemachten Senkkasten muss man diesen Werth } w \text{ erhöhen.}$$

Zu 2. Die Luftmenge, welche unter der Schneide des Senkkastens ausströmt, steht im Verhältnisse zu  $U$ ; sie ist gleichfalls mit  $1 + \frac{H}{10,33}$  zu multiplizieren.

Wird die auf  $1 \text{ m}$  des Umfangs in 1 Stunde ausströmende Luftmenge mit  $w$ , bezeichnet, so ist die ganze stündliche Menge auf Luft von atm. Pressung umgerechnet:  $V_1'' = w_1 U \left( 1 + \frac{H}{10,33} \right)$ .

<sup>1)</sup> Je grösser  $m$  wird, d. h. je höher über der Schneide die Undichtigkeit liegt, desto schädlicher wirkt sie. Aus diesem Grunde sind namentlich Undichtigkeiten über Wasser sehr nachtheilig, und müssen solche daher schnell beseitigt werden.

Das Entströmen von Luft unter der Schneide erscheint theoretisch unnöthig, hat aber Zweckmässigkeits-Gründe zur Unterlage. Wollte man nämlich nur die Luftverluste durch Undichtigkeiten und Ausschleusen ersetzen und den Wasserspiegel bis zur Senkkasten-Schneide, oder auch noch nicht ganz bis zu derselben absenken, so würde die zugeführte Luftmenge  $V_1' + V_1''$  (s. weiter unten), möglicher Weise zu gering sein, um für die durch den Athmungs-Vorgang der Arbeiter und beim Brennen der Lichter verbrauchte Luft genügend Ersatz zu schaffen.

Nun verbraucht allerdings 1 Mensch zum Athmen in 1 Stunde nur diejenige Sauerstoffmenge, welche in 0,5  $\text{cbm}$  reiner atm. Luft enthalten ist und bei Verbrennung eines Kerzengewichts von 60  $\text{gr}$  wird nur der in etwa 0,04  $\text{cbm}$  reiner Luft enthaltene Sauerstoff aufgezehrt. Es ist darnach diese Luftmenge stets kleiner, als die eben berechnete, welche durch Undichtigkeiten verloren geht. Wie bei jeder Lüftungsanlage kommt es aber weniger auf den Ersatz des verbrauchten Sauerstoffs als vielmehr auf die Verdünnung der entwickelten schädlichen Gase (Kohlensäure, Fettsäure, Buttersäure) an. Die Sauerstoff-Verminderung würde im Gegentheile wahrscheinlich günstig auf die Gesundheit wirken, wenn in ungefährlichen Gasen (Stickstoff) ein Ersatz geschaffen würde, weil die gefährlichsten Krankheitserscheinungen, denen die Arbeiter in Folge des Aufenthalts in hohem Luftdrucke ausgesetzt sind, der zu grossen Aufnahme von Sauerstoff ihren Ursprung zu verdanken scheinen.<sup>1)</sup> Es würde daher vortheilhaft sein, zur Verdünnung der schädlichen Gase nicht verdichtete atm. Luft, sondern ein Gemenge aus Luft und reinem Stickstoff zuzuführen, oder auch statt dessen die im Senkkasten gebildete Kohlensäure zu binden. Zur genügenden Verdünnung aber reicht der Ersatz, welcher durch die Undichtigkeiten gut gearbeiteter Senkkasten erfordert wird, nicht immer aus, wie man bei Arbeiten in dichtem Boden (Thon oder Lehm) zu beobachten Gelegenheit hat. Erklärlich wird diese Thatsache schon dadurch, dass die grössten Undichtigkeiten in der Regel in dem Stoss zwischen Decke und Seitenwand liegen. Wenn also die Senkkasten-Grundfläche durch Wasser oder dichten Boden abgeschlossen ist, so wird die hauptsächlichste Strömung der Luft dicht unter der Decke von den Schachtröhren zu den Wänden hin stattfinden, während die tiefer liegenden Luftschichten, in denen die sich bückenden Arbeiter athmen, mehr oder weniger unberührt und unbewegt bleiben. Aus diesem Grunde muss man auch in Lehm- und Thonboden häufig durch künstliche Lüftung nachhelfen, indem man in der einen Schleuse Luft ausströmen lässt, während die frische Luft nur in die andere eintritt. Ist nur eine Schleuse vorhanden, so muss man in solchen Erdarten die Luftzuführungs-Röhre bis in den Senkkasten verlängern, so dass der Austritt der frisch zugeführten Luft aus den Leitungsrohren möglichst nahe am Boden geschieht. Als Verlängerung der Luftzuführung im Innern der Schachtröhre genügt ein wasserdichter Hanfschlauch. In dichtem Lehm und Thon wird man also in der That häufig die dem Senkkasten zuzuführende Luftmenge nach der Anzahl der in verdichteter Luft arbeitenden Menschen und der in derselben brennenden Kerzen bemessen müssen, und diese Luftmenge wird gleichzeitig die geringste sein, auf welche man die Gesamt-Luftzuführung auch in durchlässigem Boden unter Umständen einschränken kann. In diesem wird bei solcher Verminderung der Luftzuführung allerdings der Wasserspiegel nur wenig unter die Schneide des Senkkastens gesenkt sein, so dass die Sohle sehr nass und der Aufenthalt im Senkkasten ungesund ist. Es besteht nämlich ein weiterer hygienischer Zweck, den das Entweichen von Luft unter dem Rande des Senkkastens bei durchlässigem Boden erfüllt, darin, dass dabei der Wasserspiegel unter die Schneide gesenkt wird, so dass der Boden der Sohle nur feucht aber nicht wassergesättigt ist.

Um in verschieden durchlässigen Erdarten gleich tiefe Senkung des Wasserspiegels zu erzeugen, muss die Luftmenge  $V_1''$ , welche unter der Schneide in 1 Stunde austritt, sehr verschieden gross sein, und zwar um so grösser, je durchlässiger der Boden ist. Die Grösse des Koeffiz.  $w_1$  in dem Ausdruck:

<sup>1)</sup> Vergl. die betr. Arbeit des Verf. in Deutsche Bauzeitg., 1884. S. 176 ff.

**Tab. II.** Arbeitleistung und Luftmenge  $V$ , welche erforderlich sind, um in 1 Stunde einen Senkkasten trocken zu legen; Luftmenge  $V_1$ , welche in 1 Std. erforderlich ist, um in durchlässigen Boden die Sohle tiefer als die Schneide, und Luftmenge  $V_1' + V_1''$ , welche genügt, um den Hohlraum bis in  $1\text{ m}$  Durchm. und 2 Schneide trocken zu erhalten, für Tiefen von  $2,1$  bis  $20,7\text{ m}$  unter Wasser, und Grundfl. der Senkkasten wie unten angegeben, mit 2 Schachtrohren zu  $1\text{ m}$  Durchm. und 2 Schleusen. Der gesammte über Wasser liegende Hohlraum der Schleusen, Schachtrohrtheile und der Luftleitung ist überall =  $12,84\text{ ebn}$  angenommen.

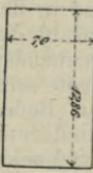
$\frac{p}{\rho_0}$	$H$	Absol. Spannung der Luft in $\text{Atm.}$			Grundfl. des Senkkastens = $30\text{ qm}$			Grundfl. des Senkkastens = $60\text{ qm}$			Grundfl. des Senkkastens = $90\text{ qm}$											
		$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	Sekundl. Arbeit in $\text{Pfdkr.}$	Luftmenge, $\text{ebn}$ von atm. Spannung, welche die Pumpen in 1 Stunde saugen müssen	Sekundl. Arbeit in $\text{Pfdkr.}$	Luftmenge, $\text{ebn}$ von atm. Spannung, welche die Pumpen in 1 Stunde saugen müssen	Sekundl. Arbeit in $\text{Pfdkr.}$	Luftmenge, $\text{ebn}$ von atm. Spannung, welche die Pumpen in 1 Stunde saugen müssen												
1,2	2,1	1,33	0,3	0,4	2,03	150	147	96	2,66	0,5	0,9	4,06	294	200	132	3,42	0,8	1,3	5,32	438	275	182
1,4	4,1	2,85	0,7	0,4	3,95	185	171	112	5,32	1,5	0,9	6,72	335	233	154	7,60	2,1	1,3	11,00	533	322	213
1,6	6,2	4,94	1,2	0,5	6,64	221	196	138	8,74	2,4	0,9	12,04	431	287	176	12,54	3,5	1,4	17,44	672	397	243
1,8	8,3	7,63	1,7	0,5	9,83	257	229	144	12,92	3,4	1,0	17,32	488	300	198	18,24	5,2	1,4	24,84	704	413	274
2,0	10,3	10,26	2,3	0,5	13,06	292	245	160	17,48	4,4	1,0	22,88	538	334	230	24,70	6,5	1,4	32,60	798	459	304
2,2	12,4	13,49	2,9	0,6	16,99	328	269	176	22,61	5,3	1,0	29,11	631	369	242	31,73	8,0	1,4	41,13	895	503	334
2,4	14,4	17,10	3,5	0,6	21,20	363	294	192	28,50	6,5	1,0	36,00	705	400	244	39,52	9,5	1,5	50,52	993	551	364
2,6	16,4	21,09	4,0	0,6	25,69	399	318	207	34,58	7,5	1,1	43,18	782	434	286	47,88	11,0	1,5	60,38	1094	597	395
2,8	18,5	25,84	4,7	0,6	31,14	435	342	223	41,42	8,7	1,1	51,22	863	467	308	56,43	12,6	1,5	70,55	1198	649	426
3	20,7	30,78	5,4	0,7	36,88	471	367	239	49,02	9,9	1,2	60,12	948	500	330	67,07	14,4	1,6	83,07	1308	683	456



$G = \text{rd. } 30\text{ qm}, U = \text{rd. } 21,7\text{ m}, h = 2\text{ m}.$   
Anm. Bei Berechnung der Luftpumpen aus den notwendigen Luftmengen  $V, V_1$  und  $V_1' + V_1''$  hat man nicht mehr nöthig, auf



$G = \text{rd. } 60\text{ m}^2, U = \text{rd. } 29\text{ m}, h = 2\text{ m}.$   
den Nutzeffekt derselben Rücksicht zu nehmen, da hierauf bereits bei Bestimmung der Koeffizienten für die Werthe von  $V$



$G = 90\text{ qm}, U = 39,7\text{ m}, h = 2\text{ m}.$   
Betracht genommen ist. Man kann also als angemessigte Luftmenge, gute Bauart vorausgesetzt, ein für das Produkt an Bel sehr dichten Senkkasten und

Kolbenförmige, Hub und Anzahl der Hube rechnen. Die Gesammtarbeit zur Trockengebung in 1 Std. ist sehr hoch gerechnet. Schleusen u. s. w. und guten Luftpumpen wird dieselbe erheblich geringer werden.

$V_1 = w_1 U \left(1 + \frac{H}{10,33}\right)$  schwankt daher in der Praxis zwischen 3 u. 1.

Zu 3. Die Luftmenge  $V_1'''$  endlich, welche durch das Ausschleusen des Bodens und der Arbeiter verbraucht wird, ist nach Schmoll v. Eisenwerth nur = 1% der übrigen, kann daher bei grössern Senkkasten und durchlässigem Boden unbedenklich vernachlässigt werden.

Bei Senkkasten unter 30 qm Grundfläche kann man  $V_1''' = 3S \left(1 + \frac{H}{10,33}\right)$  setzen, worin  $S$  die Anzahl der auf dem Senkkasten angebrachten Schleusen bedeutet, die bei so geringer Grösse = 1 sein wird.

Nach dem vorstehend Mitgetheilten berechnet sich der praktisch nothwendige, bezw. übliche Luftverbrauch bei Baugrund, der von Sand bis Kies wechselt, nach beendeter Trockenlegung (in cbm Luft von atm. Spannung) für 1 Stunde zu:

$$\text{XI. } V_1 = V_1' + V_1'' = \{ 0,17 (G + 10Uh) + 1 \text{ bis } 3U \} \left(1 + \frac{H}{10,33}\right)$$

für Senkkasten von mehr als etwa 30 qm Grundfläche, bei solchen von geringerer Grösse aber zu:

$$\text{XIa. } V_1 = V_1' + V_1'' + V_1''' = \{ 0,17 (G + 10Uh) + 3S + 1 \text{ bis } 3U \} \left(1 + \frac{H}{10,33}\right)$$

Je durchlässiger der Baugrund, desto grösser muss der Werth des veränderlichen Faktors von  $U$  angenommen werden.  $V_1$  kann unter Umständen auf die Luftmenge vermindert werden, welche zur Verdünnung der durch die Beleuchtung und Athmung erzeugten schädlichen Gase erforderlich ist, die sich folgendermassen bestimmt:

Die luftverderbenden Ausathmungsstoffe werden der in der Luft enthaltenen Kohlensäure-Menge proportional angenommen. Die frische Luft hat 0,0005 Raumeinheiten Kohlensäure; verdorbene Zimmerluft soll höchstens 0,001, ausnahmsweise 0,0015 R.-Th. enthalten. Ein erwachsener Mensch scheidet in 1 Stunde 0,020 cbm Kohlensäure aus; also ist der Bedarf an atm. Luft, welcher nöthig ist, um eine Ueberschreitung des Kohlensäure-Gehalts von 0,001 zu verhindern, für 1 Kopf und 1 Stunde  $\frac{10000}{10} \cdot 0,02 = 20$  cbm. Nach Uterwedde sollen sogar 35 cbm atm. Luft f. 1 Kopf und Stunde erforderlich sein, wenn dieselbe 90 % Feuchtigkeit enthält, weil zur Verdünnung der Ausdünstungen 3,5 cbm trockene Luft gehören. Da nun die dem Senkkasten zugeführte verdichtete Luft in der Regel durch die Kühlungs-Einrichtungen mit Wasser nahezu gesättigt ist und da ausserdem die Lüftungs- und Gesundheitsverhältnisse für die Arbeiter in den Senkkasten ungünstige sind, so sei davon ausgegangen, dass der Kohlensäure-Gehalt  $\frac{10}{10000}$  nicht übersteigen darf, dass also für jeden Kopf 20 cbm atm. Luft in 1 Stunde zugeführt werden muss.

Die nachstehende Tafel III. giebt die Kohlensäure-Mengen an, welche durch das Athmen eines Menschen, sowie durch das Brennen von Flammen verschiedener Art bei dem angegebenen Brennstoff-Verbrauch erzeugt werden, und die zur Verdünnung dieser Kohlensäure in 1 Stunde erforderliche Luftmenge von atm. Spannung.

Die letzte Spalte giebt die Luftmenge an, welche bei Athmung bez. Verbrennung in gewöhnlicher atm. Spannung zur Verdünnung der erzeugten Kohlensäure nothwendig ist. In verdichteter Luft ist aber die Verbrennung in den Lungen und an Flammen eine lebhaftere. Es werden also dieselben Kerzen, welche an der freien Atmosphäre nach Sp. 1 nur 20,7 g Stearin in 1 Stunde verbrennen, im Senkkasten mehr verbrennen. Und zwar steht der Mehrverbrauch im Verhältnisse zum Luftdruck, bez. der Wassertiefe  $H$ . Ebenso erzeugen die Arbeiter mehr Kohlensäure, weil sie mehr Sauerstoff einathmen. Die lebhaftere Verbrennung in den Lungen giebt sich namentlich durch starkes Schwitzen trotz verhältnissmässig niedriger Temp. im Senkkasten zu erkennen.

Taf. III.

No.	Bezeichnung	Stündlicher Verbrauch an Brennstoff		Lichtstärke	Stündlich erzeugte Kohlen-säure	Stündl. zuzu-führende Luft-menge atm. Spannung
		Gramm	Liter			
1	1 erwachsener Mensch	—	—	—	20	20
2	1 Stearinkerze	20,7	—	1	11,3	11
3	1 Oellampe	22,4	0,025	4	31,2	31
4	1 Petroleum-Spaltbrenner	35,5	0,045	10	56,8	57
5	1 do. Rundbrenner	50,5	0,064	7,6	61,6	62
6	1 Leuchtgas-Schnittbrenner	—	140	7,8	92,8	93
7	1 do. Flachbrenner	—	127	10	86,0	86

Der Ingenieur Bolzano hat Luft aus dem Senkkasten untersucht und die Ergebnisse in der Zeitschr. des bayer. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1874. S. 2 mitgetheilt. So weit dieselben für den vorliegenden Zweck nothwendig sind, folgen sie hier:

Taf. IV.

No.	Verhältniss von Sauerst. zu Stickst. in der Senkkastenluft in Proz.		Kohlens.-Geh. der Luft im Senkk., in Raumtheilen	Wassergeh. in 1 cbm verdichteter Luft	Luftlieferung in cbm für 1 Stunde; atm. Spannung	Ueberdruck im Senkk. in Atm.	Bodenart
	Sauerst.	Stickst.					
1	20,913	79,087	$\frac{8,4}{10000}$	7,0	582	0,8	Kies
2	20,824	79,175	$\frac{11}{10000}$	11,0	573	0,9	Thon
3	20,566	79,434	$\frac{11}{10000}$	42	677	1,15	Thon

Der betr. Senkkasten hatte rd. 68  $\text{qm}$  Grundfl. und es arbeiteten in demselben 15 Arbeiter bei Beleuchtung mit 8 Stearinkerzen. Auch im Thon entwich stets Luft unter der Schneide des Senkkastens. Bolzano beobachtete im Thon eine grössere Sauerstoff-Abnahme als im Kies, welche er auf theilweise Oxydation des sehr eisenoxydulhaltigen blauen Thons schreiben zu müssen glaubt. Sieht man zunächst von diesem Umstande ab, so entspricht die Analyse der Luft aus dem im Kies stehenden Senkkasten unter Berücksichtigung aller von Bolzano mitgetheilten Umstände einem Ausdruck:

XII.  $V_2 = (\alpha A + \alpha' K) \left(1 + \frac{0,42 H}{10,33}\right)$ , worin  $\bar{H}$  wieder die Wassertiefe,  $A$  die Zahl der im Senkkasten arbeitenden Leute,  $K$  die Zahl der brennenden Flammen,  $\alpha$  die für 1 Kopf und Stunde nöthige Menge Luft von atm. Spannung,  $\alpha'$  die für die Flamme nothwendige Luftmenge bedeutet.

Die Werthe von  $\alpha$  und  $\alpha'$  sind in der letzten Sp. der Tafel III. enthalten.  $\alpha$  ist = 20  $\text{cbm}$  und  $\alpha'$  für Kerzen, die in der Atm. stündlich 20,7 g Stearin verbrennen = 11  $\text{cbm}$  u. s. w. Für Normal-Stearinkerzen lautet der Ausdruck also:

$$V_2 = (20 A + 11 K) \left(1 + \frac{0,42 H}{10,33}\right).$$

$V_2$  ist dann die Luftmenge von atm. Spannung, welche in den Senkkasten in 1 Stunde eingeführt werden muss, damit der Kohlen-säuregeh. nicht mehr als 0,001 betrage.

In Thonboden wird — die Annahme von Bolzano als richtig voraus gesetzt — die Oxydation des Bodens proportional der der Luft ausgesetzten Bodenfläche, d. i. der Grundfläche  $G$  des Senkkastens sein. Den beiden unter solchen Verhältnissen vorgenommenen Luftanalysen wird es ungefähr entsprechen, wenn man für Thon setzt:

$$\text{XIIa. } V_2 = (\alpha A + \alpha' K + G) \left(1 + \frac{0,42 H}{10,33}\right), \text{ oder für Normal-Stearin-}$$

$$\text{kerzen: } V_2 = (20 A + 11 K + G) \left(1 + \frac{0,42 H}{10,33}\right).$$

In Wirklichkeit wird allerdings der Kohlsäuregeh. sehr oft grösser werden, als 0,001, so namentlich, wenn Senkkasten ausgemauert werden, gegen Schluss dieser Arbeit, wo der sehr beengte Raum mit Leuten stark besetzt ist. An der Hand der mitgetheilten Tafel III. und der Formeln wird man aber in der Lage sein, sich über die ungefähre Beschaffenheit der Luft Rechenschaft zu geben. Man sollte mit der zugeführten Luftmenge nicht weit unter die Werthe  $V_2$  hinab gehen, welche Formel XII. bez. XIIa. liefern. Diese Formeln zeigen, dass ein grosser Theil der Verschlechterung der Luft durch die Beleuchtung herbeigeführt wird.

Will man also an Luft sparen, so kann man dies dadurch erreichen, dass man die Beleuchtung so einrichtet, dass die Verbrennungsgase nicht in den Senkkastenraum gelangen, sondern unmittelbar in's Freie ausströmen, oder dass überhaupt keine Verbrennungsgase entstehen, wie bei elektr. Beleuchtung (vergl. hierüber an weiterhin folgender Stelle). Dann fällt aus den Formeln XII u. XIIa. das Glied  $\alpha' K$  fort. Der durch solche Anordnung erzielte Vortheil wird um so augenfälliger, je geringer die Luftmenge ist, welche aus andern Gründen dem Senkkasten zugeführt werden muss, und welche in den Formeln XI. und XIa. angegeben wird, also namentlich bei kleinen Senkkasten in Sandboden, sowie überhaupt bei allen Senkkasten, die in undurchlässigem Thon- oder Lehm Boden versenkt werden. Bei letzterm kann nämlich, unbeschadet der Trockenheit des Bodens im Senkkasten, der Luftaustritt unter der Schneide hindurch sehr eingeschränkt bez. ganz verhindert werden, so dass  $V_1'' = 0$  wird. Dann ist  $V_1$  nur noch  $= V_1' + V_1'''$ ; d. h. es sind nur die Verluste zu ersetzen, welche durch Undichtigkeiten und durch das Ausschleusen entstehen. Man erhält alsdann:  $V_1 = V_1' + V_1''' = 1,01 \cdot 0,17 (G + 10 U h) \left(1 + \frac{H}{10,33}\right)$  bei grossen Senkkasten, oder dafür:

$$\text{XIII. } V_1 = 0,172 (G + U h) \left(1 + \frac{H}{10,33}\right), \text{ wenn für das Ausschleusen}$$

einfach 1% zugeschlagen ist,

$$\text{bei kleinen dagegen, wo: } V_1''' = 3 S \left(1 + \frac{H}{10,33}\right):$$

$$\text{XIIIa. } V_1 = \left\{ 0,17 (G + 10 U h) + 3 S \right\} \left(1 + \frac{H}{10,33}\right).$$

Diese Formeln geben auch die Luftmenge an, welche die Reserve-Maschinen in 1 Stunde anzusaugen im Stande sein müssen.

In Taf. II. S. 268 sind zum Vergleich mit der zur Trockenlegung von Senkkasten erforderl. Luftmenge für 3 verschieden-grosse Senkkasten und Tiefen von 2,1 bis 20,7 m unter Wasser aus Formel XI. und XIII. die Werthe der Luftmengen  $V_1 = V_1' + V_1''$  bez.  $V_1 = V_1' + V_1'''$  berechnet. Der Koeffiz. von  $U$  in Formel XI. ist dabei = 2 angenommen. Man ersieht aus der Tafel, dass die Formel IX. überall die grössten Werthe liefert, und dass der Unterschied, wie dies auch naturgemäss ist, mit der Grösse der Senkkasten zunimmt. Zur Berechnung der Grösse der Luftpumpe wird also die Luftmenge, welche Formel IX. ergibt, stets sehr reichlich bemessen sein, um so reichlicher, je grösser die Senkkasten sind, voraus gesetzt, dass nicht Form. XII. aus hygienischen Rücksichten einen grössern Werth verlangt.

Bei grossen Senkkasten wird man sich daher auch mit kleinern Luftpumpen begnügen können, die in 1 Stunde etwa eine Luftmenge  $= \frac{V + V_1}{2}$

(Formel IX. und Formel XI.) liefern.

Für hölzerne Senkkasten behalten auch die letzten Formeln ihre Gültigkeit; bei gemauerten aber ist eine Aenderung der Fassung nothwendig, weil bei diesen kein Unterschied zwischen Decke und Wänden zu machen ist.

Es muss für diese anstatt des Gliedes  $0,17 (G + 5 U h)$  ein Glied von der Form  $w' F$  eingeführt werden, in welchem  $w'$  wieder einen Erfahrungskoeffiz. und  $F$  die ganze innere Wandfläche des Hohlraums bis zum eisernen Schachtröhre bedeutet.

Nach den Mittheilungen Gärtners<sup>1)</sup> über den Luftverbrauch bei der Gründung der gemauerten Senkkasten für die Pfeiler der Lauenburger Elbbrücke ergibt sich, dass bei denselben nicht mehr Luft verbraucht worden ist, als eiserne von derselben Grösse erfordert haben würden, während die gemauerten von Marmaude, welche innen mit Putz versehen waren, sogar bedeutend weniger verbrauchten, als die gleichfalls dort verwendeten eisernen.

Den Erfahrungskoeffiz.  $w'$  kann man  $= 0,67$  setzen, so dass der Luftverbrauch, wenn der Wasserspiegel in Sandboden tiefer als die Schneide gesenkt werden soll, bei grossen Senkkasten entsprechend Form. XI. lautet:

$$\text{XIV. } V_1 = V_1' + V_1'' = \{ 0,67 F + 1 \text{ bis } 3 U \} \left( 1 + \frac{H}{10,33} \right),$$

und bei kleinen Senkkasten unter besonderer Berücksichtigung der durch Ausschleusen entstehenden Verluste, entsprechend Form. XIa.:

$$\text{XIV a. } V_1 = V_1' + V_1'' + V_1''' = (0,67 F + 3 S + 1 \text{ bis } 3 U) \left( 1 + \frac{H}{10,33} \right)$$

Und endlich, wenn der Wasserspiegel nur bis nahe zur Schneide gesenkt werden soll, so dass unter dieser keine Luft entweicht (in Thon- und Lehm Boden), bei grossen Senkkasten entsprechend Formel XII.:

$$\text{XV. } V_1 = V_1' + V_1''' = 0,68 F \left( 1 + \frac{H}{10,33} \right),$$

und bei kleinen Senkkasten entsprechend Formel XIIIa.:

$$\text{XV a. } V_1 = V_1' + V_1''' = (0,67 F + 3 S) \left( 1 + \frac{H}{10,33} \right).$$

Stets soll man bei niederm und mittlern Luftdruck aber die aus den Formeln berechneten Luftmengen mit den für das Athmen mindestens erforderlichen vergleichen.

Die Formeln XV. und XVa. geben wieder die Luftmenge, welche von den Reserve-Maschinen stündlich mindestens geliefert werden muss, wenn die Hauptmaschinen versagen.

In den vorstehend entwickelten Formeln ist von den Druckverlusten, welche in langen Rohrleitungen entstehen, nicht besonders die Rede gewesen. Dieselben sind durch die zum Theil (namentlich bei Form. IX.) recht reichlich bemessenen allgemeinen Koeffiz. mit gedeckt. In der Regel lässt man dieselben auch unbeachtet, da sie nur 2 bis 3% betragen. Nur in Ausnahmefällen wird es von Interesse sein, sie berechnen zu können, und hierfür seien die von Schmidt nach den Versuchen von E. Stockalper, Obergeringenieur bei dem Bau des Gotthardt-Tunnels, der von Darcy aufgestellten nachgebildeten Formeln gegeben.<sup>2)</sup>

Es beträgt der Spannungsverlust verdichteter Luft in Atm.  $z$ :

$$\text{XVI. } z = \frac{76}{10^{10}} \frac{l}{d} \delta \left( 5 + \frac{1}{d} \right) u^2,$$

$l$  = Länge,  $d$  = Durchm. der Leitung (m),  $\delta$  = Gew. von 1 cbm der verdichteten Luft. Und zwar ist:

$$\delta = \frac{10334 p}{1 + 0,00367 t}, \text{ worin } p = \text{mittlere Spannung der Luft, also:}$$

$p = \frac{p_1 + p_2}{2}$ , wenn  $p_1$  die Spannung am Anfang,  $p_2$  die Spannung am Ende der Leitung (also  $z = p_1 - p_2$ ) und  $t$  = mittlere Temp. der Luft bedeutet.

$$u = \frac{V}{\frac{1}{4} \pi d^2} = \text{Gesch. der strömenden Luft (m), worin:}$$

$$V = \frac{V_0}{p} (1 + 0,00367 t). \quad V_0 = \text{die in 1 Sek. durch die Rohre strömende}$$

<sup>1)</sup> Zeitschr. des österr. Ingen.- u. Archit.-Ver. Bd. XXXI. S. 41.

<sup>2)</sup> Polyt. Journal. Bd. 238. S. 441.

Luftmenge in  $\text{cbm}$ , umgerechnet auf atm. Spannung, also etwa 1,05 von dem Volumen, welches die Luftpumpe in 1 Sek. angeibt (5% Verluste gerechnet).

Die betr. Formel ist für gusseiserne Rohre ermittelt. Für schmiedeiserne wird  $z$  möglicherweise etwas kleiner werden, weil diese glattwandiger sind.

### β. Konstruktion der Luftverdichtungs-Maschinen (Luftpressen).

#### 1. Eintheilung.

Man unterscheidet nasse und trockne Luftpressen. Unter erstern versteht man diejenigen, bei denen ein Kolben in einem Zylinder sich hin und her bewegt, dessen Hohlräume mit Wasser angefüllt sind, welches bei den Kolbenbewegungen hin- und hergeschoben wird. Die Vorzüge dieser Einrichtung bestehen in dem dichten Abschluss durch das Wasser, sowie darin, dass die schädlichen Räume ganz vermieden werden, dass durch das Wasser im Zylinder eine gute Kühlung der Luft erreicht wird, und dass die stets gekühlten Stopfbüchsen- und Kolbendichtungen, sowie die Ventile sich gut halten. Diesen Vortheilen stehen als Nachtheile gegenüber: dass in Folge der Wasserfüllung die Maschinen nur mit geringer Geschwindigkeit arbeiten können, die Maschinen daher grösser ausfallen müssen, als sogen. trockne Luftpressen. Ausserdem verlangt die geringe Geschw. des Luftkolbens eine Räderumsetzung, wenn der Dampfkolben mit vortheilhafter Geschw. arbeiten soll. Endlich liegen die Druckventile in der Regel weniger bequem zugänglich als bei trocknen Luftpressen. Diese Nachtheile, namentlich die unbequeme Grösse und die bedeutend höhern Anschaffungskosten machen die nassen Luftpressen für Gründungen so wenig empfehlenswerth, dass auf eine Beschreibung der betr. Konstruktionen hier verzichtet werden darf.<sup>1)</sup>

Die sogen. trocknen Luftpressen zerfallen wieder in solche, bei denen die durch die Verdichtung erhitze Luft durch Einspritzen von Wasser in den Zylinder gekühlt wird und in trockne im engeren Sinne, bei denen die Luft überhaupt nicht in unmittelbare Berührung mit dem Kühlwasser tritt, bei denen dieses nur den Zylinder umgiebt, bisweilen auch die hohle Kolbenstange und den hohlen Kolben durchströmt.

#### 2. Beschreibung einiger Luftpressen.

Die Fig. 577, 578 zeigen einen Luftpressen-Zylinder mit Wassereinspritzung von Dubois François. Diese Pumpen sind doppelt wirkend und der Kolben des Luftzylinders und der des Dampfzylinders sitzen auf einer Kolbenstange und haben beide denselben Durchmesser. Die Saugventile sind Lederklappen, die Druckventile aus Metall hergestellt. Das Kühlwasser wird durch die Hülsen  $a$ , welche in den beiden Zylinderdeckeln angebracht sind, eingesaugt, und tritt durch die brausenkopfförmig durchlöchernden Enden dieser Hülsen in dünnen, sich büschelförmig ausbreitenden Strahlen ein. Dabei bleibt die Wassermenge im Zylinder stets eine beschränkte, weil beim Oeffnen der Saugventile das Wasser bis zur Unterkante derselben abfließt. Die Höhenlage dieser Ventile ist nun so gewählt, dass das im Zylinder zurück bleibende Wasser genügt, um die toden Räume bis zum Druckventil auszufüllen.

Diese Maschinen gestatten der geringern Wassermenge wegen eine bedeutend grössere Kolbengeschw. (bis 1,5 m) als die nassen Luftpressen, fallen in Folge dessen leichter aus und sind billiger in der Anschaffung.

Die dargestellte Maschine hat 350 mm Zylinderdurchm., 750 mm Hub und macht bei normalem Gange 35 Doppelhübe/1 Min., wobei die durch 2 Druck-Zylinder gelieferte Luftmenge 40  $\text{cbm}/1 \text{Std}$  von 5 Atm. Pressung (4 Atm. Ueberdruck) beträgt. Der Preis der Maschine wird zu 12800 M. (16000 Fr.) ab Seraing angegeben, wofür sie jedenfalls auch in deutschen Fabriken zu bauen sein wird. Die Maschinen haben sich auf belgischen und französischen Gruben sehr gut bewährt.

Den Mittheilungen von Riedler<sup>2)</sup> seien die nachstehenden (von Dubois-François gegebenen) Tabellen, welche sich auf eine Maschine von der dargestellten Grösse beziehen, entnommen:

<sup>1)</sup> Beschreibungen und Zeichnungen s. in M. A. Pernolet. *L'air comprimé et ses applications Paris, Dunod.*

<sup>2)</sup> A. Riedler. *Gesteins-Bohrmaschinen und Luft-Kompressions-Maschinen.*

## I.

Geschw.		Zylinder-Inhalt um 1 cbm Luft von 4 Atm. Spannung zu liefern	Verhältniss zw. Zylinder-Inhalt (1) und Inhalt der wirkl. angesaugten Luftmenge
Kolbengeschw. m/Sek.	Kolbenspiele in 1 Min.		
0,4	10	5,320	0,94
0,8	20	5,430	0,92
1,0	25	5,550	0,90
1,2	30	5,814	0,86
1,4	35	6,410	0,78

## II.

Pressung in Atm. effektiv	Zylinder-Inh., um 1 cbm verdichtete Luft zu liefern cbm	Arbeit des Pressenkolbens, um 1 cbm Luft zu verdichten, auf atm. Temp. bezogen		Arbeitsverlust durch Erhitzung d. Luft während der Verdichtung	
		Nach auf- genommenen Diagrammen	Nach Mariotte's Gesetz be- rechnet	in mkg	Proz.
1,0	2,325	17,860	15,912	1,948	10
2,0	3,488	44,550	37,829	6,721	15
3,0	4,651	76,800	63,646	13,154	17
4,0	5,814	113,510	92,364	21,146	18 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>
5,0	6,975	153,896	123,393	30,502	19 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>

Die Arbeitsverluste in Folge der Erhitzung steigen also anfänglich mit zunehmendem Drucke rasch, später aber langsam.

Die trocknen Luftpressen im engeren Sinne bieten den grossen Vortheil, dass die Kolbengeschw. bei ihnen sehr gross sein kann, wodurch die Leistungsfähigkeit sehr gesteigert, bez. bei gleicher Leistungsfähigkeit die Grösse der Maschine sehr vermindert wird. Sie eignen sich daher für Gründungen ganz besonders, da hier geringe Anschaffungskosten und möglichst bequeme Form wesentlich in Betracht kommen. Die schädlichen Räume müssen thunlichst klein gehalten werden, weshalb man die Kolben bis auf 1 bis 2 mm an die Deckel heran treten lässt. Damit man auf diesen geringen Spielraum genau einstellen könne, sind die Kolben in der Regel auf den Kolbenstangen verschiebbar angebracht. Um das Verhältniss des schädlichen Raumes zum Zylinderinhalt noch mehr herab zu drücken, giebt man den Kolben sehr grossen Hub: bis zum 3fachen des Durchm. Wegen des schnellen Ganges müssen ferner die Saugventile sich möglichst schnell öffnen und schliessen. Man macht dieselben zu diesem Zwecke möglichst gross, giebt ihnen aber nur wenige mm Hub.

Eine recht zweckmässige Ausführung, bei der namentlich die Ventile leicht zugänglich sind, zeigen die Fig. 579—581; diese Maschine ist nach dem Waring'schen Systeme von Allison und Barnau zu Philadelphia ausgestellt gewesen. Jeder Zylinder-Deckel enthält 4 Saug- und 2 Druckventile, erstere von 70, letztere von 76 mm Durchm. Dieselben bestehen sämmtlich aus Rothguss, haben nur 4 mm breite Sitzflächen und werden durch Spiralfedern zum schnellen Schluss gebracht. Die Saugventile können, sammt den aus gleichem Metalle bestehenden Sitzen leicht ausgewechselt werden, da sie einfach eingeschraubt sind. Ebenso bequem sind die Druckventile zugänglich, welche ihren Sitz ohne Futter unmittelbar in dem gusseisernen Zylinderdeckel haben. Bei letztern würde es allerdings noch bequemer sein, wenn beide zu einem Zylinderdeckel gehörende, unter einem gemeinsamen, ebenso leicht losnehmbaren Verschlusse lägen, oder wenn statt der 2 kleinen, ein grösseres Druckventil angeordnet wäre. Bei der jetzigen Einrichtung wird man, wenn eins der beiden Ventile den Dienst versagt, vielleicht erst das unrichtige offen legen und dadurch Zeitverluste im Betriebe erleiden. Der innere Zylinder besteht aus Rothguss, welcher grössere Leitungsfähigkeit für die Wärme und grössere Festigkeit als Gusseisen besitzt. Der Zylinder kann daher viel dünnwandiger hergestellt werden, so dass die Kühlung durch das denselben umfliessende Wasser eine ausgiebigere ist. Das Kühlwasser

tritt in der Mitte des Zylinders ein, umfließt denselben in schraubenförmigen Kanälen, welche durch Rippen an dem innern Zylinder gebildet sind, und tritt bei den Druckventilen wieder aus. Die dargestellte Maschine ist eine 1-zylindrige; die Firma fertigt auch 2zylindrige nach derselben Bauart mit wesentlich grösserm Hube.

Aehnlich sind die Luftpressen, Fig. 582, 583, welche von der Firma Menck & Hambrock in Ottensen bei Altona gebaut werden. Die Ventile bestehen hier aus gewelltem Stahlblech mit Stahlspindeln, und sind in Folge der grossen Festigkeit dieses Materials sehr leicht, so dass sie durch leichte Spiralfedern schnell gegen ihre Sitze gezogen werden, und sich andererseits leicht öffnen, sobald der Kolben zu saugen beginnt. Die Saugventile sind gegen das Eindringen von Staub und dergl. gut geschützt und einzeln herausnehmbar, allerdings nicht ganz so schnell, wie bei der vorigen Konstruktion, bei der für jedes Ventil nur 1 Umdrehung der Schrauben zu machen ist. Auch die beiden Druckventile jedes Zylinderdeckels möchten besser unter einem gemeinsamen, noch leichter abzuhelenden Deckel liegen. Besonders zweckmässig ist der Kühlmantel eingerichtet. Das Wasser tritt an beiden Deckeln ein, umfließt die innere Zylinderwand in Schraubengängen und verlässt den Mantel in der Mitte des Zylinders durch ein gemeinsames Abflussrohr. Sämmtliche Schraubengänge der Kühlung sind oben offen und werden durch einen gemeinsamen Deckel geschlossen. Man kann dieselben also von dem Schlamme, den das Kühlwasser absetzt, und der die Wirkung der Kühlung sehr beeinträchtigt, leicht reinigen.

Zum Anhalt für Veranschlagungen seien hier die Preise der grösseren Pressen der gen. Firma für mittlern Druck (d. h. von 2 bis 4 Atm. Ueberdruck) mitgetheilt. Es sind diese Pumpen in dem Preisverzeichnisse als Klasse II. bezeichnet; gerade diese sind diejenigen, welche bei Luftdruck-Gründungen allein in Frage kommen.

## I.

Preise der Patent-Luftpressen mit Dampftrieb von Menck &amp; Hambrock.

No. der Presse . . .	6	8	10	12	16	20	25	30	36	42	50
Durchm. des Dampfzylinders und des Luftzylinders; mm	200	225	250	275	300	330	360	390	420	450	480
Umdrehungen i. 1 Min.	130	115	108	100	97	92	87	83	80	76	75
Hub beider Kolben; mm	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800
Angesaugte Luftmeng. von atm. Pressung (V in Form. IX.) in 1 Std. . . . . cbm	147	192	254	310	411	519	636	780	930	1086	1302
Ungef. Gewicht, kg	1600	2200	2600	3100	3900	4900	6000	7300	8800	11000	12500
Preis in . . . . M.	2025	2350	2650	3400	3900	4700	5550	6350	7700	9000	10300
Zulage für veränd. Expansion . . . .	135	140	145	150	160	170	185	195	210	225	245
Dgl. für während des Ganges verstellb. veränd. Expans.	270	280	290	300	320	340	365	390	420	450	490

## II.

Preise derselben Luftpressen ohne Dampfzylinder für Riemen- oder Zahnräder-Betrieb von vorhandenen Dampfmaschinen aus.

Preis . . . . . M.	1200	1400	1600	2000	2300	2800	3200	3800	4500	5300	6100
Ungef. Gew. . . . kg	900	1200	1400	1700	2100	2600	3200	3900	4800	5900	7000
Preis einer Antriebsriemenscheibe M.	70	90	110	130	160						
Durchm. derselb.; mm	1100	1300	1500	1700	1900						
Breite derselben; mm	130	150	160	170	180						

Die Preise galten 1883 ohne Verpackung und Verschickung.

Die in den Tafeln angegebene in 1 Stunde angesaugte Luftmenge von atm. Spannung ist die theoretische, ohne Rücksicht auf die Verluste durch Expansion u. s. w. berechnete. Sie entspricht derjenigen, welche in Form. IX. S. 264 berechnet worden ist.

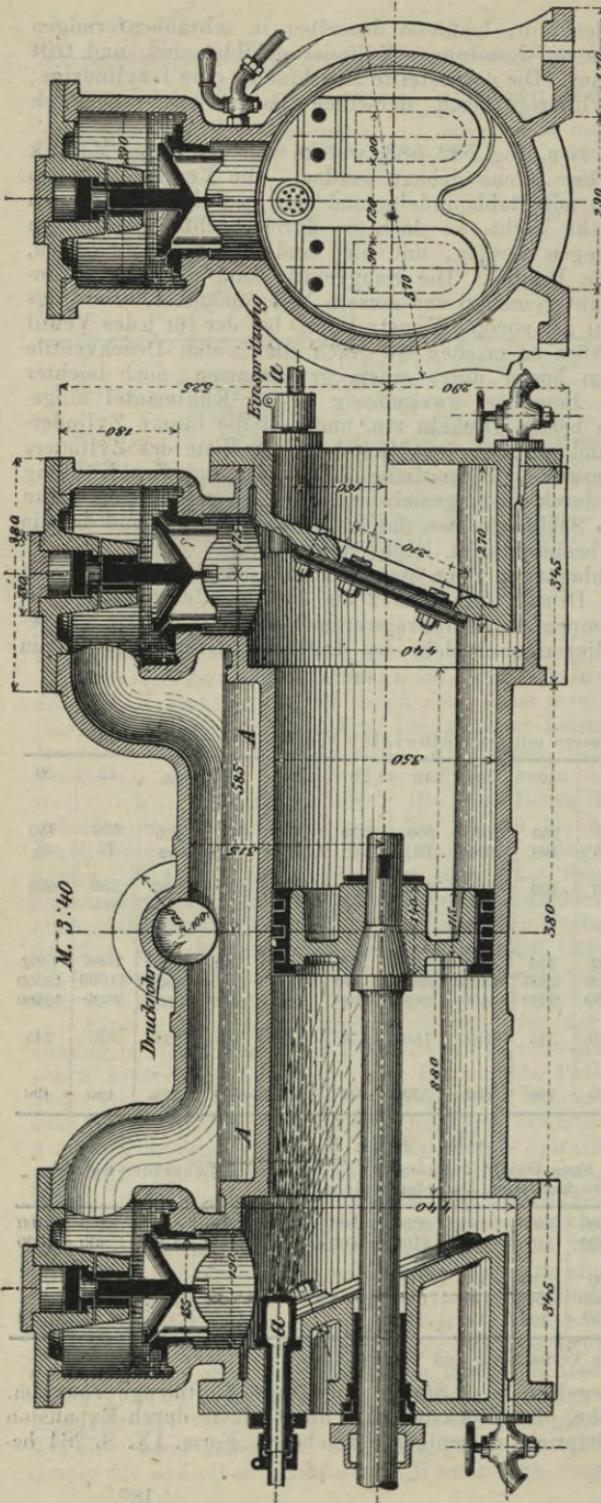


Fig. 577, 578.

Von andern Firmen, welche für Luftdruck-Gründungen bereits Pressen lieferten, seien die Sudenburger Maschinenfabrik zu Sudenburg bei Magdeburg, die Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft Vulkan in Stettin und Gebrüder Benckiser in Pforzheim genannt.

An den Maschinen von Sturgeon, Fig. 584, ist besonders die sinnreiche Einrichtung der Saugventile hervor zu heben, welche durch ihre theils selbstthätige, theils gezwungene Bewegung eine sehr grosse Kolbengeschw. zulassen

(150 bis 200 Umdreh. in 1 Min.). Sie bilden nämlich gleichzeitig die Stopfbüchsen für die Kolbenstange. Die Reibung der Stopfbüchsen-Packung zwingt daher das Saugventil, bei jedem Hubwechsel an der Kolbenbewegung Theil zu nehmen, sich also sofort bei beginnendem Hube zu öffnen und bei Umkehrung des Hubes nach kurzer Bewegung des Kolbens zu schliessen. Die Begrenzung des Hubes der Saugventile ist durch einen um den Hals der Stopfbüchse gelegten Ring erreicht. Diese Einrichtung ermöglicht das sofortige Einströmen der atm. Luft in den Zylinder schon bei Beginn des Hubes, während bei gewöhnlichen Ventilen ein Öffnen derselben erst eintritt, nachdem die in dem schädlichen Raume befindliche verdichtete Luft sich wieder zu einfacher atm. Spannung und noch darüber hinaus ausgedehnt hat, so dass der äussere atm. Druck das Ventil öffnet.

Die Sturgeon'sche Anordnung bietet mithin den Vortheil, auch bei grossen Kolbengeschw. schon beim Beginn des Hubes einen genügenden Saugquerschnitt offen zu liefern, so dass

das Ansaugen der Luft weniger Arbeit erfordert und der Zylinder auch bei sehr grosser Kolbengeschw. sich sehr gut füllen kann.

Die Druckventile, 8 bis 10 an der Zahl, sind um das Saugventil herum am Zylinderdeckel im Kreise angebracht. In Folge ihres grossen Gesamtquerschn.

Fig. 579—581.

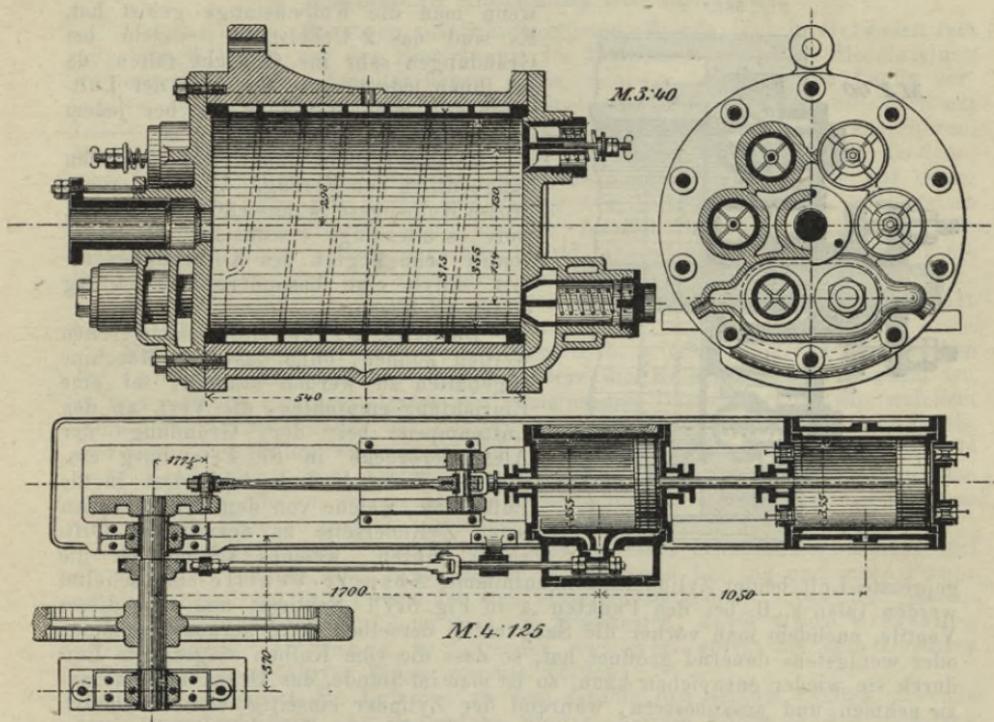
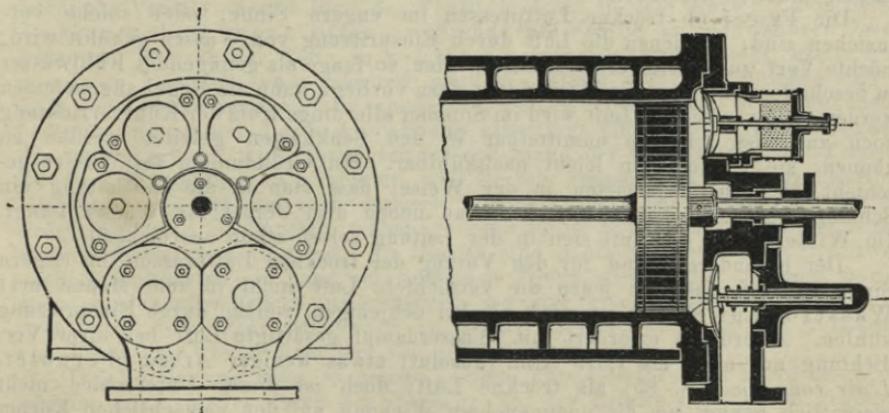


Fig. 582.

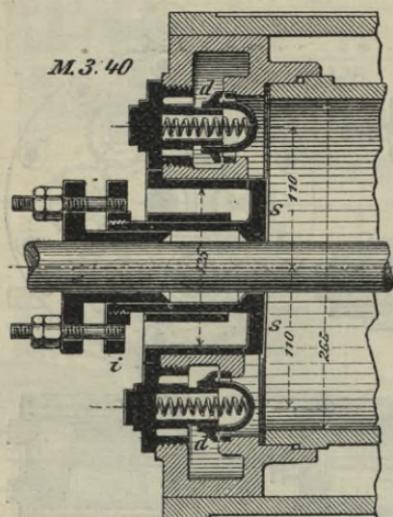
Fig. 583.



ist die Reibung der Luft in denselben auch bei grosser Kolbengeschw. nur eine geringe. Die Kühlung geschieht, wie bei der vorigen Maschine, nur von aussen durch beständige Umspülung mit frischem Wasser. Jedes einzelne Druckventil ist durch Abschrauben des Deckels leicht zugänglich. Es ist aber hier in Folge der grössern Anzahl der Ventile das Auffinden eines undichten erheblich erschwert,

ein Uebelstand, der in Folge der zentralen Lage des Saugventils, welche für die Druckventile eine solche längs des ganzen Umfangs bedingt, schwer zu heben ist. Ausserdem bringt die Anordnung des Saugventils, so sinnreich dieselbe sonst ist, den Uebelstand mit sich, dass man dieses nicht nachsehen kann, ohne die Maschine zum Stillstand zu bringen. Das nach dem Kreuzkopfe zu gelegene

Fig. 584.



Ventil kann man sogar erst heraus nehmen, wenn man die Kolbenstange gelöst hat. Es sind das 2 Uebelstände, welche bei Gründungen sehr ins Gewicht fallen, da bei ihnen jede längere Pause in der Luftzuführung weit störender als bei jedem andern Betriebe mit Luftdruck ist.

Verfasser giebt daher frei liegenden Saugventilen den Vorzug. Um eine recht grosse Kolbengeschw. anwenden zu können, wäre es allerdings erwünscht, die Saugventile beim Beginn des Kolbenhubes sofort durch eine besondere Vorrichtung öffnen zu lassen.

Damit die Druckventile nachgesehen werden können, ohne dass die Maschine angehalten zu werden braucht, sei eine Einrichtung empfohlen, die Verf. an den Luftpumpen bei der Gründung der Alexanderbrücke in St. Petersburg einföhrte und die darin besteht, dass in die Luftkanäle, welche von den Druckventilen jeder Zylinderseite zu demjenigen Luft-

gepresste Luft beider Zylinderseiten aufnimmt, Absperr-Ventile eingeschaltet werden (also z. B. bei den Punkten A in Fig. 577). Schliesst man eins dieser Ventile, nachdem man vorher die Saugventile derselben Seite heraus genommen oder wenigstens dauernd geöffnet hat, so dass die vom Kolben eingesaugte Luft durch sie wieder entweichen kann, so ist man im Stande, das Druckventil heraus zu nehmen und auszubessern, während der Zylinder einseitig weiter arbeitet. Bei etwas gesteigerter Geschw. kann man für kürzere Zeit den Betrieb unterhalten, ohne die Reserve-Maschine anzulassen. —

Die Frage, ob trockne Luftpressen im engeren Sinne, oder solche vorzuziehen sind, bei denen die Luft durch Einspritzung von Wasser gekühlt wird; möchte Verf. zu gunsten ersterer entscheiden, so lange als genügendes Kühlwasser zu beschaffen ist. Dass die Möglichkeit dazu vorliegt, kann als Regel angenommen werden. Die verdichtete Luft wird im Sommer allerdings trotz der Kühlvorrichtung noch zu heiss sein um unmittelbar in den Senkkasten geleitet werden zu können; sie ist indessen leicht nachkühlbar. Bei Gründungen im Wasser geschieht dies am bequemsten in der Weise, dass man in die Luftleitung ein Schlangenrohr einschaltet, welches man neben dem Gerüst ins Wasser hängt. Im Winter kühlt die Luft sich in der Leitung selbst schon ausreichend.

Der besondere Grund für den Vorzug der trocknen Luftpressen im engeren Sinne ist der, dass bei jenen die verdichtete Luft nicht in dem Maasse mit Wasserdampf gesättigt wird, als bei denjenigen, welche durch Einspritzung kühlen. Allerdings erfordert mit Wasserdampf gesättigte Luft bei ihrer Verdichtung auf mehr als 1,319 Atm. (absolut) etwas weniger Arbeit (Pernolet, *L'air comprimé*, S. 85) als trockne Luft; doch ist dieser Unterschied nicht wesentlich genug, um die unangenehme Wirkung auf den menschlichen Körper dafür in den Kauf zu nehmen, welche darin besteht, dass solche Luft stark schweisserzeugend wirkt, weil die Hautausdünstungen sich nicht verflüchtigen können.

Man hat sich bisher bei Gründungen noch wenig um diesen Gegenstand gekümmert, vielmehr die Luft, so wie die Maschinen sie lieferten, häufig sogar recht unreine, aus dem Maschinenraum angesaugte, in den Senkkasten geleitet. Es würde indessen nur geringe Kosten verursachen, wenn man in die Luft-

leitung zwischen den Pumpen und dem Senkkasten einen mit hygroskopischen Stoffen gefüllten Behälter einschaltete, den die verdichtete Luft durchstreichen müsste, um einen Theil ihres Wassergehalts abzugeben. Nützlich würde es immer schon sein, die Luft durch eine dicke Schicht gewöhnlichen Kochsalzes, oder besser Chlorcalciums, zu filtriren. Weiteres hierzu folgt an späterer Stelle.

### γ. Allgemeine Anordnung des Betriebes.

Ob man die Luftpumpen auf Schiffsgefässen, Wagen oder in Gebäuden fest unterbringt, hängt von der Einrichtung des Bauplatzes ab. Sind die einzelnen Pfeilergerüste durch Arbeitsbrücken unter einander und mit dem Lande verbunden, so ist es zweckmässig, die Maschinen zusammen in einem Schuppen am Lande aufzustellen und die Luft durch lange Leitungen den Pfeilern zuzuführen. Man kann sich in diesem Falle vor Betriebs-Störungen besser schützen, als dann, wenn jedem Pfeiler eine besondere Maschine zugewiesen wird, die auf einem Schiffe stromabwärts durch den Pfeiler vor Unfällen gedeckt, aufzustellen sein würde. Der billigere und sicherere Betrieb, den man hat, wenn alle Maschinen in einem Schuppen vereinigt sind, überwiegt die Mehrkosten für die lange Leitung und den durch letztere entstehenden grössern Kraftverbrauch.

Die Aufstellung im Schuppen ist so zu wählen, dass mit jeder Dampfmaschine jede Luftpumpe betreibbar ist.

Hat man direkt wirkende Luftpumpen, d. h. solche, bei denen dem Kolben der Luftpumpe und dem des Dampfzylinders die Kolbenstange gemeinsam ist, so legt man am zweckmässigsten ein gemeinsames Dampfrohr an, mit welchem sämtliche Dampfzylinder der Pumpen und sämtliche Dampfkessel durch absperrbare Zweigrohre verbunden sind. Hat man Luftpumpen, welche mittels einer Kraftleitung von Lokomobilen getrieben werden, so ordnet man eine gemeinsame Welle an, an welche alle Lokomobilen ihre Kraft abgeben und von welcher alle Pumpen getrieben werden.

Die Pressluft aller Pumpen führt man in einer gemeinsamen Leitung auf die Gerüste, schaltet aber zwischen der gemeinsamen Leitung und jeder Pumpe ein Ventil ein, um jede Pumpe für sich abstellen zu können. Aus der gemeinsamen Luftleitung können dann mehrere Senkkasten, auch wenn dieselben verschieden tief stehen, in folgender, vom Verf. zuerst bei dem Dömitzer Brückenbau ausgeführter Weise gespeist werden:

Man verdichtet die Luft bis zu dem Grade, den der am tiefsten stehende Senkkasten erfordert. An denjenigen Stellen, wo die Rohre zu den einzelnen Senkkasten von der gemeinsamen Leitung abzweigen, bringt man in den Zweigleitungen Ventile an und lässt das Ventil, welches in dem Abzweig zum tiefsten Senkkasten liegt, ganz offen, während die Ventile an den andern Zweigleitungen, je nach der Tiefe, in welcher der betr. Senkkasten steht, mehr oder weniger geschlossen gehalten werden. Hinter dem Ventil dehnt sich die Luft dann bis zu derjenigen Spannung aus, welche der Stand des betr. Senkkastens bedingt. Es ist mit dieser Ausdehnung allerdings ein Arbeitsverlust verbunden, der um so grösser wird, je ungleicher der Stand der Senkkasten ist. Trotzdem ist diese Einrichtung zu empfehlen, weil sie sehr grosse Sicherheit gegen Betriebsstörungen gewährt und auch dadurch wieder gespart wird, dass man für eine grössere Anzahl Senkkasten, welche gleichzeitig im Betrieb sind, nur eine einzige Reserve-Maschine nöthig hat. In Dömitz sind in dieser Weise stets 2, zeitweise auch 3 Senkkasten, in ganz verschiedenen Tiefen gleichzeitig gesenkt worden. Bei der Alexander-Brücke in Petersburg, wo ohne feste Rüstungen gesenkt wurde, liess Verf. diese Einrichtung nur im Winter treffen, wo dann die Luftleitung von Pfeiler zu Pfeiler über das Eis geführt wurde.

Die Luftleitung muss so gelegt werden, dass dieselbe nicht leicht beschädigt werden kann, weder durch den Verkehr auf der Brücke noch durch gegen die Brücke treibende Schiffe oder Flösse; dieselbe muss also durch vorgerammte Pfähle gesichert werden.

Stehen die Luftpumpen auf dem Lande, so muss man zum Betriebe der Fördereinrichtungen an den Schleusen, falls diese nicht von Hand oder durch verdichtete Luft getrieben werden, oder der Boden einfach ausgeblasen wird, kleine Dampfmaschinen in den Gerüsten aufstellen. Uebrigens ist die Ein-

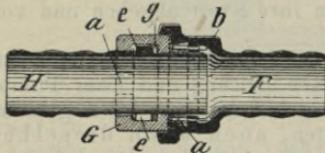
richtung, bei welcher Luft von derjenigen Spannung, welche dem Stande des tiefsten Senkkastens entspricht, auch in die Gerüste der weniger tief stehenden geführt wird, sehr geeignet, um die Windevorrichtung an den Schleusen anstatt durch Dampf durch gepresste Luft zu treiben, die man alsdann, um den höhern Luftdruck zu benutzen, unmittelbar aus der Hauptleitung entnimmt und in gesondertem Rohre dem Zylinder der Fördermaschine zuführt.

Wenn keine Arbeitsbrücken vorhanden sind, so stellt man die Luftpumpen auf Schiffen hinter dem Pfeiler auf. Die Kraft für die Fördermaschine überträgt man dann am zweckmässigsten von der allen Kraftmaschinen gemeinsamen Transmissions-Welle durch Seilbetrieb mit beweglicher Spannrolle nach den Schleusen, Fig. 528 und 640.

Hat man Maschinen, in welchen Luftpumpen und Dampfzylinder unmittelbar verbunden, und die Dampfzylinder für einen höhern Luftdruck, als erforderlich ist, eingerichtet sind, so kann man das Schwungrad der Luftpumpen als Riemen- oder Seilscheibe benutzen, oder wenigstens eine Riemen- oder Seilscheibe an dem Schwungrad befestigen und mit dem Dampfzylinder der Luftpumpe auch gleichzeitig die Fördermaschine treiben. Gestattet der Dampfzylinder der Luftpumpe eine solche Einrichtung nicht, so treibt man die Förderung mit einer in dem Schuppen bei den Luftpumpen stehenden Dampfmaschine, deren Kessel man gleichzeitig mit den Dampfzylindern der Luftpumpen verbindet. Die Lokomobile für die Fördermaschine bildet dann gleichzeitig einen Reserve-Dampfkessel für die Luftpumpen.

Sind in dieser Weise mit getrennten Luftpressen mehrere einzeln liegende Senkkasten im Betriebe, so würde es zu kostspielig sein, für jeden einzelnen eine Reserve-Luftpumpe bereit zu halten, während es andererseits nicht rathsam ist, ganz ohne eine solche zu behelfen.

Fig. 585.



Man stellt dann am besten auf einem besondern Schiffsgefäß eine gemeinschaftliche Reserve-Maschine mit allem Zubehör auf, die im Bedarfsfall von einem Pfeiler zum andern gefahren wird. Man hat dabei dafür Sorge zu tragen, dass das Hinüber-Bugsiren und das Dampf machen so schnell als möglich von Statten gehen, und dass auch die Schlauch Verbindung der Ersatz-Luftpumpe mit dem Senkkasten möglichst schnell zu bewirken sei.

Eine sehr schnell zu schliessende Schlauch- und Rohr-Verbindung, die sich für die Reserve-Maschine gut eignet, ist die in Fig. 585 dargestellte von Ch. Linser in Reichenberg i. B. (D. R.-P. No. 26301). Dieselbe ist nach Art der Holländer-Verschraubungen hergestellt und eine selbstdichtende. Man führt den Stutzen *H* mit den Ansätzen *e, e* durch entsprechende Ausschnitte der Hülse *G*, drückt dabei die gewellte Ringfeder *g* etwas zusammen und dreht *H* um 90°. In dieser (gedrehten) Lage schnappen die Ansätze *e* in entsprechende Vertiefungen innerhalb der Hülse *G* ein. Dabei legt sich der U-förmig gestaltete Dichtungsring *a* gegen *H* und wird durch den Luftdruck, welcher sich durch einen Kranz von Löchern *b* von *F* nach *a* fortpflanzt, fest angepresst. Um *a* zu erneuern, hat man nur die Hülse *G* auszuschrauben, was schnell zu bewerkstelligen ist.

Eine andere Kuppelung ist die nach dem System Storz, welche von der Firma Zulauf & Co. in Höchst a. M. ausgeführt wird. Diese Kuppelung ist anwendbar auch bei Gewinde-Verschiedenheiten der Schläuche, indem sie ein sogen. Normal-Schlauch-Vermittlungsstück besitzt, welches an einem Ende für altes Gewinde (verschiedener Ganghöhe), am andern mit Gewinde nach dem neuen System Storz versehen ist. Näheres s. in Deutsche Bauzeitg. 1886, S. 439.

Ob die Dampfmaschine der Reserve-Luftpumpe stets unter Dampf gehalten werden, oder ob sie nur zum Anheizen fertig sein soll, hängt von der Wichtigkeit der Arbeiten ab. Im Beginne der Gründungs-Arbeiten wird es in der Regel genügen, wenn die Maschine zum Anfeuern fertig steht, während gegen das Ende derselben es häufig vorzuziehen ist, die Maschine etwas unter Dampf zu halten.

Man ersieht leicht, dass die Aufstellung der Pumpen am Lande in einem gemeinschaftlichen Schuppen und die Anordnung einer gemeinsamen Luftleitung für alle Senkkasten, ungleich grössere Betriebsicherheit gewährt, als die Aufstellung auf Schiffen.

### δ. Rohrleitungen.

Hierzu empfehlen sich am meisten gezogene schmiedeiserne Rohre mit aufgeschraubten Flanschen. Nach Formel XVI., S. 172, werden die Druckverluste desto grösser, je kleiner der Durchm. der Rohre ist. Dessen ungeachtet nimmt man dieselben in der Regel nur 10 bis 12<sup>cm</sup> weit, weil sie in dieser Grösse billiger zu beschaffen und bequemer zu handhaben sind. Ausserdem ist die Länge der Rohrleitung in der Regel eine nur beschränkte, so dass die Druckverluste trotz der geringen Weite nicht sehr gross werden.

Zur Dichtung der Rohre dienen Gummischeiben, oder solche aus Filz, mit Theer oder Leinöl getränkt. Auch Pappscheiben in dieser Weise behandelt, lassen sich verwenden.

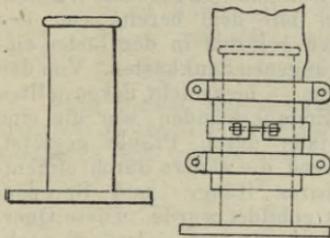
Anstatt der schmiedeiserne Rohre verwendet man auch wohl gusseiserne Flanschenrohre grössern Durchmessers. Dieselben sind indessen nicht so zweckmässig, weil sie leichter zerbrechen.

Lange Rohrleitungen muss man so legen, dass sie sich ausdehnen können. Es genügt, wenn man sie durch runde hölzerne Rollen unterstützt.

Die Verbindung der Rohrleitung mit den Senkkasten, bezw. den Luftschleusen, geschieht durch Gummischläuche, die man sowohl der grössern Festigkeit, als auch der grössern Schonung wegen

mit starkem Bindfaden dicht umwickelt. Die Schläuche müssen so lang sein, dass der Senkkasten sich um mehr als 1<sup>m</sup> senken kann, ohne dass den Schläuchen die Gefahr des Reissens droht. Um die Schläuche an die Rohrleitung schrauben zu können, werden sie mit ihren beiden Enden über kupferne oder eiserne Rohre, Fig. 586a u. b, von etwa 30<sup>cm</sup> Länge gezogen und auf denselben durch mindestens 2, besser 3 Klemmringe befestigt. Die Rohre haben an einem Ende einen Flansch, entsprechend den

Fig. 586a, Fig. 586b.



Flanschen der Rohrleitung und am andern Ende einen Wulst, welcher verhindern soll, dass der Schlauch durch den Luftdruck von dem Rohre heruntergetrieben wird. Die Klemmen müssen so angebracht werden, dass ihre Flanschen gegen einander versetzt sind, weil sonst die Verbindung nicht dicht wird. Auch darf die Entfernung zwischen den Klemmen nicht zu gross sein. Es ist zweckmässig, diese Entfernung nicht grösser zu machen, als die Breite der Klemmen. Die Fig. zeigen, wie die Klemmen zweckmässig anzuordnen sind. Zur Verbindung zweier Schläuche unter einander benutzt man ein doppelt so langes Rohr, welches an beiden Enden Wulste hat.

An den tiefsten Stellen der Rohrleitung muss man Hähne anbringen, um das etwa in der Leitung sich niederschlagende Wasser ablassen zu können.

Bei grösserer Kälte wird die Abkühlung der Luft in der Leitung häufig so stark, dass das niedergeschlagene Wasser gefriert und den Rohrquerschnitt verengt, bezw. sperrt. Man muss für solche Fälle die Rohrleitung durch untergestellte Kokekörbe erwärmen, und das Wasser häufig ablassen. Die Kokekörbe müssen namentlich da, wo Ablasshähne liegen, aufgestellt werden.

### g. Versenkungs-Arbeiten.

Dieselben zerfallen in 2 Theile: in Versenkung durch das Wasser bis auf den Grund und in Versenkung in den Grund.

#### α. Versenkung auf den Grund.

Sie wird wieder in zweifacher Weise ausgeführt, entweder von Gerüsten aus mittels sogen. Senkungs-Apparate, oder aber, indem man den Senkkasten über der Decke mit einem wasserdichten Mantel umgibt, der denselben in einen Schwimmkörper verwandelt, welchen man durch Ausführung des Fundam.-Mauerwerks im Schutze des Mantels auf den Grund senkt.

## 1. Versenkung von festen Gerüsten aus.

Dieselbe wird in erster Linie bei gemauerten, sodann aber auch bei kleinen und mittlern eisernen Senkkasten angewendet und verdient in diesen Fällen der geringern Kosten wegen meistens den Vorzug. Es ist dabei aber vorausgesetzt, dass bei der Anwendung von Senkungs-Apparaten und Gerüsten über der Decke keine Blechmäntel angebracht werden, gegen welche Verfasser sich bereits an früherer Stelle ausgesprochen hat. Kann man sich von solchen Mänteln nicht trennen, so wird allerdings die Senkung von Gerüsten durchweg theurer werden als die Senkung ohne solche. Man sollte sie dann nur noch da anwenden, wo wegen zu geringer Wassertiefe der Senkkasten überhaupt nicht zum Schwimmen gebracht werden kann.

Die Gerüste können entweder als feste ausgeführt werden, d. h. als solche, die durch eingerammte Pfähle gestützt werden, oder als schwimmende. Sogen. Senkrüstungen zum Hinablassen der Senkkasten anzuwenden, wie man sie zur Aufmauerung der Pfeiler benutzt, ist nicht rathsam, weil sich solche unter der grossen Last zu ungleichmässig setzen, und dadurch Kettenbrüche veranlassen können.

Fig. 587.

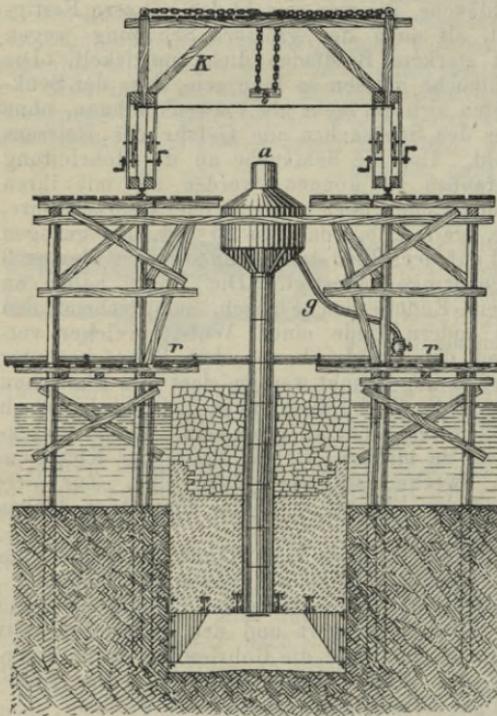


Fig. 587 zeigt als Beispiel einer festen Senkkrüstung den Querschnitt des für die Strompfeiler der Dömitzer Elbbrücke verwendeten mit dem bereits von den Ketten gelösten in den Boden eingedrungenen Senkkasten. Von den beiden — hier nicht dargestellten — Endquerwänden war die eine ebenfalls durch Pfähle gestützt, während die andere durch ein entfernbares Hänge- und Sprengewerk gebildet wurde. Diese Querwand wurde erst eingefügt, nachdem zuvor der fertige Senkkasten, auf einem Schiffsgefässe schwimmend, in das Gerüst gefahren und aufgehängt worden war.

Die entfernbare Wand legt man am besten stromabwärts und zieht das Fahrzeug mit dem Senkkasten darauf gegen den Strom in das Gerüst hinein. Man hat dasselbe dabei besser in der Gewalt, als beim Hineintreiben mit dem Strom.

Anstatt den Senkkasten fertig in das Gerüst zu bringen, lässt man denselben auch wohl auf einer in dem untern Stockwerke des Gerüstes über der Versenkungsstelle hergerichteten Platt-

form zusammen nieten. Dieses Verfahren ist aber deshalb ungünstiger, weil die Gerüste (wenigstens zum grossen Theil) früher fertig gestellt werden müssen, als die Vernietung des Senkkastens begonnen werden kann. Es erfordert daher jedenfalls einen grössern Theil von der bei Brückenbauten sehr oft knapp bemessenen Zeit. Das Gerüst zeigt im Wasser einen Kreuzverband, welcher bestimmt ist, den schräg gerichteten Druck der Streben, welche die Last des Senkkastens unmittelbar aufnehmen, unschädlich zu machen. Ist die Wassertiefe sehr bedeutend, so dass die Anbringung dieses Verbandes Schwierigkeiten bereitet, so empfiehlt es sich, den Horizontal-Schub des Druckes der schrägen Hauptstreben schon über Wasser durch Einziehen eiserner Zuganker, welche 2 gegenüber liegende Streben verbinden, aufzuheben. Diese Art der Verankerung wurde nachträglich bei einem Strompfeiler der Lauenburger

Elbbrücke angewendet, bei dem die Wassertiefe 10 m betrug. Sie bewährte sich so gut, dass Verfasser sie seitdem schon häufiger angewendet hat.

Die Kosten einer solchen Senkungsrüstung sind in den S. 108 ff. mitgetheilten

Formeln zum Veranschlagen durch das Glied  $\frac{290 a + 18 (n - a)}{n t}$ ,<sup>(240)</sup> oder dafür  $\frac{272 a + 18 n}{n t}$ ,<sup>(222)</sup> ausgedrückt.

Es bedeutet darin  $a$  die Anzahl der Gerüste, für welche das ganze erforderliche Holz beschafft werden soll; 290 M. sind die für 1 qm der Senkkasten-Grundfläche entfallenden Kosten;  $n$  ist die Gesamtzahl der zu gründenden Pfeiler und  $t$  wie immer die Gründungstiefe unter N. W. Die Summe = 290 M. ist aus folgenden Einzelposten entstanden:

Für Beschaffung eines Kranhes . . . . .	=	40 M.
1 cbm Rundholz = 10 m . . . . .	=	35 "
1,9 cbm Kantholz = 47,5 m, 1 cbm 55 M. . . . .	=	105 "
rd. 58 m (47,5 + 10) Rund- und Kantholz zu verbinden und demnächst wieder abzubrechen à 1,1 M. . . . .	=	64 "
Für je 1 m Kantholz 1 kg Bolzen à 0,4 M. . . . .	=	19 "
9 qm Bohlenbelag einschl. des Verlegens und Abbrechens und der Lieferung der Nägel à 3 M. . . . .	=	27 "
	=	290 M.

Nach diesen Massen-Angaben kann man die Zahl 290 entsprechend den örtlichen Holz- und Arbeitspreisen verändern, und damit die Formeln für Voranschläge dem gerade vorliegenden Falle genauer anpassen.

## 2. Schwimmende Rüstungen.

Die schwimmenden Rüstungen bieten betreffs der Konstruktion wenig Abweichungen von den festen; nur dass bei ihnen der Horizontalschub der Streben stets über Wasser aufgehoben werden muss. Ihre Anwendbarkeit wird häufig durch zu geringe Wassertiefe beschränkt; wo genügende Tiefe vorhanden ist, bieten dieselben mancherlei Vortheile gegenüber den festen. Als solche sind zu erwähnen die schnelle fast kostenlose Versetzbarkeit von einem Pfeiler zum andern, welche es gestattet, für eine grosse Anzahl von Gründungen mit 1 oder 2 Gerüsten auszukommen und der Vortheil des bequemen Transports der Senkkasten zur Versenkungsstelle. Man kann sämtliche Senkkasten auf 1 oder 2 Plattformen, die durch eine Hilfsbrücke mit Arbeitsgleis zugänglich sind, in der Nähe des Ufers zusammenbauen, nach Fertigstellung das schwimmende Gerüst über die Plattform fahren, den Senkkasten mit demselben abheben und schwebend zur Verwendungsstelle bugsiren. Endlich wird sich ein gut gearbeitetes schwimmendes Gerüst auch gleichmässiger setzen, als ein auf eingerammten Pfählen stehendes, so dass man mit dem Senken an den Senkungsapparaten weniger Noth hat. Bei der Anwendung schwimmender Gerüste wird man allerdings auf eine Verbindung mit dem Lande durch eine feste Arbeitsbrücke verzichten, also die Baumaterialien zu Schiffe heran bringen müssen; oder man wird nach Entfernung des schweren schwimmenden Gerüsts ein leichteres, nur für die Mauerarbeiten bestimmtes Gerüst im Anschlusse an eine bereits vorher fertig gestellte Arbeitsbrücke ausführen müssen. Jedenfalls ist es nicht möglich, bestimmte Fälle anzugeben, in denen die eine oder andere Art der Rüstungen den Vorzug verdient, zumal örtliche Verhältnisse (Schifffahrt, Flösserei) sehr häufig allein Ausschlag gebend sind.

Die Kosten einer schwimmenden Rüstung auf 1 qm der Grundfläche des Senkkastens bezogen, kann man ungefähr ebenso hoch veranschlagen, wie diejenigen der festen Rüstungen (290 M.). An Stelle des Rammens und Anschaffens der Rundhölzer treten hier die Kosten für Beschaffung bez. Miete starker Schiffsgefässe, die im übrigen fast durchaus von örtlichen Verhältnissen abhängig

sind und sich meist einer zutreffenden vorherigen Abschätzung entziehen werden. Die Bedürfnisse an Materialien und Arbeiten für die Rüstungen werden sich bei beiden Arten im übrigen etwa gleich stellen.

Schwimmende Rüstungen sind bisher, ohne gleichzeitige Verwendung von eisernen Umhüllungen über der Senkkasten-Decke, nach Wissen des Verf. nicht angewendet worden, wiewohl dies bei kleinen Senkkasten sehr wohl ausführbar ist. Es sei in Betreff derselben auf die Fig. 430 und Fig. 642, 643 Bezug genommen.

### 3. Senkungsapparate.

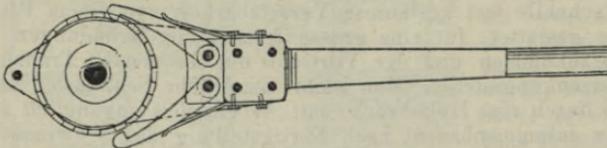
Dieselben müssen, wenn sie ihrem Zweck entsprechen sollen, folgenden Bedingungen genügen:

1. bequeme und leichte Bedienbarkeit besitzen;
2. die Grösse der an ihnen hängenden Last möglichst genau erkennen lassen;
3. so eingerichtet sein, dass sich die Gesamtbelastung selbstthätig möglichst gleichmässig vertheilt, so dass eine Ueberlastung eines einzelnen Punktes in Folge des Setzens der Gerüste vermieden wird;
4. eine Verlängerung der Ketten ohne Entlastung des betr. Punktes zulassen.

Diesen Forderungen genügen die bisher am meisten gebräuchlichen Senkungsapparate mit Schraubenspindeln am wenigsten; namentlich betreffs des Punktes 3 ist es bei denselben sehr schlecht bestellt. Auch ist beim Senken der Last eine unverhältnissmässig grosse Anzahl von Arbeitern erforderlich und kann man die Belastung der einzelnen Spindeln (Punkt 2) nur nach dem Klange der Ketten und nach der Kraftanstrengung schätzen, mit welcher der Hebel zum Drehen der Mutter bewegt wird. Immerhin ist diese Schätzung eine so unsichere, dass man nur im Allergröbsten über die jeweilige Beanspruchung der Ketten unterrichtet sein wird und daher Zufälligkeiten verschiedener Art ausgesetzt bleibt.

Die Fig. 588 zeigt die Einrichtung zum Bewegen der Muttern, wie sie bei dem Bau der Lauenburger Elbbrücke und ähnlich mehrfach ausgeführt

Fig. 588.



worden ist. In dem Knarrenhebel sind 2 exzentrische Scheiben angebracht, die durch einen Handgriff so gestellt werden können, dass die

zugehörige Sperrklinke in das Zahnrad eingreift oder ausgerückt ist. Je nachdem man die Spindel senken oder heben will, wird die eine oder andere Sperrklinke in Thätigkeit gesetzt. 2 Federn drücken die Klinken gegen das Zahnrad. Die Form der Klinken ist so gewählt, dass der Haken beim Rückwärtsdrehen der Knarrenhebel wie bei gewöhnlichen Bohrknarren von Zahn zu Zahn springt.

Fig. 589.

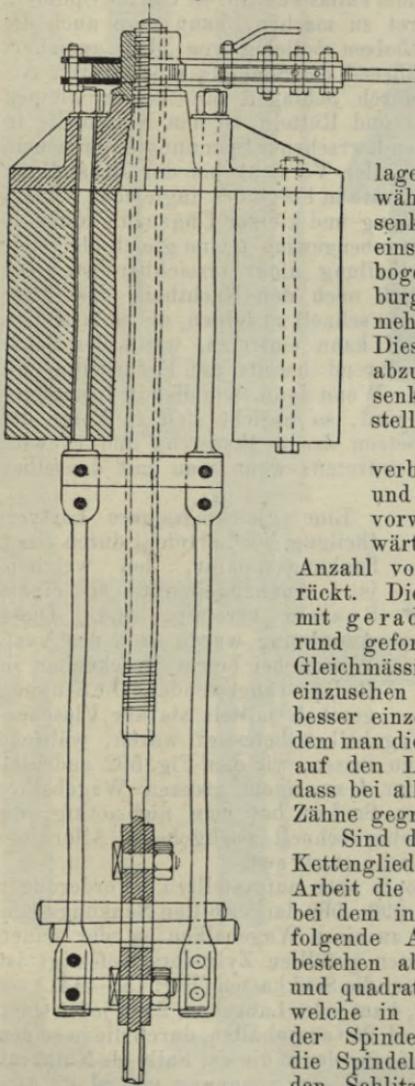


Bei der ganzen Anordnung muss auf Folgendes aufmerksam gemacht werden: Die hier gewälte kreisrunde Form der Exzenter *a* sichert eine ausgerückte Klinke nicht genügend vor einem unbeabsichtigten Einfallen. Es kann vielmehr leicht vorkommen, dass die kräftige Feder das durch das Schmiermaterial glatt gewordene Exzenter zurückdrückt, wonach dann beide Klinken gleichzeitig eingreifen, und die Spindel hin- und hergedreht wird. In diesem

Zustande wird die an der Spindel sitzende Kette also weder verlängert noch verkürzt, daher in kürzester Zeit den andern gegenüber entweder überlastet bez. entlastet werden, je nachdem gehoben oder gesenkt wird. Daher müssen die Exzenter eine 3eckige Gestalt mit abgerundeten Ecken erhalten, Fig. 589,

um die offene Lage der Klinke vollständig zu sichern. Noch besser stellt man sie durch einen eingesteckten Stift fest. Die Form der Zähne und der eingreifenden Klinke muss eine solche sein, dass ein Herausspringen der letztern beim Anziehen der Knarrenhebel ebenso unmöglich ist, wie ein Sitzenbleiben beim Rückgange. In dieser Beziehung sind die Zähne der vorliegenden Konstruktion richtig geformt, während diejenigen der Knarren, welche bei den Brückenbauten zu Hämerten und Dömitz vom Verfasser benutzt wurden, und die alt von den Bauten bei Stettin und — wahrscheinlich auch bei Königsberg — erworben wurden, viel zu wünschen übrig liessen.

Fig. 590.



Ein fernerer Fehler aller bisher bekannt gewordenen Senkungs-Spindeln und so auch der vorliegenden ist der, dass die Gleitfläche zwischen der Mutter und der Auflagerplatte eben abgedreht ist. Da das Gerüst in Folge der starken Belastung sich setzt und die Holzverbindungen sich in einander pressen, so verliert die Auflagerplatte sehr bald ihre wagerechte Lage, während der an den Spindeln wirkende Zug senkr. bleibt. In Folge dessen werden die Spindeln einseitig beansprucht und schliesslich stark verbogen, wie Verfasser bei dem Bau der Lauenburger, Hämerten und Dömitzer Elbbrücken mehrfach zu beobachten Gelegenheit hatte. Diese Gleitflächen sind daher als Kugelkalotten abzdrehen, damit die Spindeln sich jederzeit senkr., bezw. in die Richtung des Zuges einstellen können.

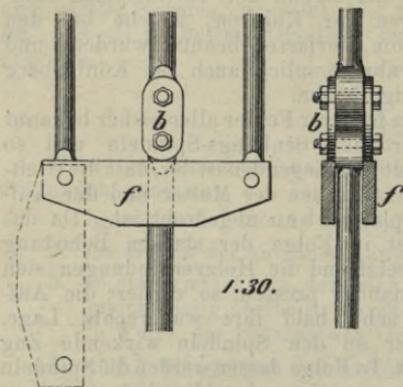
Um die Hebel gleichmässig zu drehen, verbindet man ihre Enden durch Eisenstäbe und bewegt sie gemeinsam mittels einer Winde vorwärts und mit einer zweiten Winde rückwärts, so dass die Sperrklinke stets um dieselbe Anzahl von Zähnen bei sämtlichen Hebeln weiter rückt. Dies lässt sich indessen nur bei Senkkasten mit geraden Wänden ausführen, während man bei rund geformten Senkkasten in dieser Weise eine Gleichmässigkeit der Senkung nicht erreicht, wie leicht einzusehen ist. Bei solchen dreht man alle Hebel besser einzeln nach gleichmässigem Kommando, nachdem man die Bewegung derselben zuvor durch Knaggen auf den Lagerhölzern oder dergl. so begrenzt hat, dass bei allen mit jeder Drehung eine gleiche Anzahl Zähne gegriffen wird.

Sind die Spindeln abgedreht, so müssen neue Kettenglieder eingezogen werden. Um während dieser Arbeit die einzelnen Punkte nicht zu entlasten, ist bei dem in Fig. 590 dargestellten Senkungs-Apparat folgende Anordnung getroffen worden: die Ketten bestehen abwechselnd aus einem Stück von rundem und quadrat. Querschn. und 2 kürzern aus Flacheisen, welche in der Längsaxe geschlitzt sind; zunächst der Spindel befinden sich 2 Flacheisen-Glieder. Ist die Spindel nahezu ausgedreht, so steckt man durch den Schlitz 2 Stahlkeile, welche auf Querstücken

hir Auflager finden. Diese sind durch 2 schwächere Schraubenbolzen oben neben der Spindel befestigt. Sind letztere Bolzen zum Tragen gebracht, so kann man die Spindel ganz entlasten, ihre Verbindung mit der Kette lösen und ein neues Paar Kettenglieder einsetzen.

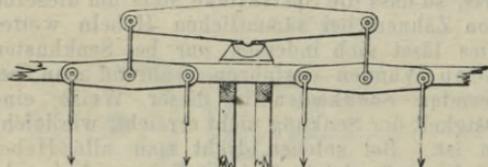
Die Firma Holzmann und Co. in Frankfurt a. M. benutzt statt der eben beschriebenen die in Fig. 591 dargestellte Einrichtung. Die Bügel  $f$  hängen während der Senkung an Reserve-Bolzen und werden, wenn auszuwechseln ist, in die punktirte Lage gebracht und mit andern Bolzen verbunden. Das hier nur aus einem Stück bestehende Kettenglied, welches zwischen den Bügeln liegt, setzt sich bei weiterm Fortschreiten der Senkung mit seinem vorspringenden obren Auge auf die Bügel auf, so dass die Spindel entlastet wird. — Um die Spindeln ganz frei zu machen, kann man auch die Reservebolzen beliebig von oben anziehen.

Fig. 591.



Benutzung von Senkungsspindeln hat endlich noch den Nachtheil, dass diese ausser Stande sind, der Bewegung des Kastens so schnell zu folgen, als es bisweilen wünschenswerth erscheint. Ein solcher Fall kann eintreten, wenn der Senkkasten noch an den Ketten geführt wird, während bereits die Erdarbeiten mit Hilfe der verdichteten Luft begonnen haben. Wenn dann (wie dies in Lauenburg geschah) die Luftzuführung unterbrochen wird, so ergibt sich in Folge der Verminderung des Auftriebs ein starkes Setzen des Senkkastens und es wird sehr leicht eine Ueberlastung der Ketten eintreten, wenn man mit denselben nicht sehr schnell folgen kann.

Fig. 592.



Eine gleichmässiger Lastvertheilung wird erreicht durch einen Senkungsapparat, bei welchem je 4 Aufhängepunkte zu einem System vereinigt sind. Diese Anordnung wurde nach des Verf. Wissen bei einem Brückenbau in Budapest angewendet. Die Senkung geschah mittels starker Flaschenzüge, von denen je 2 an einem kleinern Wagebalken befestigt waren, während wieder 2 kleine an einem grossen Wagebalken sassen, wie dies Fig. 592 andeutet. In dieser Weise kann sich die Belastung der 4 zu einem grossen Wagebalken gehörenden Flaschenzüge ausgleichen. Zum Senken hat man nur nöthig, die Flaschenzüge nachzulassen, kann also beliebig schnell nachgeben. Allerdings fallen die Flaschenzüge bei grossen Lasten sehr stark aus.

In anderer Weise hat Verf. den am Kopfe oben aufgestellten 4 Forderungen gerecht zu werden gesucht, bei der in Fig. 593—598 dargestellten Senkungs-Einrichtung. Es greifen je 2 Aufhängepunkte an einen Wagebalken an, der seinerseits an der Kolbenstange eines mit Wasser gefüllten Zylinders befestigt ist. Solcher Zylinder (Fig. 596—598) sind rund um die Senkkasten (Fig. 438—441) von 148 qm Grundfläche im ganzen 12 angeordnet, 4 auf jeder Langseite, 2 auf jeder Querseite. Jeder Zylinder hat eine Belastung von rd. 26 t auszuhalten, durch die in seinem Innern, wenn gesenkt wird, unter Berücksichtigung der in diesem Falle als Nutzkraft wirkenden Reibung der beiden Ledermanschetten, eine Spannung von rd. 29 Atm. erzeugt wird. Soll dieselbe Last gehoben werden, so steigt, weil die Reibung dann schädlich wirkt, die Spannung auf rd. 56 Atm. Die sämtlichen Zylinder werden unter einander durch Rohre verbunden, welche mit Gelenken versehen sind und durch Hähne beliebig abgestellt werden können. Ausserdem liegt vor jeder Rohröffnung eine Ventilklappe, welche sich schliesst, wenn das Wasser in

Fig. 593.

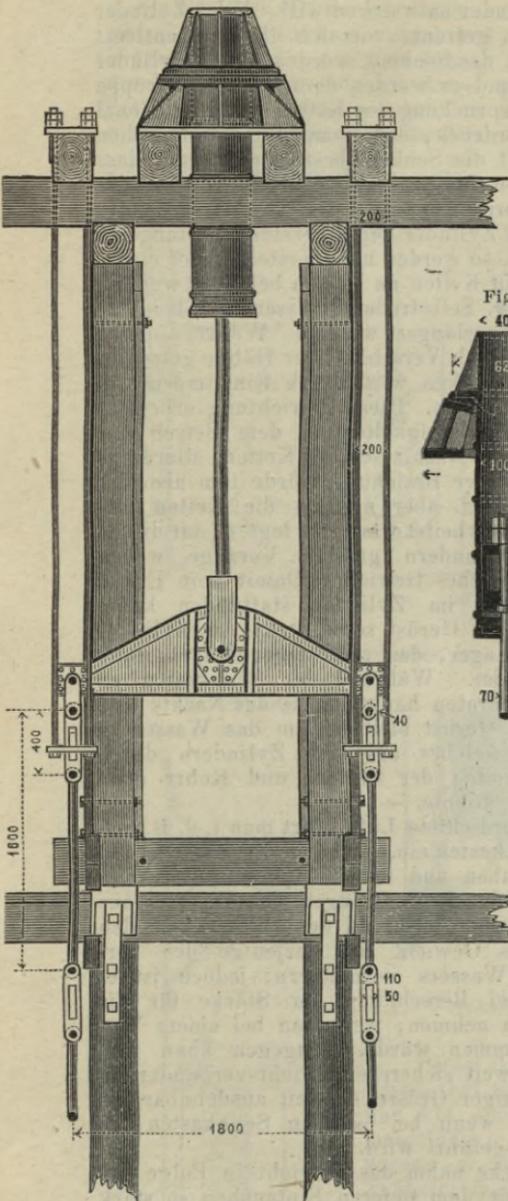


Fig. 594.

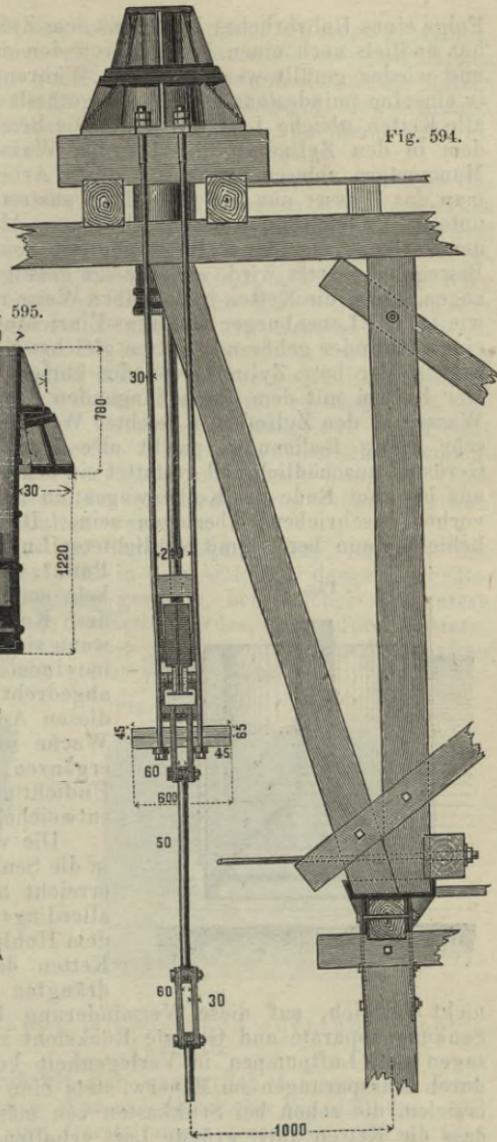


Fig. 595.

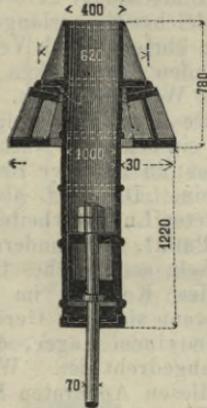


Fig. 598.

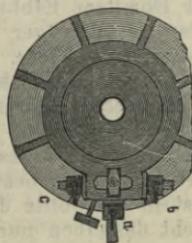


Fig. 596.

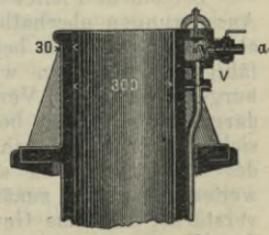
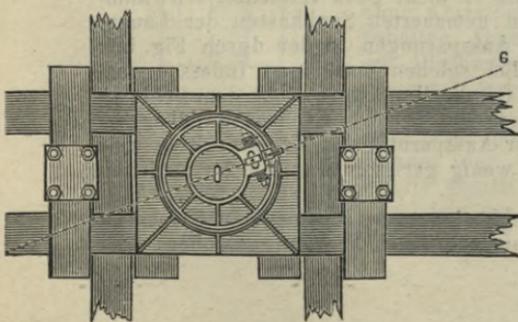
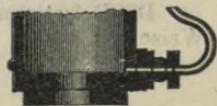
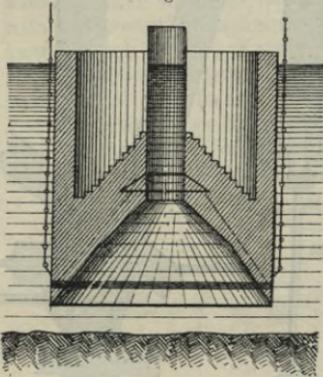


Fig. 597.



Folge eines Rohrbruches heftig aus dem Zylinder entweichen will. Jeder Zylinder hat endlich noch einen Hahn, durch den er, getrennt von den übrigen, entleert und wieder gefüllt werden kann. Während des Senkens werden die 12 Zylinder in einzelne (mindestens 3) Gruppen getheilt und es werden dann in jeder Gruppe alle Ketten gleiche Last erhalten. Die Beanspruchung der Ketten ist proportional dem in den Zylindern herrschenden Wasserdruck, den man an gewöhnlichen Manometern ablesen kann. Die ganze Arbeit des Senkens besteht nun darin, dass man das Wasser aus den Zylindern austreten lässt. Naht sich ein Kolben der untern Endstellung, was durch einen Alarm-Apparat, der von einer in der Verlängerung der Kolbenstange aus dem Zylinder heraus tretenden Stange in Bewegung gesetzt wird, zur Anzeige gelangt, so werden neue Kettenglieder eingezogen, wobei die Ketten in derselben Weise mit Keilen an Bolzen befestigt werden, wie bei der Lauenburger Senkungs-Einrichtung. Selbstredend müssen stets beide zu einem Zylinder gehörende Ketten gleichzeitig verlängert werden. Während dieser Zeit ist der betr. Zylinder von den übrigen durch Verschluss der Hähne getrennt. Der Kolben mit dem daran hängenden Wagebalken wird durch Einpumpen von Wasser in den Zylinder in leichter Weise gehoben. Diese Einrichtung erheischt sehr wenig Bedienung, macht alle Ungleichmässigkeiten in dem Setzen des Gerüsts unschädlich und gestattet ein schnelles Nachlassen der Ketten, allerdings nur bis zum Ende des Kolbenweges; in letzterer Beziehung würde ihm also der vorher beschriebene überlegen sein. Da Verf. aber niemals die Ketten beibehielt, wenn bereits mit verdichteter Luft gearbeitet ward, so legt er auf diesen

Fig. 599.



Punkt, der andern grossen Vorzüge wegen kein sonderliches Gewicht. Damit kein Ecken des Kolbens im Zylinder stattfinden kann, wenn sich das Gerüst setzt, steht der Zylinder in einem Lager, das nach einer Kugelkalotte abgedreht ist. Während der Senkkasten an diesen Apparaten hängt, muss des Nachts eine Wache im Gerüst bleiben, um das Wasser zu ergänzen, welches aus den Zylindern durch Undichtigkeiten der Stulpen und Rohre etwa entweichen könnte. —

Die verdichtete Luft führt man i. d. R. erst in die Senkkasten ein, nachdem diese den Grund erreicht haben und fest aufstehen. Man kann allerdings durch Verdrängen des Wassers aus dem Hohlraume, während des Ablassens an den Ketten das Gewicht um dasjenige des verdrängten Wassers vermindern; jedoch ist es

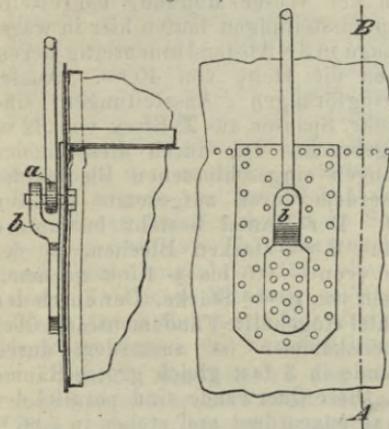
nicht rätlich, auf diese Verminderung bei Berechnung der Stärke für die Senkungsapparate und Gerüste Rücksicht zu nehmen, weil man bei einem Versagen der Luftpumpen in Verlegenheit kommen würde. Dagegen kann man durch Aussparungen im Mauerw. stets eine weit sicherere Gewichtsverminderung erzielen, die schon bei Senkkasten von mässiger Grösse so weit ausdehnbar ist, dass die Ketten ihre grösste Last erhalten, wenn bei eisernen Senkkasten das Mauerwerk zwischen den Deckenträgern ausgeführt wird.

Bei einem Pfeiler der Dömitzer Elbbrücke nahm das Gewicht in Folge der Aussparungen oberhalb der Deckenträger mit dem tieferen Eintauchen so stark ab, dass der Pfeiler bei etwa 7,5 m Tiefe, die er nicht ganz erreichte, schwimmfähig gewesen sein würde. Auch bei den gemauerten Senkkasten der Lauenburger Brücke hat Verf. die Ketten durch Aussparungen in der durch Fig. 599 dargestellten Weise bedeutend entlastet. Bei solchen muss man indessen vorsichtiger zu Werke gehen, damit nicht das frische Mauerwerk über dem Schlusse der Auskragung zu stark auf Zug beansprucht wird. Es wurde daher bei weiterer Senkung zunächst in der Sohle der Aussparung das Mauerwerk so weit verstärkt, dass das Gewicht desselben nur wenig geringer war als der Auftrieb des Wassers. —

Die Befestigung der Ketten an dem Senkkasten muss in einer leicht lösbaren Weise geschehen. Man hat hierfür verschiedene Einrichtungen getroffen: Bei

der in Fig. 600, 601 dargestellten erhält das untere Kettenglied ein Auge *a*, welches zwischen die Senkkastenwand und einen aussen an letztere angenieteten Lappen *b* gesteckt wird. Aus dem Innern des Senkkastens wird dann ein starker Bolzen durch die Wand und das Auge gesteckt und in den Lappen eingeschraubt. Soll die Kette gelöst werden, so entfernt man den Bolzen von innen und verschliesst die Oeffnung in der Wand durch einen hölzernen Spunt.

Fig. 600, 601.



Die Firma Ph. Holzmann versieht das untere Kettenglied mit einem Gewinde, welches unmittelbar in eine starke gusseiserne, fest am Senkkasten befestigte Mutter *a* eingeschraubt wird, Fig. 602, 603. Nach beendeter Senkung wird durch Rückwärtsdrehen des ganzen Gestänges die Verbindung gelöst. Diese Lösung dürfte mehr Schwierigkeiten machen als die in Lauenburg angewendete, bei welcher das untere, ebenfalls mit Gewinde versehene Kettenglied durch das wagerechte Blech des eisernen Brunnen-schlingens ging und durch doppelte, vom Innern des Senkkastens aus lösbare, Muttern gehalten wurde.

Für den Senkkasten Fig. 438, 441 hat Verf. die in Fig. 604, 605 dargestellte Befestigung gewählt, bei welcher das untere Ende des Kettengliedes, anstatt durch Muttern, durch einen kräftigen Stahlkeil gehalten

wird, der ebenfalls von innen aus leicht gelöst werden kann.

Fig. 602, 603.

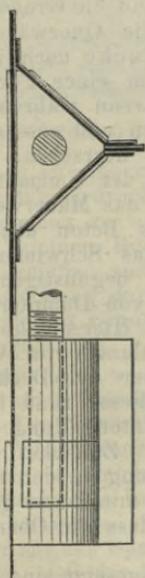
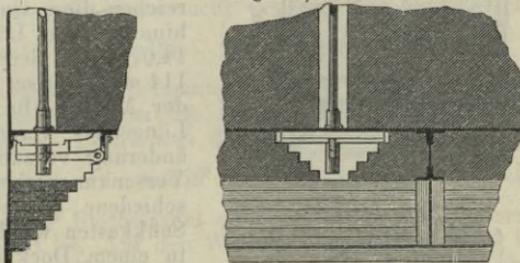


Fig. 604, 605.



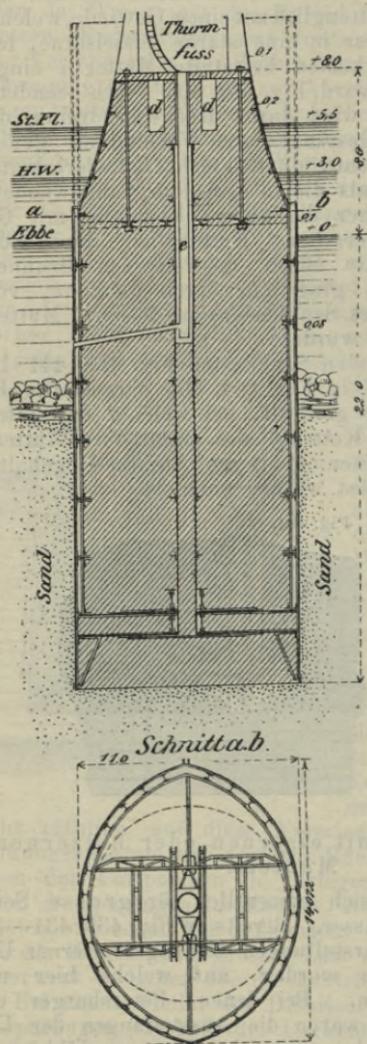
#### 4. Versenkung mit eisernen oder hölzernen Mänteln.

Diese empfiehlt sich namentlich für grosse Senkkasten bei tiefem Wasser. Bereits in Fig. 430, 431—433 und 434, 435 sind Darstellungen derartiger eiserner Ummantelungen gegeben worden, auf welche hier verwiesen werden kann. Bei jenen Petersburger und Touloner Senkkasten waren die Aussteifungen der Ummantelung durch senkr. stehende Träger gebildet, die ohne Absteifung gegen einander den Wasserdruck auszuhalten vermochten. Sowohl diese Rippen, als auch der Blechmantel selbst, gingen verloren, indem sie eingemauert wurden. Anders war die von Hersent bei Kaibauten zu Antwerpen benutzte Einrichtung, Fig. 430. Hier war unten über dem Senkkasten längs des untern Randes der Ummantelung eine Gallerie angebracht,

welche mit verdichteter Luft gefüllt und begangen werden konnte. Sie diente dazu, die Ummantelung, nachdem der Senkkasten den Grund erreicht hatte, von

diesem durch Lösen der Verschraubung zu trennen. Die ganze Ummantelung wurde dann mittels des schwimmenden eisernen Gerüsts gehoben und auf einen andern Senkkasten gesetzt. Das eiserne Gerüst diente während der Versenkung auf den Grund gleichzeitig dazu, um den schwimmenden Senkkasten senkr. zu führen, was der einseitigen Belastung wegen notwendig war.

Fig. 606, 607.



In Fig. 606, 607 ist noch ein Senkkasten mit eiserner Ummantelung für den Leuchtturm in der Weser-Mündung dargestellt. Die Hauptaussteifungen laufen hier in waagrechter Lage in 3<sup>m</sup> Abstand innenseitig herum und haben die Höhe von 40 cm. Ausser diesen ringförmigen Aussteifungen sind starke senkr. Spanten aus I-Eisen von 32 cm Höhe angebracht. Die durch diese beiden Aussteifungen eingeschlossenen Blechfelder sind ausserdem durch aufgesetzte L-Eisen verstärkt. Der Mantel besteht im untern Theile aus 8 mm starken Blechen, in der Ebbezone (von - 0,5 bis + 1,5 m reichend) aus solchen von 10 mm Stärke. Der durch den Blechmantel eingehüllte Fundamentraum über der Arbeitskammer ist ausserdem durch 2 Querwände in 3 fast gleich grosse Räume getheilt. Diese Querwände sind parallel der kurzen Axe angeordnet und stehen in 3,86 m Entfernung von einander, so dass der 1 m weite Förderschacht (Schachtrohr) zwischen ihnen liegt. Nach vollständiger Senkung reichen diese Querwände bis zur Ebbeinie hinauf. Die Länge des Senkkastens ist 14,07 m, die Breite 11 m und die Grundfläche 114 qm. Ausser durch die Querwände ist der Mantel über der Decke noch in der Längsaxe verankert, um einer Formveränderung vorzubeugen, wenn während der Versenkungsarbeiten innen und aussen verschiedene Wasserstände herrschen. Der Senkkasten wurde sammt der Ummantelung in einem Dock montirt, das Mauerwerk in den Konsolen und etwas Beton über der Decke hergestellt, um das Schwimmen in aufrechter Stellung zu begünstigen und dann bei stillem Wetter von Dampfern zur Versenkungsstelle bugsirt. Hier angekommen wurde derselbe durch Einlassen von Wasser in die Ummantelung über der Decke auf den Grund gesenkt und dieser rund herum durch Faschinen gegen Unterspülung durch den Ebbestrom gesichert. Zunächst wurde noch nicht zur Versenkung in den Grund

geschritten, sondern zuvor so schnell als möglich der Mantel mit Beton gefüllt. Auch späterhin wurde stets nur derartig langsam gesenkt, dass die Oberkante der Betonirung immer über dem niedrigsten Wasser blieb.

Bei derartigen Ausführungen, die dem Wellenschlage ausgesetzt sind, liegt der Schwerpunkt der Ausführung in der Ausfüllung des Mantels mit Beton; denn nur ein massiger Körper wird bei erstlichem Sturme im Stande sein, dem Wellenschlage zu trotzen, nicht aber ein mit Wasser gefüllter, weil dieser selbst durch den äussern Wellenschlag in Schwingungen geräth. Man hat also vor allen Dingen auf schnellste Ausführung der Betonirung seine Aufmerksamkeit

zu richten. In dieser Beziehung war bei einem frühern Versuche an derselben Stelle gefehlt worden, indem man sehr schnell senkte und die Betonirung nur wenig oberhalb des Grundes hielt. Die Folge davon war die vollständige Zerstörung des Mantels bei einem eintretenden Sturme. Man kann den Erfolg einer derartigen Gründung nahezu als gesichert ansehen, sobald die Betonirung den Ebbwasserstand überragt. Allerdings wird auch dann noch der obere Theil des Mantels vom Wellenschlage beschädigt werden können, aber doch immer nur in einer wieder gut zu machenden Weise. Um stets den Wasserstand im Innern des Mantels ebenso hoch zu halten als aussen und dem Wellenschlage keinen vollständig hohlen Körper auszusetzen, der noch leichter zerstört werden würde, kann man in der Ummantelung Klappenventile in verschiedenen Höhen anbringen, die sich mit steigendem Wasser von selber öffnen und Wasser eintreten aber nicht austreten lassen.

Sehr erschwert wird die Zufuhr des fertigen Betons zum Pfeiler durch den Seegang, der es selten gestattet, an mehreren Seiten gleichzeitig anzulegen. Daher müssen die zum Heben des Betons von den Schiffen dienenden Krähne, welche auf dem Senkkasten im Schutze der Ummantelung stehen, so eingerichtet sein, dass sie ihre Thätigkeit nach jeder beliebigen Seite hin entwickeln können und Umstellungen derselben ohne Schwierigkeiten und Zeitverluste zu bewirken sind. In dieser Richtung scheint man auch bei der zweiten Ausführung beim Weser-Leuchthurm die Schwierigkeiten unterschätzt zu haben und es hat sich in Folge dessen die Fertigstellung verzögert. —

Betreffs der Stärke der einzelnen Theile eiserner Ummantelungen ist zwischen dem zuletzt beschriebenen Falle und zwischen einer Senkung in einem Flusse oder in kleinen Landseen mit unbedeutendem Wellenschlage ein grosser Unterschied zu machen. Für letztere kommt man mit sehr schwachen Blechen aus, wenn man, wie S. 184 u. 185 besprochen, die Bleche zwischen den Spanten nach innen ausbauchen lässt, so dass sie wie von innen aus beanspruchte Theile zylindrischer Gefässwände beansprucht werden. Die Dicke ist dann:

I.  $\delta = \frac{r p}{k} + c$ , wenn  $r$  der Halbm., nach welchem das Blech gebogen,  $p$  der Wasserdruck,  $k$  die zulässige Belastung (700 bis 900 kg),  $c$  eine Konstante = 0,3 cm, welche nothwendig ist, um die Ausführbarkeit bei kleinem Werthe des ersten Gliedes zu sichern. Führt man die Wassertiefe  $t/m$  ein, so kann man auch schreiben: Ia.  $\delta = \frac{r t}{10k} + c$ , worin unter  $t$  immer nur die Tiefe zu verstehen ist, bis zu welcher der Blechmantel ohne Stütze an der Hintermauerung dem Wasserdrucke ausgesetzt ist. Auf den Wellenschlag braucht keine Rücksicht genommen zu werden, da die Mehrbeanspruchung durch denselben in Flüssen und kleinen Binnengewässern so unbedeutend ist, dass sie durch den Sicherheitskoeffiz. und die Konstante  $c$  reichlich gedeckt wird. Ebenso ist auf die Schwächung durch Niete nicht zu rücksichtigen, weil die Blechmäntel nur für kurze Zeit benutzt werden, also eine starke Beanspruchung zulässig ist.

Bei den Petersburger Senkkasten waren die Bleche durchweg nur etwa 4 mm stark, wiewohl sie nur sehr wenig gebogen waren<sup>1)</sup> und die Wassertiefe nur etwa 10 m betrug.

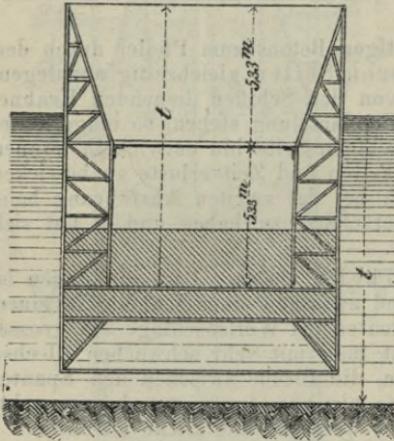
Die Versteifungen des Mantels (Spanten) werden in derselben Weise gegen den Wasserdruck berechnet, wie bei den Senkbrunnen S. 185 ff. mitgetheilt. Dieselben fallen weit leichter aus, wenn man die gegenüber liegenden Seiten gegen einander aussteift, was in der Regel geschehen kann, ohne die Mauerarbeiten im Mantel zu behindern. Diese Queraussteifungen, meistens aus Holz angefertigt, sind aber mit den Spanten fest zu verbinden, damit sie bei unruhigem Wasser sich nicht lösen. Bei der Berechnung der Spanten hat man ebenfalls nicht nöthig, auf den geringen Wellenschlag Rücksicht zu nehmen und kann das Eisen unbedenklich mit 800 bis 1000 kg/qm beanspruchen. Wenn man die Spanten bei grossen Wasser-

<sup>1)</sup> Eine künstliche Biegung wurde ihnen gar nicht gegeben; die Biegung stellte sich in Folge der Elastizität der Aussteifungen und der Unebenheit der Bleche in ganz geringem Maasse von selbst ein.

tiefen etwa alle  $5,3\text{ m}$  gegen einander absteift, Fig. 608, und das Gewicht des Fundam. durch geeignete Aussparungen im Mauerwerk so regelt, dass die Blechwand niemals einem grössern Drucke als etwa  $5$  bis  $6\text{ m}$  Wassersäulenhöhe ausgesetzt ist, ohne durch das Mauerwerk gestützt zu sein, so beträgt das Gewicht einer eisernen Ummantelung einschliesslich der Spanten  $140$  bis höchstens  $150\text{ kg/qm}$ , wie bereits S. 105 angegeben ist.

Will man die Ummantelung wieder gewinnen, so geht dies auch bei Brückenpfeilern sehr gut an, wenn man die Spanten und die Gallerie zum Lösen der Schrauben nach aussen legt, so dass die Innenseite des Mantels glatte Flächen zeigt.

Fig. 608.



Die Blechstärke des Mantels für den in der Wesermündung gebauten Leuchthurm betrug wie mitgetheilt  $10\text{ mm}$  und es kann dieselbe als für den Wellenschlag, an den Küsten, ausgenommen vielleicht besonders ungünstige Lagen, als ausreichend erachtet werden, da die Küste der Nordsee verhältnissmässig unruhig ist und das genannte Bauwerk sich bei stürmischem Wetter bewährt hat.

Besonders geeignet für die Versenkung mit Hilfe wasserdichter Ummantelungen sind Senkkasten aus Holz. Bei denselben wird man, da ihre Anwendung niedrige Holzpreise voraus setzt, auch die Wände des Mantels über der Decke aus Holzwerk herstellen. Unter Umständen kann man auch nur für den untern Theil des Mantels Eisen oder Holz benutzen. Im Schutze dieses Theils führt man dann das Mauerwerk mit so vielen Hohlräumen aus,

dass weiter oben die Wand des Mantels aus Mauerwerk gebildet werden kann.

Auf die Vorsichtsmassregeln betreffs der Ausführung des Senkkastens, sowie betreffs der Sicherung der Flusssohle, welche anzuwenden sind, wenn zwischen dem Zeitpunkte, in welchem der in vorbeschriebener Weise auf den Grund hinabgelassene Senkkasten die Sohle erreicht und dem Beginn der Versenkung in den Boden ein längerer Zeitraum verstreicht, ist bereits S. 206 aufmerksam gemacht worden, worauf hier zurückverwiesen werden kann.

### β. Versenkung in den Boden.

Sobald der Senkkasten sicher aufsteht und das Wasser durch die verdichtete Luft entweder unter dem Rande hindurch, oder bei dichtem Boden durch ein nach oben führendes Rohr (einem sog. Syphon) verdrängt worden ist, kann man die Verbindung mit dem Gerüst lösen. Man hat wohl die Ketten noch längere Zeit über diesen Zeitpunkt hinaus beibehalten; Verf. erachtet dies aber für sehr gefährlich. Das Bedenkliche beruht in der aus 3 Kräften zusammengesetzten Unterstützung des Senkkastens, dem Auftriebe der Luft, der Reibung im Boden und der Tragfähigkeit der Ketten. Die erste dieser 3 Stützen, der Auftrieb, ist bei weitem überwiegend; er wächst mit zunehmender Tiefe, kann aber bei einem unglücklichen Zufall, wie vorhin von Lauenburg berichtet, fast plötzlich ganz fortfallen und es bleiben alsdann nur Reibung und Ketten übrig. Da aber die Reibung für eine bestimmte Stellung dieselbe Grösse behält, so muss die ganze Mehrbelastung auf die Ketten kommen, wenn dieselben nicht schnell genug lösbar sind. Es ist daher anzurathen, die Ketten nur beizubehalten, wenn ungewöhnliche Verhältnisse vorliegen; wenn also z. B. Senkkasten von sehr geringer Breite in sehr tiefem Wasser versenkt werden, die, bevor sie im Boden genügende Führung erlangen, leicht umkippen könnten, oder auch wenn unter einer festeren Schicht eine Schlammsschicht zu durchteufen ist, deren Tragfähigkeit man nicht kennt. Auch hier würde Verf. sobald der ganze Umfang des Senkkastens aus der festen

Schicht in den Schlamm eingedrungen und dieser, durch den Druck verdichtet, genügende Tragfähigkeit zeigt, die Ketten lösen.

Als Grund, die Ketten auch während des Senkens im Boden beizubehalten, wird gewöhnlich der angegeben, dass man mit denselben den Senkkasten gerade führen müsse. Den gleichen Zweck erreicht man aber in vollständig ungefährlicher Weise dadurch, dass man die Konsolen vorher ausmauert und sich dadurch eine von der Senkkasten-Schneide nach der Decke an Breite zunehmende Stützfläche schafft. Zeigt der Senkkasten eine Neigung, nach einer Seite hinüber zu gehen, so hat man nur nöthig, an dieser das Fortnehmen des Bodens zu unterlassen und dem Senkkasten dadurch eine grössere Stützfläche zu schaffen, auf der gegenüber liegenden Seite aber die Schneide möglichst frei zu legen.

Je weniger tragfähig der zu durchteufende Boden ist, desto stärkere Neigung muss die Vorderseite der Konsolen erhalten. Diese Ueberlegung führte den Verf. bei Entwerfung des in Fig. 438 ff. dargestellten Senkkastens auf den gewählten Querschnitt, bei welchem die Stützfläche sehr rasch zunimmt.

Fig. 609.

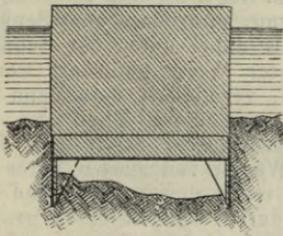


Fig. 610.

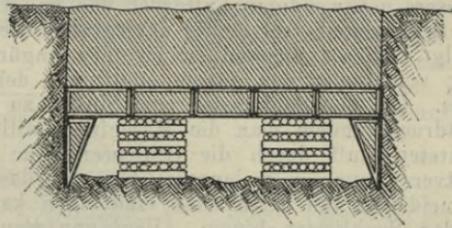
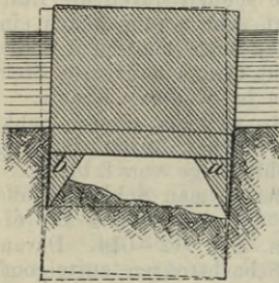


Fig. 611.



Die ungünstige Wirkung zu geringer Unterstützungsflächen hatte Verf. mehrfach Gelegenheit zu beobachten. So wurde bei einem Senkkasten der Elbbrücke bei Hämerten, um die Ketten zu entlasten, das Mauerwerk zwischen den Konsolen nur in der gleichmässigen Stärke von 1 Ziegelstein ausgeführt. Die Folge davon war, dass derselbe, als er eine schiefe Stellung eingenommen hatte, nicht gerade gerichtet werden konnte, weil die Stützfläche am Umfange nicht veränderlich war, sondern stets nur die Breite einer Ziegelsteinlänge besass, wie tief auch die Seitenwand im Boden steckte, Fig. 609; schliesslich stand der Pfeiler, als der feste Baugrund erreicht war, in der Längenrichtung etwa 0,5 m aus der

Waage. Um ihn gerade zu stellen, blieb nichts übrig, als die zu tief stehende Seite bis auf  $\frac{1}{3}$  der ganzen Länge voll auszumauern und dann den Luftdruck so lange zu vermindern, bis der Pfeiler sich gerade gestellt hatte.

Bei der Newa-Brücke in St. Petersburg hatte zwar das betr. Mauerwerk eine keilförmige Gestalt; indessen war für den dortigen weichen Untergrund die Neigung ungenügend, so dass die Senkkasten bis an die Decke einsanken, wenn nicht eine weitere Unterstützung geschaffen wurde. Eine solche stellte man durch Absteifen der Decke mittels aufgestapelter kurzer Hölzer, Fig. 610, in ausreichender, den Betrieb aber sehr beeinträchtigender Weise her. Weit bequemer würden Konsolen von starker Neigung gewesen sein.

Man besitzt in dem schrägen Mauerwerke zwischen den Konsolen sogar ein Mittel, einen Senkkasten, der etwas fehlerhaft steht, so lange er noch nicht zu tief in den Boden eingedrungen ist, etwas seitlich zu verschieben. Man gräbt nämlich die Seite *a*, Fig. 611, von welcher man den Senkkasten entfernen will, tiefer aus. Der Pfeiler wird sich dann oben dieser Seite zuneigen, indem er sich um die Kante *b* dreht. Lässt man ihn nun in dieser schrägen Stellung weiter sinken und richtet ihn dann wieder gerade, indem man bei *b* tief ausgräbt, so dass er um die Kante *a* eine Drehung macht, so erreicht man damit eine seitliche Verschiebung in der Richtung von *a* nach *b*.

Der Mangel an Veränderlichkeit in der Grösse der Stützfläche bietet besonders bei Versenkung eiserner Röhrenpfeiler Schwierigkeiten. Selbst durch einseitige Belastung ist man oft nicht im Stande, dieselben gerade zu richten, wenn sie eine schiefe Stellung angenommen haben. Nach Mittheilung von Malézieux<sup>1)</sup> hat Ingen. Sickels bei einem Brückenbau in Omaha (Amerika) dabei das folgende Verfahren mit Nutzen angewendet. Die eisernen Zylinder waren ähnlich denjenigen der Theiss-Brücke bei Szegedin (Fig. 420, 421) ganz mit verdichteter Luft gefüllt. Um dieselben gerade zu richten, durchbohrte Sickels die Wandung des Zylinders an der zu hoch stehenden Seite mit einer Anzahl kleiner Löcher in verschiedener Höhe unterhalb der Erdoberfläche. Die durch die Löcher austretende verdichtete Luft lockerte den Boden, den sie durchströmte, verminderte die Kohäsion und den Reibungswiderstand auf dieser Seite, wonach sich der Zylinder wieder gerade einstellte.

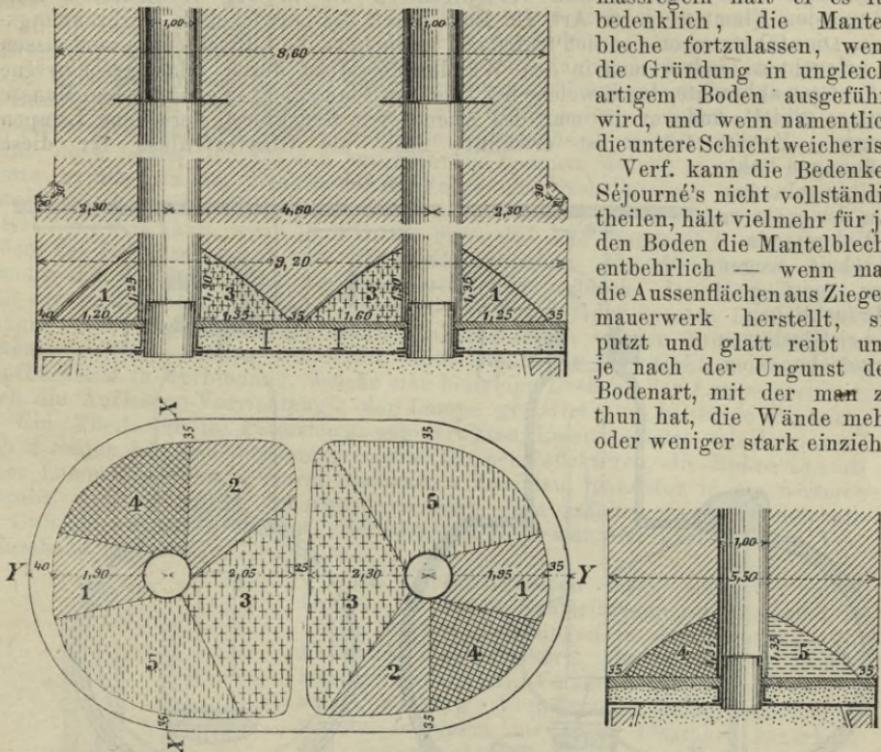
Auch zu andern Zwecke muss man häufig verdichtete Luft entweichen lassen. Wenn nämlich der Senkkasten tief im Boden steckt, wird die Reibung an den Seiten so stark, dass dieselbe, im Verein mit dem zur Fernhaltung des Wassers nothwendigen Luftdruck das ganze Fundam. trägt, so dass die Schneide des Senkkastens vollständig untergraben werden kann, ohne dass eine Senkung erfolgt. Dieser Zustand ist insofern ungünstig, als dabei unter der Schneide sehr viel Boden von aussen eindringt, der nutzloser Weise gefördert werden muss. Um den Senkkasten zum Sinken zu bringen, vermindert man dann den Luftdruck, indem man die Maschinen still stehen und einen Theil der verdichteten Luft durch die Schleusenähne auströmen lässt. Stellt man diese Luftverdünnung sehr langsam her, so dass das Wasser von aussen unter der Schneide in den Senkkasten eindringen kann, so reisst dieses viel Sand mit in den Senkkasten hinein. Verdünnt man aber durch Oeffnen eines grossen Ventils die Luft so schnell, dass der Senkkasten schon sinkt während noch die letzten, unter der Schneide ausgetretenen, aufsteigenden Luftmassen dem Wasserdruck das Gleichgewicht halten, und lässt man ebenso schnell durch die Luftpressen wieder den vollen Druck herstellen, so dringt sehr wenig Boden ein. Bevor man eine solche gewaltsame Senkung vornimmt, muss man den Boden rund um die Schneide von innen untersuchen, ob nicht etwa ein grosser Stein oder Baumstamm im Grunde steckt, der den Senkkasten beschädigen könnte.

Bei einem Pfeiler des Viadukts zu Marmande hatte sich der eiserne Senkkasten unmittelbar über den Deckenträgern in Folge starker Luftverdünnung losgelöst, so dass sich hier eine durchgehende wagerechte Fuge von 8 bis 12 cm Weite gebildet hatte. Um diese wieder zu füllen, entfernte man Schleusen und Schachtrohre und befestigte dieselben weiter oben in der Aussparung für die Rohre in ähnlicher Weise wie bei gemauerten Senkkasten, Fig. 612—614. Darauf brach man das Mauerwerk über dem Risse, zu den Schachtröhen ansteigend, aus, indem man stets nur einen Theil von beiden Rohren aus (1 u. 1, 2 u. 2, 3 u. 3 des Grundrisses) in Angriff nahm, und denselben erst wieder fertig mauerte, bevor man an den nächsten ging. Nach des Verf. Wissen ist dies der einzige in solcher Art vorgekommene Fall, der allerdings bei Anwendung eines eisernen Mantels nicht eintreten kann. Die Verhältnisse waren aber zu Marmande so besonders ungünstige und schliesslich die Kosten der Ausbesserung (ca. 3760 M.) so mässige, dass man ihretwegen den eisernen Mänteln noch nicht das Wort reden kann. Es bestand nämlich das Mauerwerk aus rohen Bruchsteinen, die ohne jeden Putz und Fugenverstrich einen bedeutenden Reibungswiderstand erzeugen mussten. Ausserdem war der Boden, in welchem das Fundam. steckte, kein gleichmässiger. Es erzeugten vielmehr die obern sehr scharfen Kiesschichten, welche das Fundam. am Sinken hinderten, eine weit grössere Reibung, als die untern, in denen die schon an und für sich glatteren Seitenwände des eisernen Senkkastens sich befanden. Ausserdem wurde das Mauerwerk in Kalkmörtel ausgeführt. Als Sicherheitsmassregeln gegen solche Zufälle schlägt Séjourné vor: 1. die Wände mit Zement abzutputzen; 2. den Wänden nach oben Anlauf zu geben und jedes Auskragen zu vermeiden; 3. den Senkkasten mit dem obern Mauerwerk durch eiserne Anker zu verbinden; 4. den Luftdruck niemals stärker zu vermindern, als das Gewicht des Senkkastens mit dem Mauerw. zwischen den Konsolen

<sup>1)</sup> Ann. d. ponts et chauss. 1874, S. 348.

und Deckenträgern beträgt; 5. die Schleusen gegen das obere Mauerw. abzusteifen, so dass die Schachtrohre gleichsam Anker bilden.

Fig. 612, 614.



Trotz dieser Vorsichtsmassregeln hält er es für bedenklich, die Mantelbleche fortzulassen, wenn die Gründung in ungleichartigem Boden ausgeführt wird, und wenn namentlich die untere Schicht weicher ist.

Verf. kann die Bedenken Séjourné's nicht vollständig theilen, hält vielmehr für jeden Boden die Mantelbleche entbehrlich — wenn man die Aussenflächen aus Ziegelmauerwerk herstellt, sie putzt und glatt reibt und je nach der Ungunst der Bodenart, mit der man zu thun hat, die Wände mehr oder weniger stark einzieht.

Namentlich ist die letzte Anordnung die sicherste von allen und macht bei gutem Mauerwerk in Zementmörtel aufgeführt, jede weitere Verankerung überflüssig. Will man die Schachtrohre als Anker benutzen, so dürfen jedenfalls während des Luftaustlasses keine Menschen im Senkkasten und den Schleusen sich aufhalten.

Grosse Steine und Felsspitzen, die man im Grunde antrifft, lassen sich sehr gut mittels kleiner Dynamit-Patronen sprengen, ohne dass selbst gemauerte Senkkasten dadurch irgendwie beschädigt würden. So wurden z. B. in 2 der kleinsten runden gemauerten Senkkasten der Lauenburger Elbbrücke, welche nur 4 m Durchm. hatten, zusammen 68 Patronen verbraucht. Es blieben dabei die Leute sogar zum Theil in dem mit verdichteter Luft gefüllten Raume — was allerdings besser unterlassen wird, namentlich, wenn der Boden, in welchem der Senkkasten steht, undurchlässig ist.

Ueber den jeweiligen Stand der Senkkasten-Schneide verschafft man sich während der Senkung — wie bei den Brunnengründungen — durch angebrachte getheilte Latten Kenntniss.

#### h. Beleuchtung und Einrichtungen zum Verkehr mit den Arbeitern im Senkkasten.

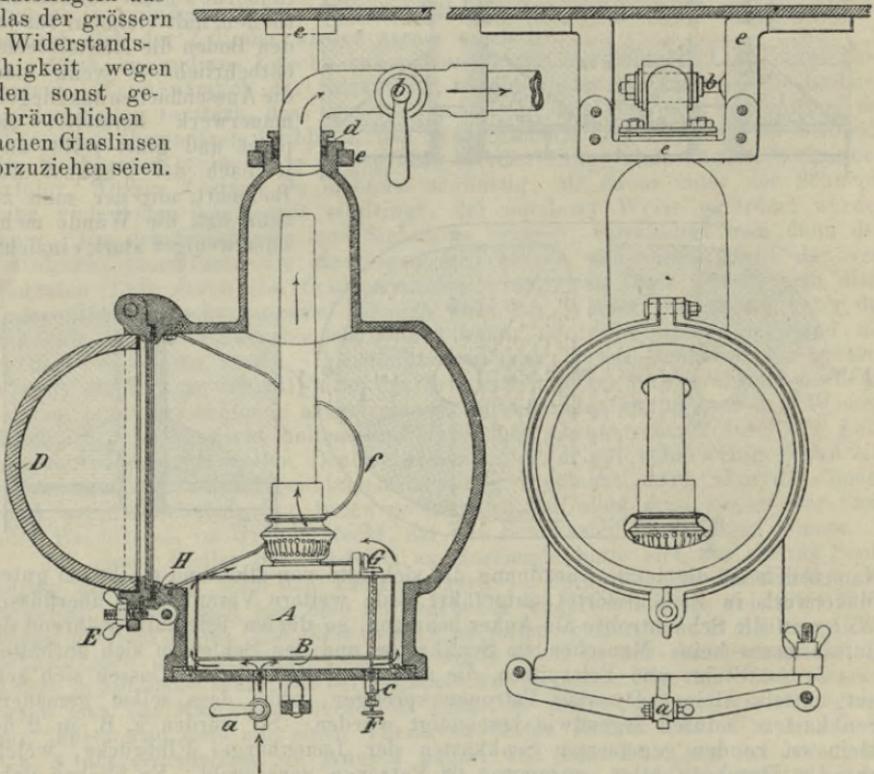
Die Beleuchtung der Schleusen und Senkkasten geschah früher durchweg mittels Stearinkerzen. Diese haben die unangenehme Eigenschaft, dass sie mit grösser werdendem Luftdruck stark russen. Bei Senkungen in dichtem, lehmigen Boden, in welchem die Lufterneuerung ungünstiger ist, wird dieser Uebelstand zur fast unheillichen Plage. In St. Petersburg wurden deshalb den Arbeitern Respiratoren, die mit Watte gefüllt waren, geliefert, um so zu verhindern, dass die mit Russ geschwängerte Luft in die Lungen eingeführt werde. Diese Einrichtung war den Leuten meistens zu ungewohnt, so dass sie auf den Gebrauch derselben verzichteten. Wie nöthig dieselbe aber war, geht daraus

hervor, dass nach nur halbstündigem Aufenthalte im Senkkasten, vor dem Einsteigen frisch eingelegte Watte oft ein Aussehen wie mit Tinte durchtränkt angenommen hatte.

Ausser durch das Russen verschlechtern die in der verdichteten Luft brennenden Flammen jeder Art die Luft durch die entwickelten Verbrennungsgase. Dies führte schon ziemlich früh dazu, wenigstens die Luftschleusen von aussen zu erleuchten, indem man in den Wänden derselben durch Glas geschlossene Oeffnungen anbrachte, durch welche bei Tage das Sonnenlicht in genügendem Maasse Einlass erhielt, und vor die man des Abends mit Reflektoren versehene Lampen hängte. Bereits früher ist erwähnt, dass als Glasverschluss für diese Oeffnungen hohle Halbkugeln aus Glas der grössern

Widerstandsfähigkeit wegen den sonst gebräuchlichen flachen Glaslinsen vorzuziehen seien.

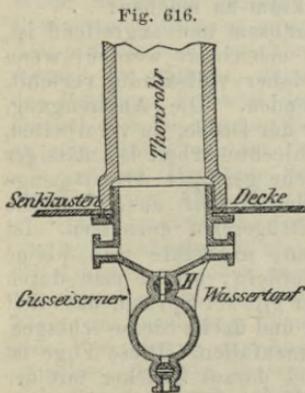
Fig. 615.



Eine derartige Einrichtung hat man auch bei den Senkkasten an der Mississippi-Brücke getroffen. Man hat, ähnlich wie bei den Eisenbahnwagen, an der Decke die Lichte in starken Glasbehältern angebracht, welche unmittelbar mit der atm. Luft durch Röhren verbunden waren. Bei der Alexander-Brücke in St. Petersburg war, als Verfasser dorthin kam, diese Einrichtung nicht mehr in derselben Weise auszuführen, und hat derselbe daher, um die Luft zu verbessern, die in Fig. 615 dargestellte Petroleum-Lampen entworfen, welche an beliebigen Stellen im Senkkasten aufgehängt werden konnten. Die Lampe besteht aus einem luftdichten gusseisernen Gehäuse, welches auf einer Seite durch eine Halbkugel *D* aus Glas geschlossen ist. Diese ist in einen gusseisernen Deckel luftdicht eingesetzt, der sich oben um ein Scharnier dreht und unten durch eine Flügelschraube *E* auf seinen Sitz gedrückt wird; die Dichtung geschieht durch einen Gummiring *H*. Der Boden des Gehäuses wurde durch einen schmiedeeisernen, unter demselben liegenden Bügel in ähnlicher Weise gegen seinen Sitz gedrückt, so dass beide Theile sehr schnell geöffnet werden konnten. An dem Boden ist die eigentliche Lampe befestigt; und zwar stellt *A* den Petroleum-Behälter dar, unter welchem ein hohler Raum *B* sich befindet, dessen

Seitenwände durchlocht sind, um die sauerstoffhaltige verdichtete Luft, welche durch einen kleinen Hahn *a* am Boden in den Raum *B* eintritt, durchzulassen. Der Raum *B* ist mit Watte gefüllt, um der Luft die Unreinigkeiten (Russ) zu entziehen, welche sie etwa enthält, sowie auch, um zu erreichen, dass die einströmende Luft recht fein vertheilt in das Gehäuse gelangt. Letzteres ist nothwendig, weil durch einen heftigen, wenn auch dünnen Luftstrahl die Flamme ausgeblasen werden könnte, oder wenigstens unruhig brennen würde. Der Watte im Raume *B* kann man auch hygroskopische Stoffe begeben, welche die Wasserdämpfe binden, die sich bilden, wenn die eintretende verdichtete Luft sich ausdehnt; doch haben sich bei den ausgeführten Lampen, welche nur mit einfacher Watte gefüllt waren, Nachtheile in Folge der Nebelbildung nicht gezeigt. Durch ein konisches Räderpaar *G*, das von aussen mittels der Stange *GF* gedreht werden kann, wird die Flamme geregelt. Die Stange *GF* verlässt den Boden des Gehäuses durch eine kleine Stopfbüchse *c*. Um die Flamme herum befindet sich ein Reflektor *f* aus versilbertem Messingblech. Die Verbrennungsgase entweichen oben durch ein Gasrohr, welches mit der äussern Luft in Verbindung steht und durch den Hahn *b* abgeschlossen werden kann, wenn das Gehäuse geöffnet werden soll. Das Rohr steht mit dem Gehäuse durch die Stopfbüchse *d* in Verbindung, welche eine beliebige Drehung der Lampe gestattet. Auch die Aufhänge-Vorrichtung *e* der Lampe gestattet eine beliebige Drehung.

Ein Theil der in Petersburg angefertigten Lampen hatte Glaskugeln *D* nach 2 Seiten hin und dem entsprechend Doppel-Reflektoren, die Rohre sämtlicher Lampen, welche in einem Senkkasten brannten, mündeten in ein weiteres Gasrohr, welches in den Schachtrohren nach oben geführt war und unterhalb der Luftschleuse ins Freie trat. Selbstverständlich war hier nochmals ein Verschlusshahn angebracht.



Bei diesen Lampen muss man vor allen Dingen für dichte Rohrleitungen sorgen, damit in Folge starker Strömungen in den Gasrohren die Flammen nicht flackern. Es ist daher zweckmässiger, anstatt die Verbrennungsgase, wie dies in St. Petersburg Verhältnisse halber geschehen musste, in einem nur engen Gasrohre innerhalb der Schachtrohre nach oben zu führen, ein schornsteinartiges, etwa 20 cm weites Rohr unmittelbar durch das Mauerwerk nach oben zu legen. Dieser Schornstein braucht nur unten an der Senkkasten-Decke, wo alle kleinen Gasrohre in denselben münden, aus Gusseisen zu bestehen, während er im übrigen eben so gut aus glasirten Thonröhren hergestellt werden kann. Fig. 616 zeigt einen Wassertopf mit doppelten Hähnen *H* unten an demselben zum Ausschleusen des Wassers für das untere Ende der Leitung.

Es ist selbstverständlich, dass man auch Gasflammen in solche Gehäuse einschliessen und auch für Stearinlichte ähnliche herstellen kann, die viel einfacher ausfallen, wenn man sie, nach Art der sogen. Diebslaternen, aus einem starkem, runden Glaszylinder bildet. Gas hat man auch ohne Anwendung von Gehäusen in Senkkästen gebrannt, z. B. bei der East-River-Brücke. Es brannten dort in den grossen Senkkästen 60 in den 6 Abtheilungen derselben vertheilte Flammen. Der Gasdruck betrug 1 bis 2 Atm. mehr, als der Luftdruck. Eine oben angebrachte Gaspumpe presste das Gas in einen Behälter unten und nach Maassgabe der Füllung des letztern drückte das Gas eine Wassersäule in den obern Behälter. Ein Schwimmer regelte oben den Zufusschahn und stellte auf diese Weise einen selbstthätigen Apparat her. Bei 2,5 kg/qcm Luftüberdruck gab ein Brenner das Vierfache an Lichtstärke wie bei gewöhnlichem atm. Druck. Die Luft im Senkkasten soll ganz rauchfrei geblieben sein. Es ist dies jedenfalls ein Vorzug, den die Gasflammen vor den Stearinlichtern voraus haben. Andererseits ist nicht zu übersehen, dass die Kohlensäure-Menge, welche sie erzeugen, ein Mehrfaches derjenigen bei Stearinkerzen ist, und dass sie auch die Luft

weit mehr erhitzen. Aus diesen Gründen verdient die elektr. Beleuchtung vor allen andern den Vorzug; dieselbe ist bereits mehrfach, z. B. bei der Brücke über den Msta in Russland angewendet worden. Auch in St. Petersburg wurde dieselbe versucht, stellte sich aber damals einerseits noch sehr theuer und andererseits war sie für die dortigen Senkkasten nicht zweckmässig, weil die in denselben befindlichen vielen Holzstützen unter der Decke zu starke Schattenwirkungen verursachten. Bei elektr. Beleuchtung wird man daher der starken Schatten wegen den Arbeitsraum möglichst frei zu halten haben. Auch empfiehlt es sich, wie bei jeder andern Beleuchtung, so namentlich bei dieser, Wände und Decke der Arbeitsräume mit Weisskalk zu streichen, um das Reflektiren des Lichtes zu befördern. Dieser Anstrich erhöht zugleich die Dichtigkeit der Wände.

Um sich mit den Arbeitern im Senkkasten und den Schleusen von aussen verständigen zu können, ist es zweckmässig, eine telephonische Verbindung nach unten anzulegen. Früher verabredete man einfache Zeichen, die durch Klopfen an die Schleusenwand gegeben wurden. Auch wurden wohl Klingelzüge von aussen nach unten angeordnet (in St. Petersburg), deren ein- oder mehrmaliges Anziehen bestimmte Bedeutungen hatten. Möge man nun eine Verständigungsart wählen, welche man will, jedenfalls ist es erforderlich, ein unzweideutiges Zeichen fest zu setzen, auf welches sofort sämtliche Mannschaften den Senkkasten zu verlassen haben.

Als fernere Ausstattungs-Gegenstände für Senkkasten und Schleusen seien noch Thermometer von möglichst grosser Empfindlichkeit, sowie auch Manometer empfohlen.

### i. Ausfüllung der Senkkasten.

In Beziehung auf die Ausfüllung der bis zur gewollten Tiefe in den Grund gesenkten Senkkasten ist auf folgende Punkte aufmerksam zu machen:

Da das Mauern in der verdichteten Luft sehr mühsam und angreifend ist, so muss den Arbeitern ihr Werk so viel als möglich erleichtert werden, wenn man ein brauchbares Mauerw. erhalten will. Es ist daher vollständig verfehlt, zum Ausmauern schwere Bruchsteine zu verwenden. Die Anstrengung, welche es kostet, solche Steine, namentlich dicht unter der Decke, zu verarbeiten, ist so gross, dass billiger Weise entweder nur eine schlechte Arbeit bei mässiger Arbeitsmenge, oder aber eine mässige Leistung bei sehr geringer Arbeitsmenge erwartet werden kann. Ausserdem setzt man sich der Gefahr aus, dass die Leute jeden unbewachten Augenblick zu kleinen Betrügereien ausnutzen. Ist man gezwungen, überhaupt Bruchsteine zu verwenden, so wähle man kleine Steine aus. Den Mehrbedarf an Mörtel, den sie erfordern, bringt man durch Zeitersparniss wieder ein, und kaum irgend wo wie hier gilt der Spruch, dass Zeit Geld sei. Ausserdem lasse man an freier Luft Zwickel und flache Steine schlagen, um die letzte Fuge unter der geraden Decke damit anzufüllen. Diese Fuge ist zunächst vollständig mit Mörtel zu füllen und es sind darauf Zwickel mit der Hand hinein zu drücken. Ein Schlagen mit dem Hammer nützt nicht nur nichts, sondern wirkt geradezu schädlich, weil in Folge der Erschütterung der Mörtel zusammensinkt, so dass schliesslich nur einige Punkte der Oberfläche des Zwickers die Decke des Senkkastens berühren.

Das weite Eingehen in Einzelheiten an dieser Stelle hat seinen Grund in der Ueberzeugung des Verf., dass eine grosse Anzahl von ausgemauerten Senkkasten ungenügend gefüllt ist, und zwar nicht allein durch Verschulden der Arbeiter, sondern durch das geringe praktische Verständniss der leitenden Persönlichkeiten. Am besten gelingt die Ausmauerung mit guten hart gebrannten Ziegelsteinen, welche Verf. daher aufs dringendste empfiehlt. Als Zwickel für die Schicht unter der Decke sind dabei Brocken von hart gebrannten Dachsteinen (sogen. Biberschwänzen) vorthellhaft zu verwerthen. Ziegelsteine lassen sich auch sehr bequem aus oben liegenden Schleusen in den Senkkastenraum befördern, indem man sie durch eine aus Brettern zusammen genagelte Röhre gleiten lässt, der man einen etwas grössern lichten Querschnitt giebt, als denjenigen der Steine. Damit die Geschw. bei dem Durchgleiten keine zu grosse werde, kann man die Röhre im Zickzack nach unten führen; bei engem Schluss der Steinflächen an der

Röhrenwand wirkt aber auch schon die eintretende Luftpressung verzögernd auf die Geschw. des Steins. Vor der untern Oeffnung der Röhre wird Sand aufgehäuft, auf den die Steine fallen.

Das für die Mauerarbeiten nothwendige Wasser muss man, wenn der Grund undurchlässig ist, von oben hinein schaffen. Man benutzt zu dem Zwecke ein Gasrohr, welches bis in den Senkkasten reicht und oben irgendwo aus dem Schachtrohre ins Freie tritt. Dieses Rohr muss am obern und untern Ende einen Hahn haben. Man kann dann entweder Wasser in der Weise hinunter schaffen, dass man abwechselnd den untern Hahn schliesst und den obern öffnet, so dass die im Rohre befindliche verdichtete Luft entweichen und das Rohr mit Wasser gefüllt werden kann, darauf aber umgekehrt den obern schliesst und den untern öffnet, so dass das Wasser unten im Senkkasten ausläuft. Oder aber, man verbindet das obere Ende des Rohrs mittels eines starken Gummischlauchs mit einer Hand-Druckpumpe, öffnet dann beide Hähne des Rohrs und pumpt so lange Wasser hinein, bis ein grösseres im Senkkasten stehendes Sammelgefäss gefüllt ist. Bei der Alexander-Brücke in St. Petersburg wurden beide Arten der Wasserförderung angewendet.

Auch in durchlässigem Sandboden kann man unten nicht immer ohne weiteres genügend Wasser bekommen. Die Luft drückt, namentlich wenn der Raum im Senkkasten enger wird, das Wasser häufig so viel tiefer als die Schneide des Senkkastens, bez. die Oberfläche des Erdbodens im Senkkasten fort, dass man tief graben muss, um Grundwasser anzutreffen. Man könnte dies dadurch hindern, dass man entsprechend weniger Luft zuführen lässt; doch würde dadurch die gegen Ende der Ausmauerung schon an und für sich sehr schlechte Luft noch mehr gesundheitsschädlich werden.

Bei dem Brückenbau in Hämerten hatten sich die Arbeiter in folgender Weise zu helfen gesucht: Sie machten mit Hilfe zweier Zementtonnen ohne Böden einen Brunnen mitten im Senkkasten und deckten denselben mit einer der Klappen, die zum Verschluss der Schachtrohr-Mündungen an der Senkkasten-Decke dienten, zu. Dieser, wenn auch sehr ungenügende Verschluss, entzog das Innere des Brunnens insoweit dem Einflusse der verdichteten Luft, dass der Wasserspiegel sich hoch genug in demselben einstellte, um mit Schöpfgefässen erreichbar zu sein. Liess man den Deckel fort, so war der Brunnen sehr bald ganz trocken.

In den Dömitzer Senkkasten liess Verf. für den vorliegenden Zweck einen kurzen Abessinier Brunnen einschrauben, der Wasser die Fülle lieferte.

Das Ausfüllen der Senkkasten mit Beton ist für die Arbeiter weit weniger anstrengend, als das Mauern. Bei eisernen Senkkasten mit wagerechten Blechdecken ist aber auch durch Betoniren eine vollständige Ausfüllung nicht zu erwarten. Auch hier wird die Decke nur mit kleinen Flächen einzelner Steine in Berührung kommen. Bei solchen Decken empfiehlt sich daher mehr eine Vereinigung des Ausmauerns mit dem Betoniren in der Weise, dass man einzelne schwache Quermauern zieht, die Zwischenräume bis nahe zur Decke voll Beton stampft und den Rest mit Ziegelmauerwerk füllt.

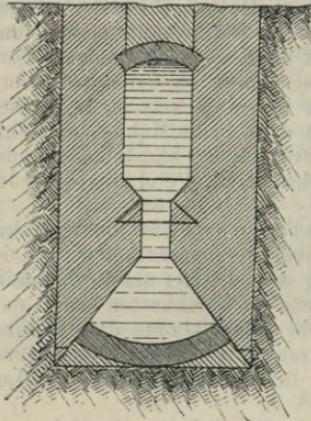
Ganz vorzüglich eignen sich dagegen die kegelförmigen Hohlräume für die Betonirung. Man kann bei diesen die Füllung sogar recht gut ohne Anwendung verdichteter Luft ausführen.

Hat man zuvor die Sohle des Hohlraums mit einer wasserdichten Schicht aus Mauerwerk in der S. 324 näher beschriebenen Weise abgeschlossen, so wird man oft den übrigen Hohlraum in schnellster Weise, sogar ohne Anwendung eines Betontrichters oder einer Pumpe, voll Beton stürzen können. Ist unten ein Sohlengewölbe angebracht oder wenigstens das Sohlenmauerw. so stark ausgeführt, dass ein Durchbrechen desselben nicht zu fürchten ist, so kann man die Hohlräume auch einfach voll Sand schlämmen, oder — für die Belastung des Baugrundes noch günstiger — auch ungefüllt lassen und oben nur durch ein Gewölbe schliessen, Fig. 617. In der vorbeschriebenen Weise angewendet, hält Verf. eine theilweise Ausfüllung mit Sand für sehr zweckmässig.

Der Ausfüllung des ganzen Hohlraumes bis zur geraden Decke eiserner Senkkästen mit Sand kann Verf. nicht das Wort reden. Bei Senkkasten mit geraden Decken wird man niemals im Stande sein, den Sand, sei er nun trocken oder feucht, so fest einzustampfen, dass er auch dann noch überall die Decke

berührt, wenn späterhin Wasser eingedrungen ist. Verf. hat selbst Gelegenheit gehabt, an einem mit grösster Sorgfalt mit Sand gefüllten eisernen Senkkasten sich von der Unzulänglichkeit dieses Verfahrens zu überzeugen. Die Decke desselben ist nicht gestützt; er steht vielmehr — immerhin noch mit ziemlicher Sicherheit — auf dem Konsolenmauerwerk, und wird ausserdem durch die Reibung an den Seiten des Fundam. in dem scharfen Sande gehalten.

Fig. 617.



Weit weniger bedenklich ist es, den Hohlraum zu unterst mit Sand zu füllen; man erreicht dies am einfachsten dadurch, dass man zum Schlusse der Senkungsarbeiten noch eine starke Luftverdünnung allmählig eintreten lässt. Dadurch dringt mit dem Wasser viel Sand in den Senkkasten ein, der dann noch besonders fest abgelagert wird, wenn das Wasser durch die Luft wieder unter der Schneide hinaus gedrängt wird und dabei die Sandlage in der Richtung von oben nach unten durchströmt; der noch übrige Hohlraum muss dann ausgemauert werden. Bei dieser Art der Ausfüllung wird man als Fundament-Unterkante immer nur die untere Fläche des Mauerwerks rechnen können, während das noch tiefer hinabreichende Mauerwerk zwischen den Konsolen längs der Aussenwände nur den gleichen Dienst wie hölzerne Spundwände von Betonfundam. erfüllt.

Eine Anfüllung des ganzen Hohlraumes mit einer gebundenen Masse verdient jedenfalls den Vorzug, weil bei der Sandfüllung in Folge theilweiser Unterspülung der Schneide eher ein Versinken des Pfeilers eintreten muss, indem der Sand an dieser Stelle auströmt und die nicht unterstützte Fläche des Fundam. dadurch schnell vergrössert wird. Besteht der Baugrund aus Thon, so ist eine Anfüllung mit Sand auch deswegen unzulässig, weil durch denselben das Wasser Zutritt zur Oberfläche des Thons erhält. Der Thon, an sich vielleicht sehr fest und tragfähig, kann dadurch erweicht werden, so dass er, in die Hohlräume des Sandes eindringend, ein Setzen des Pfeilers bewirken würde. Bei Thonboden ist also zu unterst die Anbringung einer Beton- oder Mauerwerks-Schicht nothwendig.

### k. Sicherungsmittel für den Betrieb der Luftdruck-Gründungen.

Litteratur: Deutsch. Bauzeitg. 1884, S. 174 ff.; L. Brennecke: Wie kann man bei pneumat. Fundrungen mit hohem Luftdrucke die Gefahren für die Gesundheit der Arbeiter mindern? — Dr. H. Eulenberg. Handbuch d. öffentl. Gesundheitswesens, Bd. 2; Prof. Dr. Friedberg über denselben Gegenstand. — Zeitschr. für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen im preuss. Staate, Jahrg. 1878; H. Wagner über denselben Gegenstand. — Beiheft zum Marine-Verordn.-Bl. 1884, No. 51; Dr. Wendt: Welche Unfälle, Krankheiten und Krankheits-Dispositionen kommen bei Menschen vor, die dauernd bei Taucherarbeiten beschäftigt werden? P. Bert. *La pression barométrique; recherches de physiologie expérimentale*; Paris 1878. Ausführlichstes Werk über die Wirkung des Luftdrucks. — Rudolph Ritter v. Vivenot. Zur Kenntniss der physiol. Wirkungen und der therapeut. Anwendung der verdichteten Luft; Erlangen 1868.

Wesentlich ungünstiger als der schon S. 278 berührte grosse Wassergehalt der Luft im Senkkasten, der nur mittelbar durch Erkältungen die Gesundheit schädigt, wirkt die zu hohe Spannung der Gase, aus denen die atm. Luft besteht, Stickstoff, Sauerstoff, Kohlensäure. P. Bert hat hierüber zahlreiche Thierversuche angestellt<sup>1)</sup> und gefunden, dass bei 1 bis 2 Atm. Druck (0 bis 1 Atm. Ueberdruck) in Betreff der Schädlichkeit die Kohlensäure die hervor ragendste Rolle spielt, zusammen mit einem zu geringen Gehalt an Sauerstoff. Bei niedrigen Spannungen muss man also, wie in der gewöhnlichen Atm., für genügende Verdünnung der Kohlensäure durch frische Luft

<sup>1)</sup> P. Bert a. a. O.

Sorge tragen.<sup>1)</sup> Bei 3 bis 4 Atm. (absolut) fängt die schädliche Wirkung der zu hohen Spannung des Sauerstoffs an, sich fühlbar zu machen und wird ganz offenbar bei 9 bis 10 Atm., wo der Sauerstoff wie giftiges Gas wirkt. Bis zu 3 Atm. (2 Atm. Ueberdruck) bewirkt die vergrößerte Spannung des Sauerstoffs in der Luft und im Blute eine lebhaftere Oxydation in den innern Organen, die also höchst wahrscheinlich eine weitere Ursache des starken Schwitzens in der verdichteten Luft ist. Ueber 4 Atm. Ueberdruck vermindert sich die Oxydation und bei sehr hohen Spannungen hört dieselbe ganz auf. Daraus erklärt sich vollauf die Unmöglichkeit, bei 4 und mehr Atm. Ueberdruck längere Zeit ohne gesundheitsschädliche Folgen zu arbeiten. Bei allen Wirbelthieren zeigen sich die plötzlichen, durch zu grosse Sauerstoffspannung erzeugten Zufälle nicht früher, als bis die Blutkügelchen mit Sauerstoff gesättigt sind und das Gas im Zustande der einfachen Lösung mit dem Zellengewebe in Berührung tritt. Bert schliesst alsdann aus dem Umstande, dass man die lästigen Folgen der Luftdruck-Verminderung wirksam durch Einathmen einer sauerstoffreichern Luft bekämpfen kann, darauf, dass umgekehrt die Wirkungen der Vermehrung des Luftdrucks durch Einathmen einer sauerstoffarmen Luft zu vermeiden seien. Er kommt also auf Grund von Versuchen zu demselben Ergebniss, welches Verf. (ohne Kenntniss der Bert'schen Versuche und ohne selbst Versuche angestellt zu haben) bereits im Winter 1880 in einem Vortrage und später in einer Veröffentlichung<sup>2)</sup> als wahrscheinlich hinstellen konnte.

Eine plötzliche Verdünnung um mehrere Atm. hat bei Menschen die Wirkung, den Stickstoff wieder frei zu machen, welcher durch den hohen Druck begünstigt, im Blute und den Geweben gebunden worden war. Dieses plötzliche Freiwerden von Gasen im Blute und den Geweben erzeugt Lähmungs-Erscheinungen, ja selbst augenblicklichen Tod, wenn der Blutlauf dadurch unterbrochen wird. Solche Erscheinungen werden also stets zu befürchten sein, wenn unvorsichtig ausgeschleust wird, sind aber sicher zu vermeiden, wenn auf Ausschleusen genügende Zeit verwendet wird und bilden daher kein Hinderniss, mit Hilfe verdichteter Luft bis zu grössern Tiefen vorzudringen, als es bisher gelang. Das einzige Hinderniss dafür wird vielmehr in der zu hohen Sauerstoffspannung zu suchen sein und um diese zu vermindern, müsste man bei mehr als etwa 3 Atm. Ueberdruck der Luft, welche in den Senkkasten geleitet werden soll, einen Theil ihres Sauerstoffgehalts entziehen. Hierfür sei folgendes Verfahren vorgeschlagen: Man führt einen Theil der atm. Luft, welche die Pumpe verdichten soll, durch ein Feuer von Holzkohlen oder Coaks und bindet die sich bei dem theilweisen Verbrennen des Sauerstoffs der Luft bildende Kohlensäure durch Filtern mit Kalkmilch, durch welche die Luft, in feine Bläschen zertheilt, geleitet wird. Schliesslich bindet man das aufgenommene

<sup>1)</sup> Ein sehr einfaches, von Dr. Blochmann angegebene Verfahren, die Luft auf ihren Gehalt an Kohlensäure zu untersuchen, besteht darin, dass eine bestimmte Menge Kalkwasser in einem Fläschchen mit der Luft zusammen geschüttelt wird, bis die in derselben enthaltene Kohlensäure das Kalkwasser sättigt. Der Sättigungspunkt wird bestimmt, indem einige Tropfen einer verdünnten Lösung von Phenilphtaleïn in 60% Alkohol der Flüssigkeit zugesetzt werden, welche intensiv roth erscheint, so lange dieselbe alkalisch reagirt, bei dem kleinsten Ueberschuss an Kohlensäure aber sich vollständig entfärbt. Die Anzahl der Füllungen eines Ballons mit der zu untersuchenden Luft, welche zum Entfärben des Kalkwassers genügt, ergibt mit Hilfe einer einfachen Tabellè den Kohlensäuregehalt der Luft.

Prof. Dr. Wolpert hat das Verfahren dadurch noch vereinfacht, dass er statt einer Flasche ein offenes Reagenzglas nimmt, welches bis zu bestimmter Höhe mit Kalkwasser gefüllt wird und auf dessen Boden in schwarzer Schrift ein Buchstabe usw. angebracht ist. In Folge der Mischung des Kalkwassers mit der zu untersuchenden Luft trübt sich ersteres; es wird nun mit Zuführung neuer Ballonfüllungen bis zu demjenigen Zeitpunkt fortgefahren, wo die Sichtbarkeit des Schriftzeichens auf dem Boden des Reagenzglases aufgehört hat. Je höher der Kohlensäure-Gehalt der Luft, um so geringer ist die Anzahl der zur Trübung bis zu dem bestimmten Punkte erforderlichen Ballonfüllungen und umgekehrt. Genauere Angaben hierzu enthält eine jedem einzelnen Apparate beigegebene Gebrauchsanweisung.

In der Wolpert'schen Ausführungsweise ist der Apparat in seinen Angaben wenig zuverlässig, besonders wohl aus dem Grunde, dass die Ballonfüllungen mit Fehlern behaftet sind; dieses Maass ist sehr von der Uebung des Gebrauchenden und von noch andern Umständen abhängig; immerhin handelt es sich um Fehler, welche durch kleine Aenderung des sich durch seine Einfachheit zum Gebrauch sehr empfehlenden Instruments beseitigungsfähig erscheinen.

<sup>2)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1884.

Wasser in einem Chlorcalcium-Filter. Da bei unvollständiger Verbrennung der Kohlen sich Kohlenoxydgas bilden würde, welches den Arbeitern im Senkkasten nicht minder schaden würde, als Sauerstoff in zu grosser Menge, so hat man darauf zu achten, dass die Luftmenge, welche durch die glühenden Kohlen geführt wird, für den Verbrennungsprozess mehr als ausreichend ist, so dass der Luft durch das Brennen nur ein Theil ihres Sauerstoffs entzogen wird. Die gebrannte sauerstoffarme Luft lässt sich dann mit ungebrannter Luft von gewöhnlichem Sauerstoffgehalt leicht in einem passenden Verhältnisse mischen. Eine sehr grosse Genauigkeit in der Bestimmung des Sauerstoffgehalts ist aber nicht erforderlich, weil der menschliche Körper sich ohne merkbaren Nachtheil für die Gesundheit in ziemlich weiten Grenzen den Verhältnissen anbequemt. Ein anderes Mittel, allerdings von geringerer Wirkung, besteht darin, dass man die Verbrennungsgase der Beleuchtung des Senkkastens, sowie die von den Arbeitern ausgeathmete Luft durch ungelöschten Kalk streichen lässt, um die erzeugte Kohlensäure zu binden, den ausgeathmeten Stickstoff aber gereinigt dem Senkkastenraume wieder zuführt.

Im übrigen seien folgende Sicherheits-Vorschriften zur Nachachtung empfohlen:

#### a. Sicherheits-Vorschriften hygienischer Art.

1. Zur Arbeit in verdichteter Luft dürfen nur durchaus gesunde Personen, bei mehr als 2 Atm. Ueberdruck nur im Alter von 20 bis 40 Jahren, bis 2 Atm. von 20 bis 50 Jahren zugelassen werden. Namentlich sind Personen, welche Anlage zu Blutandrang nach dem Gehirn oder andern wichtigen Theilen besitzen, oder an Herzfehlern und Erkrankungen wichtiger Körpertheile leiden, unbedingt auszuschliessen.

2. Die Arbeiter müssen während der ganzen Dauer der Arbeit unter ärztlicher Aufsicht stehen und Personen, bei denen sich irgend welche Krankheitserscheinungen bedenklicherer Art einstellen, sind von der ferneren Arbeit in verdichteter Luft fern zu halten.

3. Bei Unwohlsein ist der Senkkasten zu meiden.

4. Die Arbeiter müssen kräftige, wenig blähende Speisen geniessen, dürfen vor dem Eintritte in die verdichtete Luft nicht übermässig Nahrung zu sich nehmen, noch weniger aber nüchtern an die Arbeit gehen. — Der Genuss geistiger Getränke ist vor und während der Arbeit in verdichteter Luft verboten, und es ist überhaupt auf ein mässiges und regelmässiges Leben streng zu halten. Zu letztem Punkte ist indess zu bemerken, dass Arbeitern, die an spirituöse Getränke gewöhnt sind, ein mässiger Genuss nach der Arbeit nichts schadet, wie Verf. bei den russischen Arbeitern in St. Petersburg häufig zu beobachten Gelegenheit hatte. Anerkannte Trinker soll man aber fern halten und auf Nüchternheit besondern Werth legen.

5. Die Arbeitsschichten sind mit steigendem Luftdrucke zu verkürzen; Verf. empfiehlt folgende Schichtendauer:

bis etwa $1\frac{3}{4}$ Atm. Ueberdruck	2 mal täglich	4 Stunden,
von $1\frac{3}{4}$ bis $2\frac{1}{2}$ " " "	2 " "	3 " "
" $2\frac{1}{2}$ " 3 " " "	2 " "	2 " "
" 3 " $3\frac{1}{2}$ " " "	2 " "	1 " "

Die Angaben sind ausschl. der Zeiten für Ein- und Ausschleusen zu verstehen.

6. Die Schichten sind so zu legen, dass den Arbeitern in je 24 Stunden mindestens 1 mal eine freie Zeit von 8 Stunden ohne Unterbrechung zum Schlafen bleibt.

7. Es empfiehlt sich, die Arbeiter nahe der Baustelle in Kasernen unterzubringen, damit sie ihre Schlafpausen nicht durch weite Wege verkürzen und damit der bauleitende Ingenieur bzw. der Arzt eine bessere Aufsicht über ihre Lebens- und Ernährungsweise hat.

8. Es empfiehlt sich, auf das Einschleusen für je 1 Atm. Ueberdruck 8 Minuten Zeit zu verwenden. Diese Zeitdauer kann, wenn die Leute erst Uebung erlangt haben, ohne Nachtheil gekürzt werden.

9. Das Einschleusen geschieht bei hohem Drucke zweckmässig in einigen Absätzen, namentlich wenn Leute dabei sind, denen noch die Uebung darin abgeht, den äusseren Druck gegen das Trommelfell mittels der eustachischen Röhre auszugleichen.

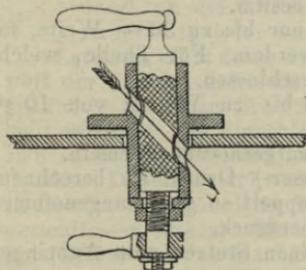
10. Bevor neu eingestellte Leute zum ersten male eingeschleust werden, sind dieselben gehörig zu unterweisen, wie dieser Ausgleich herbei zu führen sei. Leute, bei denen trotz aller Vorsicht bei mehrfachen Versuchen des Einschleusens sich heftige Schmerzen in den Ohren wiederholen, sind für die Arbeiten in verdichteter Luft ungeeignet. — Der Druckausgleich geschieht bei gut geöffneter eustachischer Röhre und gehöriger Uebung der Leute durch einfaches Verschlucken von Speichel, für dessen genügende Ansammlung man dadurch sorgen kann, dass man ein Stück Zucker in den Mund nimmt. Sicherer als mit dem einfachen Schlucken kommt man zum Ziele, wenn man viel Luft in die Lungen einzieht und dieselbe dann, nachdem man Mund und Nase fest geschlossen hat, wie zum Schnauben in die Nase und durch die eustachische Röhre presst.

11. Für das Ausschleusen empfiehlt Verf., folgende Zeiten zu verwenden: bei einem Ueberdrucke:

bis zu 1 Atm.	5 Min.,	bis zu 2 $\frac{1}{2}$ Atm.	35 Min.,
" "	1 $\frac{1}{2}$ " 10 "	" "	3 " 50 "
" "	2 " 20 "	" "	3 $\frac{1}{2}$ " 70 "

Auch diese Zeiten werden oft<sup>1)</sup> von den Arbeitern unterschritten werden, ohne dass sich nachtheilige Folgen zeigen. Mit dem steigenden Luftdrucke wächst aber die Gefahr und es ist daher mit aller Strenge auf ein langsames Ausschleusen zu halten. Es empfiehlt sich daher:

Fig. 618.



12. das Ein- und Ausschleusen nur von besonders dazu bestimmten zuverlässigen Arbeitern — besser Vorarbeitern oder Aufsehern — vornehmen zu lassen, Hähne von verhältnissmässig geringem Querschnitte der Ausströmungs-Oeffnungen anzuwenden, und bei hohem Drucke diese nicht für die in der verdichteten Luft befindlichen Arbeiter zugänglich zu machen. Letztere sollen vielmehr, wenn sie ausgeschleust sein wollen, dem aussen stehenden Aufseher ein Zeichen geben, worauf dieser das Ausschleusen nach Vorschrift vollführt

Einen geeigneten Ausschleuse-Hahn zeigt Fig. 618, dessen Einrichtung vom Verf. entworfen ist; derselbe hat einen festen und einen abnehmbaren Handgriff am Küken. Setzt man den Hahn so an die Schleusenwand, dass der lösliche Handgriff nach innen liegt, so kann man denselben bei höherem Drucke, wo eine strengere Ueberwachung des Ausschleusens nöthig wird, entfernen.

13. Die verdichtete Luft soll mit wenig Wassergehalt und auf 18<sup>o</sup> C. abgekühlt in den Senkkasten treten.

14. Die in den Senkkasten einzuführende Luft muss möglichst rein sein, darf deshalb nicht von den Luftpumpen aus dem Maschinenschuppen, sondern muss unmittelbar aus dem Freien gesaugt werden. Auch ist es zweckmässig, dieselbe durch Watte zu filtriren. Im Senkkasten darf die Luft nicht durch Rauch u. s. w. verunreinigt werden; daher ist das Rauchen zu verbieten und besonderes Augenmerk auf die Beleuchtungs-Einrichtung des Senkkastens zu richten.

<sup>1)</sup> Dauert das Ausschleusen sehr lange, so muss untersucht werden, ob die in der Schleuse eingeschlossene, allmählich sich ausdehnende Luft für die Dauer des Durchschleusens genügend Sauerstoff für die darin befindlichen Leute enthält. Ist dies nicht der Fall oder würde der Gehalt an Kohlensäure durch das Ausathmen zu sehr steigen, so muss frische Luft zugeführt werden.

15. Die Schleusen sind im Sommer vor der unmittelbaren Wirkung der Sonne durch Umhüllen mit Matten oder Stroh zu schützen und durch Begiessen mit Wasser zu kühlen, in strengen Wintern dagegen durch aussen angehängte Coakskörbe oder dergl. zu erwärmen; letzteres gilt namentlich von denjenigen Schleusen, die zum Ausschleusen der Arbeiter dienen.

16. Damit beim Ausschleusen nur verbrauchte Luft ausströme, empfiehlt es sich, die Luftzuführungsrohre bis unten in den Senkkasten zu verlängern und die frische Luft möglichst fern von den Schachtrohren und Schleusen austreten zu lassen.

17. Als Kleidung in der verdichteten Luft sind den Arbeitern ein leichtes wollenes Hemd, wollene Beinkleider und Strümpfe, sowie wasserdichtes Schuhwerk zu empfehlen.

18. Nach beendeter Schicht haben die Arbeiter oben in der Schleuse, noch ehe mit dem Ausschleusen begonnen wird, wärmere Ueberkleider anzulegen.

19. Bei heftigen Gliederschmerzen und sonstigen Krankheits-Erscheinungen bedenklicher Art, wie Lähmungen, Ohnmachten u. dergl., bringe man den Kranken sofort in die verdichtete Luft zurück, lasse ihn sich darin erholen und schleuse ihn dann von neuem mit grösster Vorsicht (sehr allmählig) aus.

20. Alle Erkrankungen während und nach der Arbeit in verdichteter Luft sind sofort dem Arzte zu melden.

Es empfiehlt sich, die Vorschriften zu 3, 4, 9, 10, 11, 14, 17, 18, 19 u. 20 durch Anschläge oder dergl. den Arbeitern bekannt zu geben.

### β. Sicherheits-Vorschriften technischer Art.

1. Als Material für Luftschleusen und Schachtrohre darf nur bestes sehniges Walzeisen und Blech verwendet werden, welches in der Richtung zur Faser 36 kg und senkr. zu derselben 34 kg/qm Zugfestigk. besitzt.

2. Gusseisen darf für innen gedrückte Rohre nur bis zu 30 cm Weite, für aussen gedrückte bis zu 60 cm Weite verwendet werden. Für Theile, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, ist Gusseisen ausgeschlossen.

3. Messing und Kupfer ist nur für Röhren bis zu Weiten von 10 cm statthatt.

4. Die Berechnung erfolgt nach den S. 245 ff. mitgetheilten Formeln.

5. Schachtrohre sind auch für äussern (Wasser-) Druck zu berechnen; doch kann dabei die zulässige Beanspruchung bis doppelt so gross angenommen werden, als bei der Berechnung auf den innern Ueberdruck.

6. Jede Schleuse muss ein Manometer, sowie einen Stutzen zum Anbringen eines Kontrol-Manometers erhalten.

7. An Schleusen und Schachtrohren müssen Schilder befestigt werden, welche ersichtlich machen:

- a) die Fabrik, in welcher die Gegenstände angefertigt wurden,
- b) den Luftdruck, für welchen sie berechnet und konzessionirt sind,
- c) der Tag, an welchem die Abnahme-Druckprobe stattgefunden hat.

8. Nach der Fertigstellung, vor jeder neuen Bauausführung, sowie nach jeder länger als 12 Monate dauernden Unterbrechung bei einer und derselben Bauausführung, sind die Schleusen und Schachtrohre mit Wasserdruck zu proben. Dieser muss das Doppelte des Luftdrucks betragen, mit dem die Schleuse arbeiten soll, bezw. bei der ersten Probe einer neuen Schleuse, das Doppelte desjenigen Druckes, für welchen sie berechnet wurde.

9. Während der Druckprobe darf das Wasser durch die genieteten Fugen nur in Staub- oder Perlenform austreten, und dürfen sich an den geraden Rändern der Thüröffnungen keine sichtbaren Ausbiegungen zeigen. Desgl. dürfen nach beendeter Probe nirgends messbare Formveränderungen aufzufinden sein und sind in dieser Beziehung namentlich wieder die geraden Ränder der Thüröffnungen sorgfältig zu untersuchen.

10. So lange polizeiliche Vorschriften hierzu nicht bestehen, empfiehlt Verf. im Interesse der Sicherheit für jede Schleuse, wie bei Dampfkesseln, ein

Revisionsbuch anzulegen, in welches nach jeder stattgehabten Druckprobe einzutragen ist:

- a) die Höhe, bis zu welchem der Wasserdruck gesteigert wurde,
- b) der Befund der Schleuse,
- c) das Datum der Druckprobe.

11. Da Eisen durch fortwährenden Spannungswechsel während des Betriebes viel von seiner Festigkeit einbüsst, so darf die Verwendungszeit einer Luftschleuse nur eine beschränkte sein. Es empfiehlt sich, die Verwendung nicht über etwa 1500 Arbeitstage auszudehnen und dabei die Pausen, in denen nicht gearbeitet wird, eine sorgfältige Instandhaltung und Aufbewahrung voraus gesetzt, als  $\frac{1}{5}$  Arbeitszeit zu rechnen. In der zweiten Hälfte jener 1500 Tage umfassenden Arbeitsperiode darf eine Schleuse nur noch für Gründungen verwendet werden, bei denen der Luftdruck nicht mehr als  $\frac{2}{3}$  desjenigen erreicht, welcher für die Berechnung der Schleuse zu Grunde gelegt wurde. Auch die Druckproben sind während der 2. Hälfte nur mit entsprechend niedrigerem Wasserdrucke vorzunehmen. Nach Ablauf von 1500 Arbeitstagen darf eine Schleuse für Luftdruck-Gründungen überhaupt nicht mehr verwendet werden.

12. Um zu jeder Zeit ermitteln zu können, wie lange eine Luftschleuse bereits im Betriebe gewesen (Betriebsalter), sind in dem zu derselben gehörigen Revisionsbuch folgende Aufzeichnungen zu machen:

- a) die Tage, an denen die Schleusen in und ausser Betrieb gesetzt wurden,
- b) der höchste Luftdruck, welcher in jedem Betriebsabschnitte vorgekommen ist.

13. Schachtrohre dürfen im ganzen 4000 Arbeitstage bis zu dem vollen Drucke, für welchen sie berechnet wurden, benutzt werden.

14. Ausser dem Manometer an der Schleuse sind erforderlich:

- 1 Manom. in der Nähe der Luftpumpen,
- 1 desgl. an der Luftleitung in der Nähe des Senkkastens,
- 1 fernerer in jeder Schleuse in beständiger Verbindung mit dem Senkkasten.

Letzteres dient dazu, um während des Einschleusens beurtheilen zu können, wie weit der Luftdruck bereits ausgeglichen sei. Dies Manometer zeigt bei aussen geöffnete Schleuse den im Senkkasten herrschenden vollen Druck an und geht während des Einschleusens auf Null zurück; man hat also, während man sich in der verdichteten Luft befindet, keine Kenntniss von der Höhe des Luftdrucks. Da eine solche aber sehr erwünscht ist, hatte Verf. bei dem Brückenbau in Dömitz 2 gewöhnliche Manom. in luftdichte Gehäuse mit starken Glasscheiben einschliessen lassen. Die verdichtete Luft trat nur durch eine kleine Oeffnung unmittelbar in das Manometer-Rohr, während das Gehäuse mit Luft von atm. Spannung gefüllt blieb. Diese der Billigkeit halber gewählte Einrichtung ist wegen der schweren Kapsel unbequem. Auch lässt die Dichtigkeit der Kapsel, auf welcher die richtige Wirksamkeit allein beruht, leicht nach. Verf. empfiehlt daher, sowohl in der Schleuse, als unten im Senkkasten Apparate anzubringen, welche nach Art der Aneroid-Barometer, aber für einen Ueberdruck von 4 Atm., eingerichtet sind.

15. Bei Gründungen in wenig durchlässigem Boden, wie Lehm, Thon, Schlamm und mit diesen Erdarten gemischtem Sande muss ein Sicherheitsventil in der Luftleitung und ein zweites in unmittelbarer Verbindung mit dem Senkkasten (also etwa an einem Schachtrohre), oder an der Luftschleuse unterhalb der untern Einsteigethür, angebracht werden. Der leitende Beamte hat diese Ventile jederzeit möglichst genau entsprechend dem äussern Wasserdruck zu regeln. Der Querschn. der Ventile ist = dem Querschn. der Einströmung der Luftleitung zu nehmen.

16. Es müssen Einrichtungen getroffen sein, durch welche die im Senkkasten und den Schleusen befindlichen Arbeiter sich sowohl unter einander, als auch mit den Beamten und Arbeitern ausserhalb verständigen können.

17. Bei Gründungen im offenen Wasser muss eine Verbindung, vom Senkkasten bis mindestens 0,5 m über den äussern Wasserspiegel reichend, aus Eisenblech oder Holz wasserdicht hergestellt werden. Liegen die Luft-

schleusen oben, so bilden die eisernen Schachte diese Verbindung, liegen die sämtlichen Schleusen unten am oder im Senkkasten, so muss mindestens derjenige Schacht, welcher zu der zum Einschleusen der Arbeiter dienenden Schleuse führt, mit einem wasserdichten Eisen- oder Holzfutter im Innern verkleidet werden.

18. Verschlüsse (Schleusenthüren, Klappen u. s. w.), welche nicht durch Luftdruck, sondern durch Schrauben oder andere Vorrichtungen, entgegengesetzt dem Luftdruck, auf ihre Sitze gepresst werden, sind zu vermeiden. Wo das nicht möglich, ist der mechanische Schluss derartig einzurichten, dass durch eine Sicherheits-Vorrichtung ein unzeitiges Oeffnen unmöglich gemacht ist.

19. Die Thüren der unten am Arbeitsraume liegenden Schleusen sind vor dem Oeffnen durch in den Schacht hinab stürzende Gegenstände zu sichern. Alle wagerecht liegenden Thüren solcher Schleusen müssen so eingerichtet sein, dass sie sich nicht öffnen können, wenn durch einen Wassereintrich in den Schacht der Luftdruck von unten nahezu von dem Wasserdruck gegen die Oberfläche der Thür aufgehoben wird. Die Klappen müssen daher mindestens durch Gegenwichte, oder noch besser durch einen schnell lösbaren Verschluss gegen den Sitz gehalten werden.

20. Alle Verbindungen, welche durch die Decke oder die Wände des Senkkastens nach oben führen, mögen sie nun Schachtrohre, Pumpenrohre, Luftrohre, Schläuche oder sonst wie heissen, müssen einen leicht zu handhabenden, luftdichten Verschluss erhalten, der am besten an derjenigen Stelle angebracht wird, an welcher der Austritt aus dem Arbeitsraume stattfindet.

Insbesondere ist das Luftzuführungsrohr am Eintritt in den mit verdichteter Luft gefüllten Raum mit einem selbstthätigen Ventil zu versehen, welches sich sofort schliesst, wenn eine grosse Undichtigkeit an der äussern Luftleitung entsteht. Man sei überhaupt mit der Anbringung von Ventilen nicht sparsam; je mehr Absperr-Vorrichtungen vorhanden sind, desto grösser ist die Sicherheit.

21. Schleusen und Schachtrohre sind möglichst vor Erschütterungen zu schützen. Zu diesem Zwecke sind, falls der Boden mit Maschinenkraft gehoben wird, folgende Einrichtungen zu treffen:

a) eine auf einen bestimmten Widerstand eingestellte Friktions-Kuppelung im Hebemechanismus,

b) bei der Kraftübertragung von der Maschine zur Winde an der Luftschleuse ist eine möglichst grosse Geschw. zu wählen, um mit geringer Seil- oder Riemenspannung arbeiten zu können,

c) die Seile oder Riemen sind in einer Weise zu spannen, dass die Spannung durch Setzen des Senkkastens oder Schwanken des Schiffes, auf welchem die Kraftmaschine steht, nicht vergrössert wird (Spannrollen mit Belastungsgewichten S. 280 u. 323),

d) der Zug, welcher in Folge der Seilspannungen unvermeidlich auf die Schleuse ausgeübt wird, ist durch Absteifen der Schachtrohre oder Schleusen gegen das Pfeilermauerwerk aufzuheben.

Besteht die Hebeeinrichtung aus einer Dampf- oder Luftdruck-Winde, so sind die Vorschriften zu b, c, d überflüssig.

22. Der eigentliche Arbeitsraum ist möglichst frei von allen Hindernissen, als Querträgern, Absteifungen u. dergl., zu halten, damit die Arbeiter bei eintretender Gefahr unbehindert zu den Schachtrohren und Schleusen gelangen können.

23. Die Senkketten sind bei allen grössern Senkkasten, sobald dieselben festen Grund erreicht haben und wagen gestellt sind, los zu nehmen, da sie während des Senkens mit verdichteter Luft gefährlich werden können, und zwar um so mehr, je grösser die Tiefe ist, in welcher der Senkkasten bereits steht (S. 292).

24. Es empfiehlt sich eine Reserve-Luftpumpe, welche möglichst schnell in Betrieb zu setzen ist, aufzustellen, deren Leistungsfähigkeit je nach der Grösse und Art der Senkkasten nach Formel XIII, XIIIa, XV. u. XVa. zu *e* oben zu bestimmen ist. Letztere Maassregel ist weniger für die Sicherheit des Lebens der Arbeiter, als für die Sicherung eines regelmässigen Betriebes erforderlich.

## VII. Gefrier-Gründung.

Literatur:<sup>1)</sup>

Berg- und Hüttenm. Zeitung, XLII. Jahrg., No. 38; Abteufen im schwimmenden Gebirge nach der Methode von Poetsch, vom Bergassessor G. Köhler. — Zeitschr. d. Ver. „Berggeist“ zu Siegen, No. 3 v. 3. Nov. 1883; Mith. über das Abteufen im schwimmenden Gebirge auf Grube Archibald bei Schneidlingen, Patent Poetsch vom k. Bergrath und Revierbeamten Gerlach zu Siegen. — Oesterr. Zeitschr. für Berg- und Hüttenwesen, XXXI. Jahrg., No. 30; H. Poetsch's Methode des Schachtabteufens im schwimmenden Gebirge. — Engineering and Mining Journal, New-York, Vol. XXXVI., No. 16; Sinking through Quicksand by Freezing the Ground by Poetsch. — Serlo. Leitfaden der Bergbaukunde; Berlin, J. Springer, 461. — G. Köhler. Lebrh. d. Bergbaukunde, Leipzig, W. Engelmann, S. 213, 476, 514. — The Engineer, 1883, 30. Nov. — The Colliery-Guardian, 1883, No. 16. — Mémoires de l'Union des Ingén. de Louvain 1882/83. — Revista Minera y Metalúrgica, Madrid, ano XXXV. — Zentralbl. d. Bauvwitg., 1883, No. 50; L. Brennecke; das Gefrier-Verfahren von F. H. Poetsch und seine Anwendbarkeit im Bauingenieurwesen. — Das. 1884 No. 20.; L. Brennecke; Neue Mittheilungen über die Gefrier-Gründung. — Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen, XXXI.; Dr. M. Weitz; Abteufen von Schächten, Bohrlöchern, Strecken und Ausschachtungen aller Art im wasserreichen und schwimmenden Gebirge. — G. G. Lang. Riga'sche Industrie-Zeitung., 1884, No. 16; die Gefriermethode von Poetsch.

Dieses neue Verfahren, welches bei dem Abteufen von Schächten in schwimmendem Gebirge bereits mehrfach mit Erfolg angewendet wurde und dem Berg- und Hütten-Ingenieur Poetsch zur Zeit in Berlin patentirt ist, besteht darin, dass durch Einführen von künstlich hergestellter Kälte in die wasserhaltige Bodenschicht das Wasser in derselben in Eis verwandelt wird. Dadurch nimmt der früher schwimmende Boden eine steinartige Beschaffenheit an und kann wie ein Felsen mit dem Schachte durchteuft werden. Als Träger der Kälte wird eine Chlorcalcium-Lauge benutzt, deren Gefrierpunkt bei  $-40^{\circ}\text{C}$ . liegt.

## a. Ueber Kälte-Erzeugung.

Zur Erzeugung der Kälte werden bisher die in Fig. 619, 620 schematisch dargestellten, der Firma Oskar Kropf in Nordhausen patentirten Kälte-Erzeugungs-Maschinen, verwendet, bei denen die Kälte durch Verdunstung flüssigen Ammoniaks erzeugt wird<sup>2)</sup>. Der Hergang ist dabei folgender:

In dem Ammoniak-Kessel *A* befindet sich eine Lösung von Ammoniak in Wasser (Salmiakgeist genannt), welche durch Erhitzen, sei es nun durch Dampf, oder dadurch, dass man den Kessel unmittelbar mit Feuer heizt, so hoch erwärmt wird, dass das Ammoniakgas sich wieder vom Wasser trennt und nach den Kühlröhren *b* eines Condensators *B* geht. Hier wird das Ammoniakgas, das durch fortwährendes Heizen des Kessels *A* eine immer grössere Spannung annimmt, durch kaltes Wasser gekühlt und unter einem Drucke von 8—10 Atm. zu einer farblosen Flüssigkeit verdichtet, die sich im untern Theile der Kühlröhren bei *c* oder in einem besondern Sammelgefässe sammelt. Diese Flüssigkeit hat die Eigenschaft, schon bei sehr niedriger Temp. zu verdunsten. Folgende Tafel giebt die zu einigen Spannungen gehörenden Siedepunkte derselben an:

Spannung in Atm. . . . .	14,5	7,5	3,4	0,84
Siedepunkt $^{\circ}\text{Cels.}$ . . . .	+ 40	+ 20	0	— 20

Man kann also mit dieser Flüssigkeit noch bei 0,84 Atm. Druck die Temp.  $-20^{\circ}$  erzeugen, wenn der Gasbildung kein Widerstand entgegen gesetzt wird.

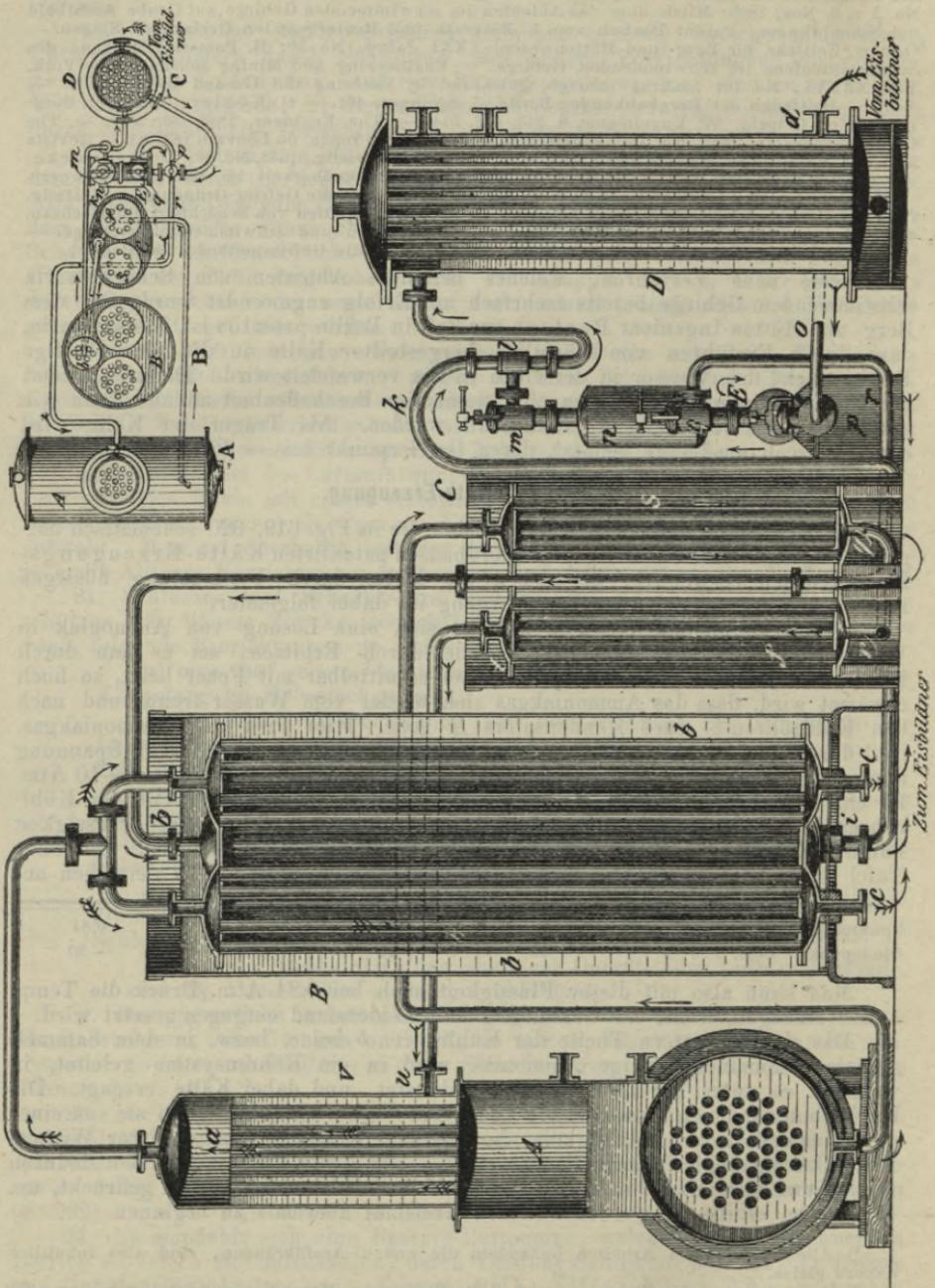
Das sich im untern Theile der Kühlröhren *b* bei *c*, bzw. in dem Sammelgefässe sammelnde flüssige Ammoniak wird in ein Röhrensystem geleitet, in welchem es unter geringem Druck verdunstet, und dabei Kälte erzeugt. Die hierbei entstandenen Gase werden nach dem Gefäss *D* geführt, wo sie von einer an Ammoniak armen Flüssigkeit, die aus dem Kessel *A* kommt, unter Wärme-Entwicklung begierig aufgesaugt werden. Die Flüssigkeit sättigt sich dadurch wieder und wird nun durch eine Pumpe *E* in den Kessel *A* zurück gedrückt, um von neuem erhitzt zu werden und den Kreislauf abermals zu beginnen.

<sup>1)</sup> Alle aufgeführten Arbeiten behandeln die ersten Ausführungen, sind also inhaltlich nahezu gleich.

<sup>2)</sup> Es ist selbstverständlich, dass auch Kälte-Erzeugungs-Maschinen anderweiter Systeme für den vorliegenden Zweck verwendbar sind, beispielsweise solche, durch welche Luft auf sehr niedrige Temperaturen gebracht wird. Maschinen letzterer Art haben auch bereits im Auslande Anwendung gefunden.

Bevor man die im Kessel *A* erhitzte, an Ammoniak arme Flüssigkeit in das Gefäß *D* leitet, wo sie wieder Ammoniakgas aufsaugen soll, muss dieselbe gehörig

Fig. 619, 620.



abgekühlt werden. Andererseits ist man, um nicht allzu grosse Wärmeverluste zu haben, gezwungen, den aus dem Gefäß *D* nach dem Kessel *A* zurück zu schaffenden starken Salmiakgeist, bevor er in den Kessel eintritt, vorzuwärmen,

was auf folgende Weise geschieht: Der aus dem Kessel *A* nach dem Vereinigungs-Gefäss *D* (in der durch ungefederte Pfeile angegebenen Richtung) gehende schwache, aber heisse Salmiakgeist tritt, sobald er aus dem Kessel *A* kommt, durch die Röhren *f* des Vorwärmers *C* und geht von hier, nachdem er in besondern Röhren *b* in *B* weiter abgekühlt ist, in das Vereinigungs-Gefäss *D*. Der aus diesem Gefäss kommende starke, aber kalte Salmiakgeist dagegen tritt, ehe er in den Kessel *A* zurück gelangt, ebenfalls in den Vorwärmer *C*, und wird hier in den Röhren *s* von dem aus dem Kessel *A* kommenden schwachen, aber heissen Salmiakgeist durch Vermittlung der Flüssigkeit, welche beide Röhrenbündel *s* und *f* umgiebt, vorgewärmt.

Die Konstruktion der einzelnen Theile der Kälte-Erzeugungs-Maschine ist folgende: Der Ammoniakessel *A* besteht aus einem mit Siederöhren durchzogenen liegenden Zylinder mit Hals, welcher oben durch einen Dom *a* geschlossen ist. In diesem befindet sich eine Anzahl oben offener Röhren, durch welche die Ammoniakgase streichen, die durch Erhitzen des Ammoniakgeistes im Kessel *A* frei geworden sind. Die Gase werden in diesen Röhren durch den entgegen fließenden etwas kältern Salmiakgeist, welcher aus dem Vereinigungs-Gefäss *D* kommt, entwässert. Die Rohrwände sind durch hohle Böden bedeckt; der obere Stutzen dient zum Dampfingang, der untere zum Kondensationswasser-Ausgang. Der Kondensator *B*, welcher die aus dem Kessel *A* kommenden wasserfreien Ammoniakgase verdichten soll, besteht aus einer der Grösse der Maschine angepassten Anzahl unter sich verbundener, aufrecht stehender Rohrbündel, die sich in einem eisernen Kasten befinden und stets von Kühlwasser bedeckt sein müssen. Ausserdem befinden sich in demselben Kasten 1 oder 2 andere Rohrbündel, welche zur Abkühlung der aus dem Kessel kommenden gasarmen Flüssigkeit dienen. Das Vereinigungs-Gefäss *D* besteht aus einem aufrecht stehenden weiten Rohr, welches, wie ein Dampfkessel mit Siederöhren, von engen Röhren durchzogen ist, durch die das Kühlwasser strömt. Dieses Kühlwasser entzieht dem die Röhre umgebenden gasarmen Ammoniakgeist, der sich bei der Aufnahme des Ammoniakgases erhitzt, die Wärme und befähigt ihn dadurch, sich höher mit Gasen zu sättigen. Der Vorwärmer *C* besteht aus 2 oder mehreren Rohrbündeln, die, in einem Gefäss stehend, von Wasser, oder besser von Chlormagnesium-Lösung umgeben sind. Die aus dem Kessel kommende gasarme Flüssigkeit durchströmt auf ihrem Wege nach dem Vereinigungs-Gefäss *D* das eine Rohrbündel *f*, während der in *D* wieder mit Gas gesättigte Ammoniakgeist durch das andere Bündel *s* zum Kessel *A* zurück kehrt. Der letztern Flüssigkeit wird ihre Bewegung durch die Pumpe *E* ertheilt, welche aus einem engen gusseisernen Zylinder mit Kolben aus Gusseisen besteht.

Zum leichtern Verständniss des Kreislaufs ist der Weg, welchen die an Ammoniak arme Flüssigkeit vom Kessel *A* nach *D* durchläuft, durch ungefederte Pfeile gekennzeichnet, derjenige, den der wieder gesättigte Salmiakgeist von *D* nach *A* zurücklegt, durch einfach gefiederte, derjenige endlich, welchen der wasserfreie Ammoniak, theils in Gas, theils in Flüssigkeitsform durchläuft, durch dreifach gefiederte. Der letztere Weg ist in der Zeichnung nicht vollständig dargestellt, da in demselben der eigentliche Kälteerzeuger (siehe weiter unten, Fig. 621—626) fehlt, den man sich zwischen den Rohrstützen *c* unten am Kühler *B* und dem Rohrstützen *d* am Vereiniger *D* einschaltend denken muss.

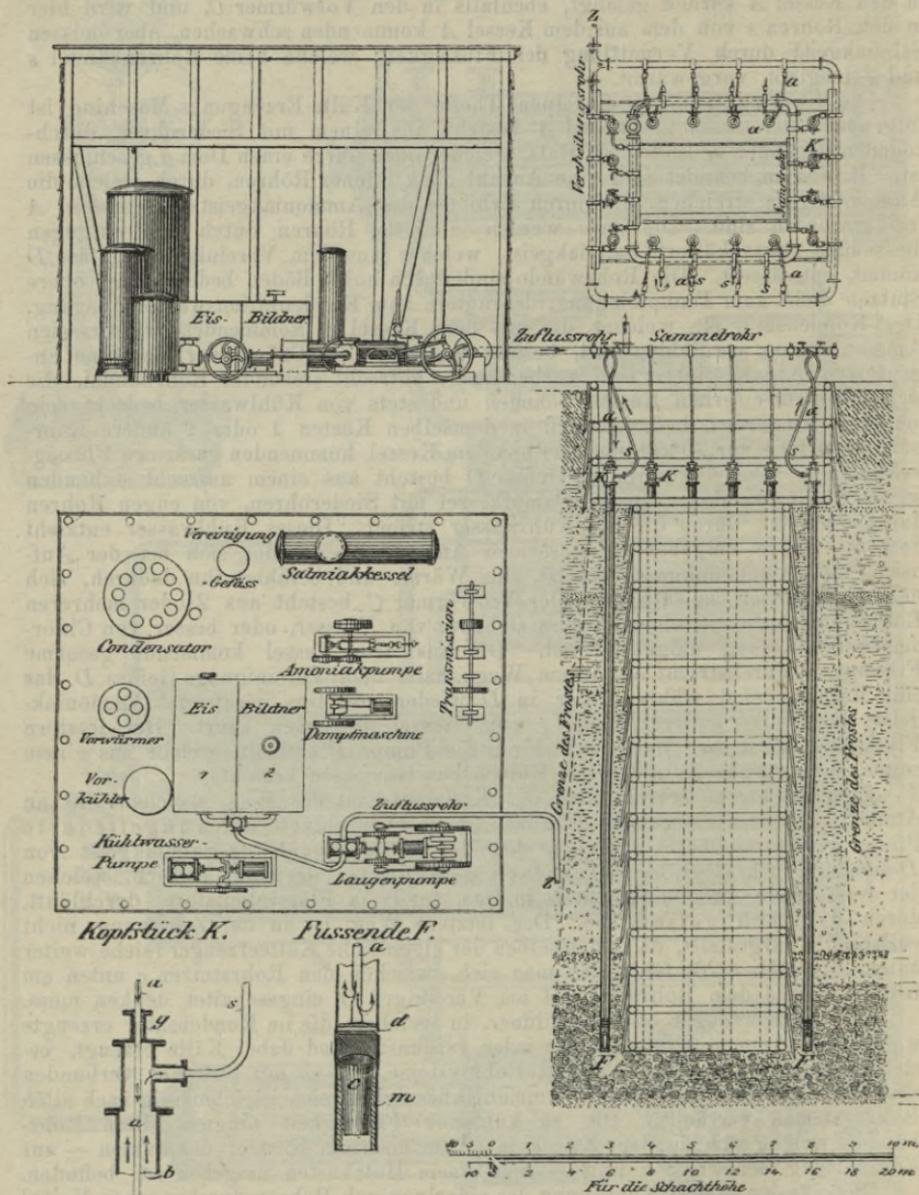
Der Kälteerzeuger oder Eisbildner, in welchem die im Kondensator erzeugte wasserfreie Ammoniakflüssigkeit wieder verdunstet und dabei Kälte erzeugt, besteht ebenfalls aus einer Anzahl Rohrsysteme, die so mit einander verbunden sind, dass die oben eintretende Ammoniakflüssigkeit sich gleichmässig nach allen Rohrsystemen vertheilt. Die zu kühlende Flüssigkeit umgiebt diese Rohrbündel, welche sich zu dem Zweck in einem eisernen Kasten, der aussen — zur Fernhaltung der warmen Luft — mit einem Holzkasten umgeben ist, befinden.

Betreffs der ganzen Anordnung der einzelnen von Röhren durchzogenen Kessel der Kälteerzeugungs-Maschine dürfte es sich empfehlen, dieselben, anstatt aufrecht stehend, liegend anzuordnen, weil sich die Rohrbündel dann leichter heraus nehmen lassen, wenn Ausbesserungen erforderlich werden. Allerdings beansprucht die Maschinen-Anlage dann ein Mehr an Raum, das indessen bei Gründungen meistens vorhanden zu sein pflegt.

## b. Ausführung der Gefrier-Gründung.

Wie bereits erwähnt, ist die zu kühlende Flüssigkeit eine Chlorcalcium-Lösung, die, in derselben Weise, wie in der Kälte-Erzeugungs-Maschine der

Fig. 621—626.



Salmiakgeist, in fortwährendem Kreislauf zwischen genannter Maschine und den Rohren begriffen ist, welche in den zu gefrierenden Boden eingetrieben werden. Der Kreislauf der Lauge ist aus Fig. 622, 624 ersichtlich, in der die

Richtung der Strömung durch Pfeile angedeutet ist. Diese und die Fig. 621, 623—626 stellen die ganze Einrichtung des Betriebs auf der Grube Centrum bei Königswusterhausen dar. Die frisch gekühlte Lauge wird aus dem Eisbildner durch das Zufussrohr  $z$  in das Vertheilungsrohr, Fig. 623, geführt. Aus diesem fliesst sie in die Einströmungsrohre  $a$ , Fig. 622, welche durch eine stopfbüchsenartige Packung  $g$ , Fig. 625, am Kopfstück  $K$  des Kühlrohrs  $b$  in dieses selbst eintreten. Das Rohr  $a$  von 30 mm Durchm. reicht bis in das untere Ende  $F$ , Fig. 626, des 175 mm i. L. weiten 8 mm starken Kühlrohres, und hat hier seitliche Löcher, durch welche die Lauge in den ringförmigen Hohlraum zwischen beiden Rohrwänden gelangt, um hier mit nur 0,015<sup>m</sup> Geschw. in umgekehrter Richtung (von unten nach oben) zu fliesen. Auf diesem Wege giebt die Lauge einen Theil ihrer Kälte an die äussere Rohrwand, und mittels derselben an den umgebenden Boden ab, den sie in Folge dessen zum Gefrieren bringt. Oben am Kopfstück  $K$  der Gefrierrohre angekommen, tritt die Lauge aus dem ringförmigen Raum in das Abflussrohr  $s$ , gelangt von diesem in das Sammelrohr, um von hier aus zum Eisbildner abzufließen und von neuem gekühlt zu werden.

Die Bewegung wird der Lauge durch die in Fig. 623 angegebene Laugenpumpe ertheilt, welche in das Zufussrohr  $z$  eingeschaltet ist. Die Temp. der Lauge betrug bei Königswusterhausen bei dem Beginn der Kühlung am Eintritt in die Kühlungsrohre  $-18^{\circ}$  und beim Verlassen derselben  $+2-3^{\circ}$ . Letztere Temp. sank indessen sehr bald unter 0. Nach längerer Zeit tritt dann gewissermassen ein Beharrungs-Zustand ein, in welchem die Lauge mit rund  $-18^{\circ}$  eintritt und mit  $-15^{\circ}$  die Rohre wieder verlässt.

Der Zusammenschluss der um den herzustellenden Schacht gebildeten Frostmauer erfolgt naturgemäss zuerst am untern Ende der Gefrierrohre, weil hier die in der Richtung von unten nach oben fließende Lauge am kältesten ist. Auch die Härte der gefrorenen Masse (welche etwa der des Sandsteins gleich kommt) ist unten am grössten. Es entspricht dies auch ganz dem Bedürfniss betreffs der Widerstandsfähigkeit. Nach Mittheilungen von Dr. M. Weitz über die erste Ausführung bei Schneidlingen unweit Aschersleben war die Temp. der gefrorenen Massen schliesslich an den Schachtstössen nur wenig höher als diejenige der frisch gekühlten Lauge. Der Durchm. des Frostkegels hatte sich nach beendeter Abteufungs-Arbeit am untern Ende der Rohre auf 1,5<sup>m</sup> vergrössert und erstreckte sich der Frost noch um ebenso viel unterhalb des Endes der Gefrierrohre. Die Verbindung zwischen der Kohle und dem darüber liegenden Sande durch das gefrorene Wasser war dabei eine so innige, dass Stücke aus beiden Schichtungen bestehend, mit der Hacke bearbeitet, entweder in der gefrorenen Kohle oder im gefrorenen Sande aus einander brachen; nur selten fand Trennung gerade an der Schichtungsgrenze statt. Die Temp. der Luft im Schacht betrug anfänglich  $-6^{\circ}$ , stieg aber, sobald sich einige Arbeiter längere Zeit daselbst aufhielten, auf  $-0,5$  bis  $-1,0^{\circ}$ .

Die Zeit  $z$ , welche erforderlich ist, um die Frostkegel zweier benachbarten Gefrierrohre zum vollen Zusammenschluss zu bringen, ist offenbar von folgenden Grössen abhängig:

I. in geradem Verhältnisse:

1. von der Temp.  $t_0$  des Bodens, den man gefrieren lassen will,
2. von der Entfernung  $a$  der Gefrierrohre unter einander; und zwar wird  $a$  mindestens in der 2<sup>ten</sup> wahrscheinlich aber in einer höhern Potenz erscheinen müssen,
3. von der Länge  $l$  der Rohre,
4. von der Wandstärke  $\delta$  der Rohre.

II. Im umgekehrten Verhältniss dagegen steht die Gefrierungsdauer:

1. zur Temp.  $t_1$ , mit welcher die Lauge in die Gefrierrohre eintritt,
2. zur Geschw.  $v$ , mit welcher sie den ringförmigen Raum in der Richtung von unten nach oben durchströmt,
3. zum Umfange  $U$  des Rohres.

Es werde dabei vorausgesetzt, dass das Grundwasser in dem schwimmenden Gebirge, welches durchteuft werden soll, wie in Königswusterhausen, nicht

fließt, sondern in Ruhe ist. Wo dies nicht der Fall, wie in sehr vielen Fluss-thälern unter und neben dem Flussbett, wird mit zunehmender Geschw. desselben die Schwierigkeit des Festmachens durch den Frost bedeutend wachsen und kann das Verfahren unter Umständen unausführbar werden. Einen Beweis hierfür bietet ein Vergleich der Zeiten und Längen der Kühlungsrohre der Ausführung in Königswusterhausen und derjenigen in Schneidlingen, sowie einer dritten in Schlesien; bei letztern beiden stand das Wasser nicht still.

In Königswusterhausen war eine Kropff'sche Maschine No. 5 im Stande, mit Hilfe von 16 Gefrierrohren, welche mit zusammen 400<sup>m</sup> Länge in dem schwimmenden Gebirge steckten, in 50 Tagen den Zusammenschluss der Frostmauer zu bewirken. In Schneidlingen gebrauchte dieselbe Maschine für 23 Rohre mit zusammen 230<sup>m</sup> Länge rund 150 Tage und in Schlesien für 42 Rohre von zusammen nur 210<sup>m</sup> Länge sogar 210 Tage.

Stehendes Grundwasser voraus gesetzt, wird der Werth von  $z$  also allgemein einem Ausdrucke entsprechen von der Form:  $z = C \frac{t_0 a^n l \delta}{t_1 v U}$ , wenn  $C$  eine Erfahrungskonstante bedeutet und  $t_1$  nur seiner Grösse nach, d. h. ohne sein negatives Vorzeichen eingeführt wird.

Anstatt des Umfangs  $U$  kann man bei kreisförmigem Querschn. der Gefrierrohre auch  $\pi d$  oder nur  $d$  einführen, wenn  $d$  der Durchm. ist. Man wird in der Regel wegen der bessern Widerstandsfähigkeit gegen den äussern Druck und der bequemern Arbeit des Einenkens kreisrunde Röhren wählen, obwohl dieselben rücksichtlich der kühlenden Wirkung wegen ihrer geringen Oberfläche nicht die vortheilhaftesten sind. Es lautet für kreisrunde Rohre der Ausdruck

$$z = C_1 \frac{t_0 a^n l \delta}{t_1 v d}.$$

Bei Königswusterhausen betrug nun die Zeit  $z$  bis zum vollen Zusammenschluss 50 Tage und es war ferner:  $t_0 = +10^0$ ,  $a = 1^m$ ,  $l = 25,5^m$ ,  $\delta = 0,008^m$ ,  $t_1 = -18^0$ ;  $v = 0,015$  und  $d = 0,175^m$ :

Daraus ergibt sich:  $C_1 = \frac{50 \cdot 18 \cdot 0,015 \cdot 0,175}{10 \cdot 1 \cdot 25,5 \cdot 0,008} = 1,158$ , während  $C$  für Röhren von beliebigem Umfang  $U$  sich zu  $C = \pi C_1 = 3,636$  berechnet.

Der Ausdruck für die Zeitdauer würde also sein:

$$\text{bei Röhren von beliebigem Querschn.: I. } z = \frac{3,636 t_0 a^n l \delta}{t_1 v U}$$

$$\text{und bei Röhren mit kreisrundem Querschn.: II. } z = \frac{1,158 t_0 a^n l \delta}{t_1 v d}.$$

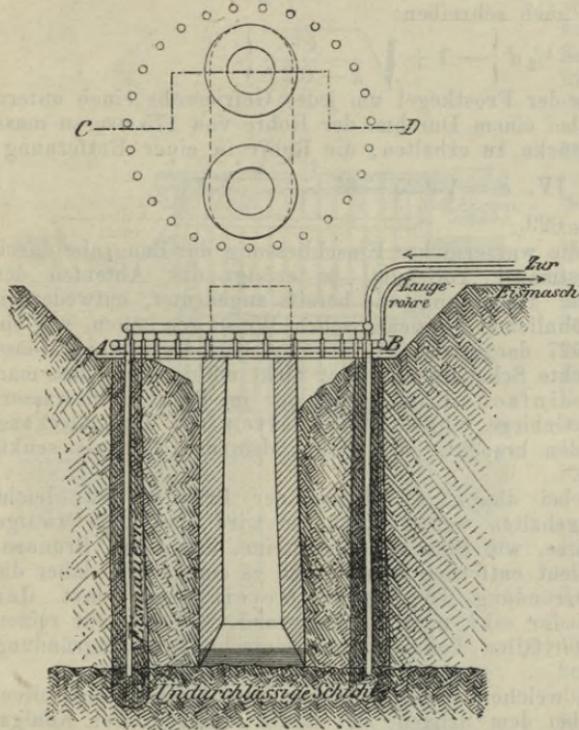
Durch weitere Beobachtungen mit andern Werthen der Buchstabengrößen müsste noch die Genauigkeit der Konstante erprobt und namentlich der Werth des Exponenten  $n$  ermittelt werden. Behält man als Entfernung  $a$  der Gefrierrohre von einander stets 1<sup>m</sup> bei, so bleibt  $a^n = 1$ , und man wird damit eher zu einem sichern Werth der Konstante kommen.

Da  $a$  mindestens in der 2<sup>ten</sup> Potenz, wahrscheinlich sogar in einer höheren vorkommt, so wird eine Verringerung der Entfernung der Rohre unter einander am meisten zur Verkürzung der Zeit  $z$  beitragen. Bei der ersten Ausführung in Schneidlingen bei Aschersleben waren die Gefrierrohre in der ganzen Sohle des Schachtes vertheilt, während in Königswusterhausen die Rohre ganz ausserhalb des Schachtes lagen. Letztere Anordnung, welche Verf. bereits bei seiner ersten Arbeit über diese Gründungsart<sup>1)</sup> empfahl, ist entschieden die zweckmässigere. Es wird dabei nur eine Frostmauer um den Schacht gebildet, welche denselben während des Abteufens vor dem Wasser- und Sand-Zudrang schützt, ohne dass die Röhren selbst die Arbeiten behindern. Es würde sogar noch zweckmässiger sein, wenn die Rohre in solcher Entfernung von der zu durchteufenden Stelle ständen, dass der auszuschachtende Boden gar nicht zum Gefrieren käme. Daher ist zu rathen, die Gefrierrohre im Kreise um die auszuschachtende Stelle herum so anzuordnen, dass dieselben überall noch etwa 1,0<sup>m</sup> von dem

<sup>1)</sup> Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1883, No. 50.

Schacht entfernt bleiben, Fig. 627, 628. Es ist dies bei Fundament-Ausführungen um so zweckmässiger, als man dann von dem Frost nichts für das frische Mauerwerk zu fürchten hat und als bei genügender Entfernung von der eigentlichen Fundam.-Sohle auch keine Gefahr vorhanden ist, dass der Untergrund unter dem Fundam. durch Auffrieren gelockert werde. Letzteres würde namentlich, wenn der undurchlässige Baugrund aus Thon besteht, schlechte Folgen haben können, weil der Boden unter dem Fundam. dann nach erfolgtem Aufthauen Wasser aufnehmen und aufweichen würde. Besteht der Baugrund aus Felsen,

Fig. 627, 628.



so ist hierfür weniger zu fürchten, wiewohl es auch vorkommen kann, dass dieser, wenn er rissig ist, durch den Frost gesprengt wird. Man hält sich also besser auch bei solchem von der eigentlichen Fundam.-Sohle mit dem Frostkörper in einiger Entfernung. Die nur geringe Wassermenge, welche dann noch durch den Frostdamm und den dichten Untergrund eingeschlossen wird, kann man leicht entsprechend dem Fortschreiten des Schacht-Abteufens durch eine Pumpe bewältigen. Will man das Wasser schon vorher entfernen, ehe man mit dem Abteufen beginnt, so kann man dies dadurch erreichen, dass man in der Mitte des Frostdamms ein Rohr bis nahe zum Grunde treibt, durch welches man das Wasser abpumpt. Dabei erhält man zugleich ein Bild von der Dichtigkeit des Abschlusses. Man muss sich aber hüten, zu früh mit dem Pumpen zu beginnen, weil

man dadurch der sich bildenden Frostmauer das für ihre Festigkeit nötige Wasser entziehen würde.

Ist der Baugrund ein solcher, der keinen wasserdichten Abschluss gewährt, z. B. eine Kiesschicht, so wird man dieselbe Anordnung noch beibehalten können, wenn in mässiger Tiefe unter der Fundam.-Sohle eine undurchlässige Schicht zu treffen ist. Man wird dann die Gefrierrohre bis zu letzterer hinunter treiben, um mit der Frostmauer an sie anzuschliessen und dadurch die eigentliche Baugrube von allem fernern Wasserzudrange zu befreien.

Die kreisrunde Form der Frostmauer ist auch deshalb die vortheilhaftere, weil sie die gleichmässigste Widerstandsfähigkeit besitzt. Man kann, ähnlich wie bei Brunnen, die nothwendige Wandstärke der Frostmauer von kreis-

runder Form nach der Lamé'schen Formel:  $\delta = \frac{1}{2} d \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k-2p}} \right\}$  berechnen, worin  $\delta$  die Wandstärke,  $d$  den innern Durchm.,  $k$  die zulässige Beanspruchung,  $p$  den Druck von aussen bedeutet und die Maasse in  $\text{cm}/\text{kg}$  zu nehmen sind. Da der gefrorene Boden sich so fest wie Sandstein erweist, diesen an Zähigkeit sogar noch übertrifft, da die Frostmauer ausserdem aus einem Stück besteht und endlich eine unmittelbare Gefahr wegen der Schacht-Auszimierung

oder des innerhalb der Frostmauer versenkten Brunnens nicht vorhanden ist, so kann man die Beanspruchung  $k$  sehr hoch annehmen, etwa zu 40 kg. Als äusseren Druck  $p$  hat man nur nöthig den Wasserdruk zu rechnen, weil der Erddruck von innen nicht aufgehoben wird, bezw. die Frostmauer von innen stets gestützt ist. Wenn man nicht zufällig mit höherem hydrostatischen Druck zu thun hat, was sich schon bei den Bohrungen für den Schichtenplan ausweist, so wird die stärkste anzunehmende Beanspruchung für 1  $\text{cm}^2$  der Frostmauer in der Tiefe der Fundamentsohle sein:

$$p = \frac{1000 t}{10000} = 0,1 t$$
, wenn  $t$  die Gründungstiefe unter dem Spiegel des Grundwassers ist. Man kann also auch schreiben:

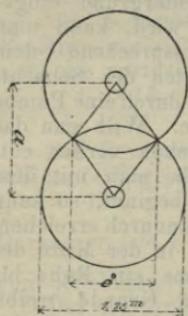
$$\text{III. } \delta = \frac{1}{2} d \left\{ -1 + \sqrt{\frac{k}{k - 0,2 t}} \right\}.$$

Da man nun weiss, dass der Frostkegel von jedem Gefrierrohr einen untern Durchm. von 1,5 m erreicht, bei einem Durchm. der Rohre von 175 mm, so muss man, um die richtige Wandstärke zu erhalten, die Rohre in einer Entfernung:

$$\text{IV. } a = \sqrt{2,25 - \delta^2}$$

von einander eintreiben, Fig. 629.

Fig. 629.



Ist die wasserdichte Einschliessung der Baugrube durch die Frostmauer vollendet, so erfolgt das Abteufen des Schachtes. Dies kann, wie bereits angedeutet, entweder in der gewöhnlichen bergmännischen Weise geschehen, wie sie in Fig. 627 dargestellt ist, nur mit dem Unterschied, dass wasserdichte Schachtwände hier nicht nöthig sind, dass man also nur einfache Bretter statt der im Bergbau in wasserreichem Gebirge üblichen doppelten mit Fugendeckung anzuwenden braucht, oder auch, indem man Brunnen senkt, Fig. 628.

Da bei dieser Anordnung der Brunnen sehr leicht trocken gehalten werden kann, so wird man auch etwaige Hindernisse, wie Stämme oder Steine, unter dem Brunnenkranz leicht entfernen können und es eignet sich daher die Gefrier-Gründung in dieser Vereinigung mit der Brunnen-Gründung auch für sehr unreinen Baugrund, während für reinen Baugrund die Frostmauer fortfallen kann und die einfache Brunnengründung genügt.

Bei Gefrier-Gründungen, welche auf dem Trocknen ausgeführt werden sollen, wird man, wie dies auch bei dem Schacht der Grube Centrum bei Königswusterhausen, Fig. 624, dargestellt ist, bis zum Grundwasser-Spiegel erst den Boden entfernen, bevor man die Gefrierrohre eintreibt. Man wird indessen dabei vorsichtig zu Werke gehen müssen, und zu bedenken haben, dass der Grundwasserstand wechselt. Deshalb darf man den Boden nicht bis zu dem gerade herrschenden niedrigem Grundwasserstande ausheben, sondern muss mit der Aushebung noch etwas über dem bekannten höchsten, bezw. dem zu erwartenden höchsten Grundwasserstande bleiben, um eine die Baugrube bis zu dieser Höhe schützende Frostmauer zu erhalten, die auch bei steigendem Grundwasser ein Ueberlaufen desselben über den obern Rand der Frostmauer in die offene Baugrube verhindert. Wenn während der Bildung der Frostmauer das Grundwasser erheblich tiefer steht als die Sohle der ausgehobenen Baugrube, so muss man, um eine auch im obern Theile dichte Frostmauer zu bekommen, das dem Boden mangelnde Wasser künstlich zuführen, indem man dasselbe zeitweilig um die Rohre herum aufschüttet. Wie nothwendig eine reichliche Höhe der Frostmauer sei, hat ein Vorfall in Königswusterhausen gezeigt, bei welchem das Grundwasser nach einem mehrtägigen Stillstand der Eismaschine über die Frostmauer in den offenen Schacht eindrang und unliebsame Unterbrechungen verursachte.

Die Ausschachtung für Gefrier-Gründungen auf dem Lande kann entweder als eine entsprechend grosse Baugrube mit geböschten Wänden angelegt werden;



ist. In diesem Fall müsste man nicht nur die Baugrube durch eine Eiswand umschliessen, sondern auch, um die Sohle durch Frost dichten zu können, den ganzen Boden über der Sohle in einen geschlossenen Eisblock verwandeln, in welchen man dann den Schacht zur Versenkung des Fundaments abteufte. Diese Ausführungsweise ist dem Berg-Ingenieur Poetsch ursprünglich patentirt, und sind auch alle bisherigen Ausführungen dem entsprechend bewirkt worden.

Die Anordnung wird aber bei grossen und tiefen Fundam. ungemein langwierig und theuer werden, weil nicht nur eine viel grössere Masse in Eis verwandelt werden muss, — wozu stärkere Maschinen nöthig sind, — sondern weil auch die Abteufungs-Arbeiten durch den gefrorenen, mit Röhren durchsetzten, Boden weit langsamer von Statten gehen.

Die Lösung des Bodens wird man allerdings durch geschickte Anwendung von hohen Temp. wesentlich beschleunigen können. In dieser Richtung hat man auch bereits, durch den Hinweis des Verf. in der Mittheilung: Das Gefrier-Verfahren von F. H. Poetsch usw., Zentralbl. der Bauwiltg. 1883, S. 461 angeregt, in Königswusterhausen Versuche angestellt, die aber noch nicht zur vollen Zufriedenheit ausgefallen sind, weil man als Träger der Wärme Wasser und Dampf anstatt erhitzter Luft, wie Verf. wollte, anwendete.

Immerhin wird dieser Art der Anwendung der Gefrier-Gründung so lange wie möglich die Luftdruck-Gründung vorzuziehen sein.

Da bei dem jetzt angeführten Verfahren der Boden unter dem Fundam. ebenfalls gefroren ist und die gefrorenen Erdmassen auch die Schachtwände unmittelbar berühren, so wird man das Mauerwerk des Fundam. nicht in gewöhnlicher Weise ausführen können. Man wird vielmehr in der Nähe der gefrorenen Bodenmassen entweder nur Trocken-Mauerwerk oder Mauerwerk mit Erdharzmörtel, dem der Frost nicht schadet, anwenden müssen, oder endlich solches aus grossen, vorher angefertigten, bereits erhärteten Mauerblöcken. Temperaturen von nur wenigen Graden unter dem Gefrierpunkt verträgt allerdings auch der Zementmörtel, wenn man denselben mit warmem Wasser bereitet oder auch dem kalten Mörtelwasser Salz beimischt. Ein anderer Ausweg wäre der, dass man den hölzernen Schacht oder den gemauerten Brunnen, nachdem er bis zur vollen Tiefe fertig gestellt ist und die Gefrierrohre in der Sohle entfernt wurden, mit einem Boden versieht, der verhindert, dass der aufthauende Sand in ihm emporquellen kann. Ist dann, nach Einstellung der Kühlung, die Temperatur der Schachtsohle auf 0 gestiegen, so dass sich Wasser zu zeigen beginnt, so kann man den Schacht in gewöhnlicher Weise mit Beton und Mauerwerk füllen. Immerhin wird diese letzte Art der Gründung eine sehr zeitraubende sein.

Für den zuletzt besprochenen Fall, dass eine wasserundurchlässige Schicht mit den Gefrierrohren nicht zu erreichen ist, dass vielmehr die ganze Sohle hart gemacht werden muss, schlägt Prof. G. Lang-Riga vor, allmählig mit dem Gefrieren des Körpers in nachstehend angegebener Weise<sup>1)</sup> vorzudringen, der er noch den Vortheil zuschreibt, dass der Frostkörper nirgends unnöthige Ausdehnung erhält oder allzu lange vorhalten muss, und die sich unmittelbar auch auf das Bauen unterseischer Tunnels in weichem Gebirge anwenden lässt.

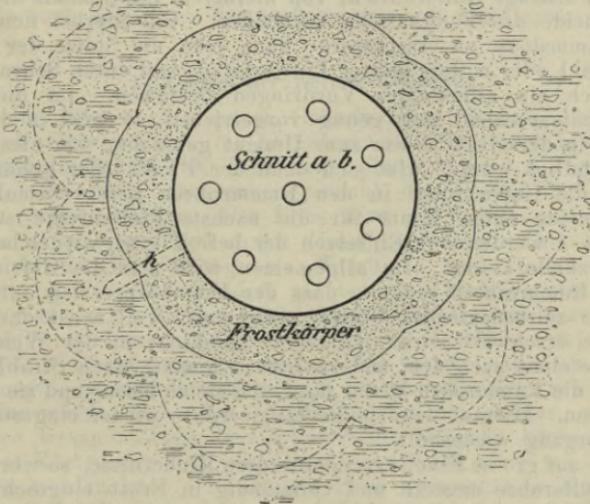
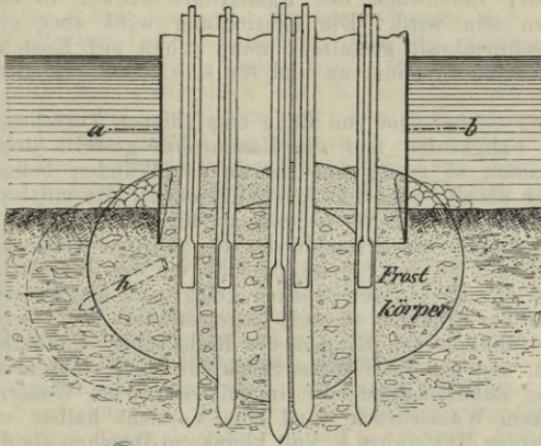
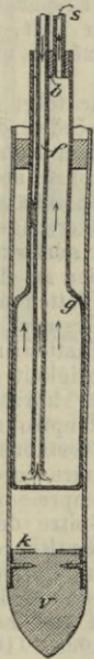
Die Lang'sche Beschreibung bezieht sich auf die Gründung eines Strompfeilers von mehr als 30 m Tiefe, Fig. 631—633. Es wird zunächst ein eiserner Fangkasten über die betr. Stromstelle gebracht, dessen innerer Lichtraum um je 0,6 m weiter ist, als die künftige Fundament-Sohle. Der Kasten ist gut abzusteißen und erhält unten eine Schneide, damit er sich so tief in den Boden einsenke, dass unter der Schneide die Strömung keine nennenswerthe Geschw. mehr zeigt. Durch Ausbaggern kann nachgeholfen werden. Sodann werden innerhalb des Fangkastens gusseiserne Rohre von 200 mm Weite und einer Länge = der Wassertiefe, etwa 6 m — die jetzt Rammrohre genannt werden sollen — eingerammt; sie haben 1 m Abstand unter sich und 0,4 m Abstand von den Wänden des Kastens. — Ausserdem wird bei grössern Abmessungen des Kastens nach der Mitte hin eine entsprechende Anzahl Rohre eingerammt, bis sie fest im Boden stehen, aber noch über den Wasserspiegel hervor ragen. Das Einbringen der Pfähle geschieht durch Spülung oder in der

<sup>1)</sup> Riga'sche Industrie-Zeit, 1884. No. 16.

gewöhnlichen Weise mit Rammbar im Innern, zu welchem Zwecke die Rohre unten mit einem Kupferringe *k* über der Stahlspitze *v* versehen sind, Fig. 633.

In diese Rammrohre werden sodann die eigentlichen Gefrierrohre *g* verschiebbar eingesetzt, denen Lang die in Fig. 633 dargestellte Form geben will. Dabei steckt das Zuleitungs- oder Fallrohr *f* in einem etwas weitern Rohr *g*, welches letzteres sich nach unten sackförmig erweitert und mit seinem äussern

Fig. 631—633.



Umfange möglichst dicht an die innere Wandung des Rammrohrs anschliesst. Die Länge der sackförmigen Erweiterung ist um so grösser zu nehmen, je grösser der zu erwartende Wasserdruck ist. Das Zuleitungsrohr *f* reicht bis zum untern Ende des Sackes; es ist etwas excentrisch angebracht, um in der das Sackrohr abschliessenden Stopfbüchse *b* noch Raum zum Befestigen des Ableitungs- oder Steigerohrs *s* zu lassen.

Durch diese Anordnung will Lang zwei Vortheile erreichen: 1. soll man die Entstehung des

Gefrierkörpers auf beliebige Stellen beschränken können und 2. soll der Aufwand an Chlorcalcium-Lauge, wie auch deren Erwärmung, bedeutend geringer werden, als wenn das Rammrohr auf die ganze Länge gefüllt werden müsste; der Frostkörper soll sich also rascher bilden; Versuche hierüber hat Lang im Januar 1884 mit Glasmodellen angestellt. Um zu vermeiden, dass die Kälte längs des eisernen Rammrohres abgeleitet werde, empfiehlt Lang, dieses Rohr aus einzelnen Ringen herzustellen, die durch schlechte Wärmeleiter verbunden sind; jedenfalls empfiehlt er die Einschaltung einer Gummiplatte zwischen Rohrende und Rammspitze. Verf. möchte hierzu bemerken, dass allerdings in dieser Weise die Kälte-Ableitung durch die Rohrwände eingeschränkt werden kann, dass aber trotzdem ein Gefrieren des Bodens längs des ganzen

Rammrohrs, wenschon in geringerm Grade als unmittelbar um die sackförmige Erweiterung  $g$  des Gefrierrohrs stattfinden wird, weil das Fallrohr  $f$  Kälte an die sie umgebende Luft in dem Rammrohr und diese wieder durch die Wand des Rammrohrs an den Boden aussen abgibt. Immerhin wird bei dieser Einrichtung eine Einschränkung des Kälteverbrauchs erreicht; es kann aber andererseits nicht geläugnet werden, dass der Wirkungsgrad dadurch etwas beeinträchtigt wird, dass die Chlorcalcium-Lösung die Wand des Rammrohrs nicht unmittelbar bespült, sondern sich in einem zweiten Gefässe ( $g$ ) befindet, dessen Aussenwand mit der Innenwand des Rammrohrs schwer in eine innige Berührung zu bringen sein wird. Die Einrichtung wird aber eine Ersparniss namentlich an Maschinenkraft gestatten, wenn schon auf Kosten der Zeit, an welcher das neue Verfahren leider an und für sich schon verhältnissmässig viel erfordert.

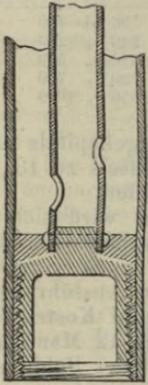
Der Arbeitsgang ist bei dem von Lang empfohlenen Verfahren wie folgt zu denken: Nachdem Fangkasten und die Rammrohre gestellt sind, werden die Gefrierrohre eingesetzt, so zwar, dass die an den Wänden befindlichen Rohre um ein wenig tiefer als die Schneide des Fangkastens, die mittlern Rohre aber entsprechend tiefer als die äussern stehen, zu dem Zwecke, um einen schalenförmigen Frostkörper, der die Schneide des Fangkastens umfasst, zu erzeugen. Hat der Frostkörper die nöthige Stärke erreicht, um den Wasserdruck aushalten zu können, so wird der Fangkasten trocken gelegt und der Frostkörper an einzelnen Stellen unter der Schneide so weit losgelöst, dass man eiserne Platten mit Versteifungsrippen (ähnlich den Ringen des Rziha'schen Tunnelbau-Systems in Eisen) anschrauben, und auf diese Weise Stück für Stück einen neuen Plattenring ansetzen kann unter Zuhilfenahme von Gummistreifen, um Wasserdichtigkeit zu erzielen. Bei starkem Wasserdruck wird man Vorsicht halber vorher kürzere wagerechte oder schräge Hilfsrohre  $h$ , von kleinerem Durchm. als die Hauptrohre, unter der Schneide des Fangkastens vortreiben. Um hierbei den Frostkörper nicht durch Rammstösse zu erschüttern, kann man die Spitze der Rohre durch einen Dampfstrahl oder mittels heisser Luft erhitzen und durch Schraubenpressung oder hydraulisch ein allmähliges Vordringen bewirken. Ist die Spitze dem Wasserdrucke entsprechend weit genug vorgetrieben, so wird in diesen Rohren die Kältelauge in derselben Weise zum Umlauf gebracht, wie dies von Poetsch bisher bewerkstelligt wurde. Hat sich dann der Frostkörper gehörig verstärkt, so kann man die Gefrierrohre in den Rammrohren tiefer einsenken und nun unter der Schneide unten Raum für die nächste Plattenreihe schaffen. Die schrägen Rohre  $h$  werden vor Einsetzen der betr. Platten wieder heraus gezogen und durch Holzkeile ersetzt. Im allgemeinen wird man die Gefrierrohre nicht so tief in den Rammrohren senken, dass der Frostkörper sich unter der Spitze der Rammrohre zu bedeutender Stärke entwickelt, weil sonst das Nachtreiben der Rammrohre erschwert wird. Letzteres geschieht in der Weise, dass man die Gefrierrohre eines nach dem andern heraus nimmt, einen Strahl Dampf oder heisser Luft in die Rammrohre treten lässt, um sie zu lösen, und sie dann schnell tiefer zu rammen. Hierauf werden die Gefrierrohre wieder eingesetzt und wird der frühere Vorgang wiederholt.

Trifft man auf grosse Findlinge oder andere Hindernisse, so werden dieselben rings durch Hilfsrohre umstellt und vollständig in Frost eingeschlossen. Sehr grosse Steine wird man auch durchbohren müssen, um ein Rohr durchtreiben zu können. Die Ausmauerung erfolgt nach beendeter Abteufung in derselben Weise wie vorhin angegeben.

In Bezug auf das Eintreiben der schmiedeisernen Gefrierrohre ist zu bemerken, dass der Erfinder Poetsch dieselben nicht wie eben beschrieben einrammte, sondern wie gewöhnliche Futterrohre für Bohrlöcher versenkte, indem er den Boden mit Ventilbohrern aus ihnen entfernte und wenn Steine angetroffen wurden, diese durch Meisselbohrer beseitigte. In Königswusterhausen wurden stets 3 Rohre gleichzeitig von je 7 Mann eingesenkt. Es wurde Tag und Nacht gearbeitet, und die 16 Rohre mit zusammen 480<sup>m</sup> Länge haben im ganzen 45.2.3.7 = 1890 Tagewerke erfordert; die Zeit der Absenkung kann aber durch Anwendung von Druckwasser sehr gekürzt werden.

Sind die Rohre versenkt, so wird ihre untere Öffnung wasserdicht abgeschlossen. Zu diesem Zwecke hat Poetsch ein ringförmiges Futter *m*, Fig. 626, S. 310, mit nach oben sich kegelförmig erweiternder Öffnung angebracht. In dieses wird von oben aus ein Pfropfen *c* aus Holz oder Blei eingetrieben, der zur weitem Abdichtung mit Zement, Gips und Lehm in dünnen Schichten überdeckt wird. Ueber das Ganze legt Poetsch dann noch gut passende Eisenplatten *d*, auf welche sich die Einströmnngsrohre aufsetzen.

Fig. 634.



Auch diese Anordnung ist noch sehr verbesserungsfähig. Da der beschriebene Verschluss nicht wieder zu lösen ist, so kann man die Wiedergewinnung der Rohre nur durch Herausziehen bewirken, was bei grössern Tiefen schliesslich unmöglich sein wird. Zweckmässiger wird es sein, in das Futterstück aus Kupfer ein Gewinde zu schneiden, Fig. 634, und den mit dem Gefrierrohr fest verbundenen Propfen mittels des letztern in das Futterstück einzuschrauben. Den weitem dichten Verschluss kann man dann ebenso durch Aufgiessen von Zement und durch Theeren erreichen. In dieser Weise hergestellt, kann man den Verschluss nach beendeter Arbeit wieder lösen und das nun unten offene Gefrierrohr unter Zuhülfenahme von Druckwasser weit leichter heben. Das Rohr *a* wird man gehörig stark machen müssen, damit es das Drehen verträgt. Auch müssen die Stossverbindungen an demselben so eingerichtet sein, dass sie eine Drehung nach beiden Richtungen gestatten.

Die Gefrierrohre wird man auch einschrauben können, jedoch wird sich diese Art der Versenkung bei steinigem Grunde nicht empfehlen.

Es ist besondere Aufmerksamkeit darauf zu richten, dass sowohl der untere Verschluss als auch die Stösse der Gefrierrohre gut dicht sind.

### c. Kosten der Gefrier-Gründung.

Betreffs der Kosten der neuen Gründungsart fliessen die Quellen, wie erklärlich, noch sehr spärlich. Das Absenken von 480 m Kühlungsrohr erforderte, wie vorhin mitgetheilt ist, 1890 Tagewerke, also 1 m rund 4 Tagew. Man wird also für 1 m Gefrierrohr einzusenken einschl. der Kosten für das Rohr etwa 15 bis 18 M. rechnen können. Der Preis wird mit der grössern Tiefe wachsen, aber bei Anwendung von Druckwasser den angegebenen nicht übersteigen.

Die Kosten für Beschaffung der Maschinen und Geräte sind bei der Gefrier-Gründung noch bedeutender, als bei der Luftdruck-Gründung, so dass diese Gründungsart sich wohl nur ausschliesslich für Unternehmer-Betrieb eignet. Die bei Königswusterhausen verwendete Gefrier-Maschine, welche 16 Gefrierrohre von 480 m Gesamtlänge, wovon 408 m im schwimmenden Gebirge standen, versorgte, ist eine Maschine No. 5 des Kropff'schen Preis-Verzeichnisses. Diese Maschine würde, stehendes Grundwasser voraus gesetzt, wohl noch eine etwas grössere Gesamtlänge der Gefrierrohre bedienen können; doch würde dies immer auf Kosten der Zeit geschehen, so dass zu einer starken Ausnutzung nicht gerathen werden kann. Nach dem Preis-Verzeichnisse der Fabrik kostet diese Maschine einschliessl. der Laugenpumpe, der Aufstellung und der Chemikalien, aber ohne gemauerte Fundam., etwa 46200 M. Die Betriebskosten derselben betragen nach dieser Quelle für den Tag (24 Stunden) 80 M. In dieser Summe sind alle Unkosten für Bedienung, Heizung, Schmiermaterial, Ausbesserungen, Verlust an Ammoniak u. s. w. enthalten und übernimmt der Fabrikant für seine Angaben volle Bürgschaft. Die Betriebskosten sind also grösser als diejenigen einer für den gleichen Zweck zu verwendenden Einrichtung für Luftdruck-Gründung. Die Maschine ist im Stande, täglich 240 t Eis zu erzeugen, und da sie eine Gesamt-Rohrlänge von 480 m bediente, so würde 1 z täglicher Eisbildung 2 m Länge des Kühlungsrohrs entsprechen.

Nach diesem Gesichtspunkte lässt sich aus dem Kropff'schen Preis-Verzeichnisse die nachstehende Tabelle bilden, aus welcher man nach der gegebenen

Gesamtlänge der Kühlungsrohre die ungefähre Grösse der Eismaschine bestimmen kann.

Es ist dabei immer stehendes Grundwasser voraus gesetzt:

Der Eismaschine				Die Maschine genügt f. eine Gesamtlänge der Gefrierrohre von m
No. im Preisverzeichnis.	Anschaffungs- kost, einschl. Fracht und Aufstellung; M.	Tägl. Betriebs- kost, einschl. Zinsen und Abschreibung; M.	Tägliche Eiserzeugung; Z.	
No. 3	20000	33	48	96 bis 100
" 4	29900	44	120	240 " 250
" 5	46000	75	240	480 " 500
" 6	58000	93	360	720 " 750
" 7	66000	103	480	950 " 1000

In den tägl. Betriebskosten sind 10% für Tilgung des Anlagekapitals und 5% für Zinsen gerechnet, desgl. 1 t Kohlen zum Heizen des Kessels zu 13 M. Die Kosten für Baulichkeiten und Fundam. sind nicht einbegriffen.

Die Arbeit des Schacht-Abteufens, bez. des Brunnensenkens wird sich je nach der Bodenart verschieden hoch stellen; sie wird aber verhältnissmässig billig zu stehen kommen, so lange der fort zu räumende Boden nicht gefroren ist. Wenn dagegen, wie dies bei den bisherigen Poetsch'schen Ausführungen stets der Fall war, die ganze Masse gefroren ist, so werden sowohl Kosten, als Zeit stark anwachsen. In Königswusterhausen sind fortwährend 12 Mann mit dem Schacht-Abteufen beschäftigt, und zwar 9 Mann unten auf der Sohle mit Ausschachten und Auszimmern und 3 Mann oben an der Förderwinde u. s. w. Diese Arbeitskräfte werden günstigsten Falles den 8<sup>qm</sup> Grundfläche haltenden Schacht in 4 bis 4,5 Monaten 28 m tief durch den gefrorenen Boden teufen

können, so dass auf 1 cbm gefrorenen Bodens  $\frac{2 \cdot 12 \cdot 4 \cdot 30}{28 \cdot 8} =$  rund 13 Tage-

werke oder mindestens 40 M. Unkosten an unmittelbarem Arbeitslohn entfallen. Es ist also diese Art der Ausführung möglichst zu vermeiden und das Lösen des Bodens in zweckmässiger Weise vorzunehmen.

Wie aus allem hervor geht, ist der wunde Punkt der neuen Gründungsart die lange Zeitdauer, welche sie erfordert. Da nun an der Dauer des eigentlichen Gefrierenlassens ohne erhebliche Mehrkosten für die Maschinen-Anlage nicht viel zu gewinnen sein wird, so hat man sein Bestreben hauptsächlich darauf zu richten, das Eintreiben der Gefrierrohre und das Ausschachten des Bodens in der früher angedeuteten Weise möglichst zu beschleunigen. —

In Betreff der Schnelligkeit der Ausführung wird die Luftdruck-Gründung niemals von der Gefrier-Gründung erreicht werden können, weil bei ersterer das Aufmauern des Fundam. und die Ausschachtung des Bodens gleichzeitig ausgeführt werden können, während bei letzterer eine ganze Reihe von Arbeiten nach einander vorgenommen werden muss. Es kann daher sehr wohl eine Vereinigung beider Gründungsarten (wie solche im nächsten Theile beschrieben werden soll) von Vortheil werden.

Eine andere Ueberlegenheit der Luftdruck-Gründung besteht darin, dass es bei dieser gleichgültig ist, ob das Grundwasser fliesst oder still steht. Bei der Gefrier-Gründung dagegen wird man sich stets über diesen Punkt vorher genügende Klarheit verschaffen müssen, um dem entsprechend die Entfernung der Gefrierrohre von einander, so wie die Stärke der Eismaschine einrichten zu können.

Immerhin ist das neue Verfahren als ein solches zu begrüßen, welches gestattet, ohne unverhältnissmässige Steigerung des Einheitspreises mit den Fundam. von Bauwerken bis- zu-Tiefen hinunter zu gehen, die bisher für unerreichbar galten. In dieser Beziehung füllt es eine empfindliche Lücke aus. Andererseits wird die grosse Zeitdauer dasselbe auf Ausführungen beschränken, welche mit der Luftdruck-Gründung wegen zu grosser Tiefe nicht mehr zu erreichen sind, also etwa auf Tiefen von mehr als 25 bis 30 m unter Wasserspiegel.

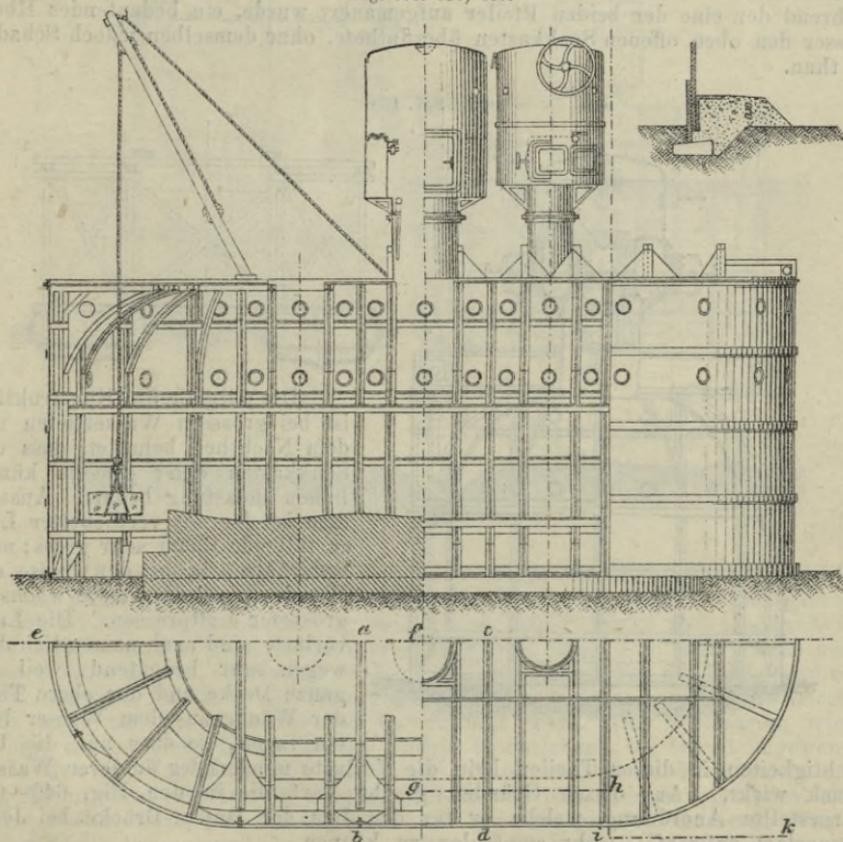
**VIII. Luftdruck- und Brunnen-Gründung mit andern Gründungs-Arten vereinigt.**

Litteratur:

1. Luftdruck-Gründung mit Gründung in freier Luft vereinigt:  
*Ann. d. ponts et chauss. 1881, No. 17; Liébeaux: Fondations a l'air libre et a l'air comprimé. — Zentralbl. d. Bauverwltg. 1884; L. Brennecke: Luftdruck-Gründung mit Gründung in freier Luft vereinigt. — Wochenschr. d. österr. Ingen.- u. Archit.-Ver.: Schmolz v. Eisenwerth: Fundirung mittels komprimirter Luft unter Wieder-Verwendung der Caissons. — Le génie civil 1884; t. IV, No. 9, 10, 11, 13, 14, 16, 17.*
2. Luftdruck- und Brunnen-Gründung vereinigt:  
*Ann. d. ponts et chauss. 1884, No. 6. — Zentralbl. d. Bauverwltg. 1884, No. 23; Hafenbau bei Rochefort. — Dasselbst, No. 25; L. Brennecke: Luftdruck-Gründung mit Brunnen-Gründung vereinigt.*
3. Luftdruck-Gründung mit Gefrier-Gründung vereinigt:  
*Zentralbl. d. Bauverwltg. 1883, No. 50; L. Brennecke: Das Gefrier-Verfahren von F. H. Poetsch und seine Anwendbarkeit im Bau-Ingenieurwesen.*

Die Luftdruck-Gründung lässt sich sehr zweckmässig mit mehreren andern Gründungsarten vereinigen. Und zwar kann dieselbe entweder als Einleitung, oder als Fortsetzung einer andern Gründungsart benutzt werden, oder endlich nur vorüber gehend, um besondere Hindernisse zu beseitigen.

Fig. 635. 636. 639.

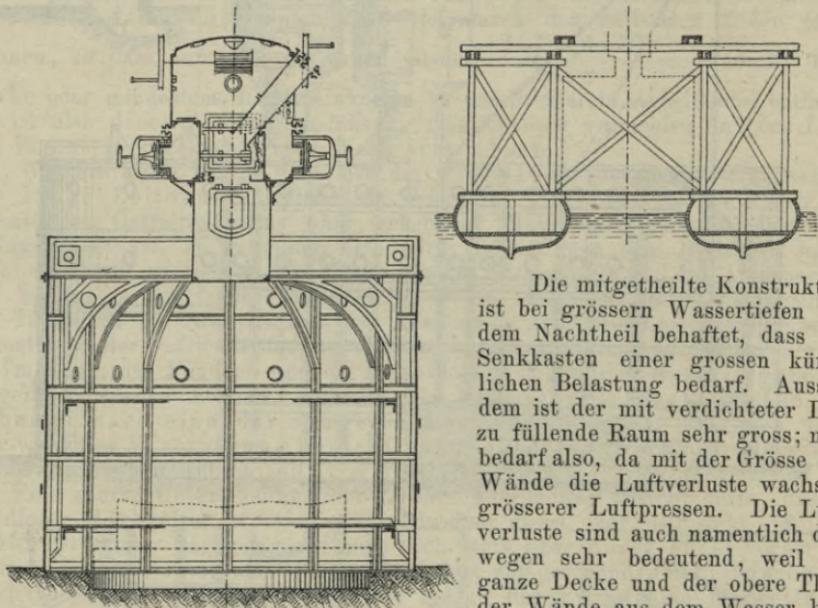


Eine Benutzung der verdichteten Luft, die eigentlich auch hierher gezählt werden kann, ist bereits S. 61 ff. in dem sogen. pneumatischen Betontrichter von Zschocke besprochen worden. Hier folgen noch einige andere Beschreibungen,

### a. Benutzung verdichteter Luft zur Einleitung einer Gründung in offenem eisernen Fangedamm.

Eine derartige Anordnung ist in den *Ann. d. ponts et. chauss. 1881*, S. 323, von Liébeaux unter dem Titel „*Caisson-batardeau divisible et mobile*“ mitgetheilt. Es handelt sich dort um die Gründung zweier Pfeiler einer Brücke bei Garrit. Der Baugrund bestand aus Felsen, der von einer schwachen Sandschicht überlagert war. Es wurde zur Herstellung der Fundam. ein hoher eiserner Senkkasten mit innern Versteifungen der Wände und abnehmbarer Decke gebaut, Fig. 635—637, den man in einem schwimmenden Gerüste, Fig. 638, hängend an die Stelle fuhr, wo der Pfeiler gebaut werden sollte und dort auf den Grund hinab liess. Mit Hülfe von verdichteter Luft wurde nun zunächst die schwache Sandschicht über dem Felsen durchteuft und darauf der Felsen gereinigt und geebnet. Hiernächst wurden alle Fugen an der Senkkastenschneide, wie Fig. 639 zeigt, mit Holzkeilen und Beton dicht gemacht, und endlich noch die untersten Schichten des Fundam. in den Felsen eingelassen und fertig gemauert. Darauf liess man die verdichtete Luft entweichen, entfernte die Decke und mauerte den Rest des Fundam. in freier Luft auf. Während der Arbeit in verdichteter Luft wurde der Senkkasten durch zahlreiche in der Wand desselben angebrachte Lichteinlässe von aussen erleuchtet. Es verdient erwähnt zu werden, dass während der eine der beiden Pfeiler aufgemauert wurde, ein bedeutendes Hochwasser den oben offenen Senkkasten überfluthete, ohne demselben jedoch Schaden zu thun.

Fig. 637, 638.



Die mitgetheilte Konstruktion ist bei grössern Wassertiefen mit dem Nachtheil behaftet, dass der Senkkasten einer grossen künstlichen Belastung bedarf. Ausserdem ist der mit verdichteter Luft zu füllende Raum sehr gross; man bedarf also, da mit der Grösse der Wände die Luftverluste wachsen, grösserer Luftpressen. Die Luftverluste sind auch namentlich deswegen sehr bedeutend, weil die ganze Decke und der obere Theil der Wände aus dem Wasser hervor ragen, so dass auf die Un-

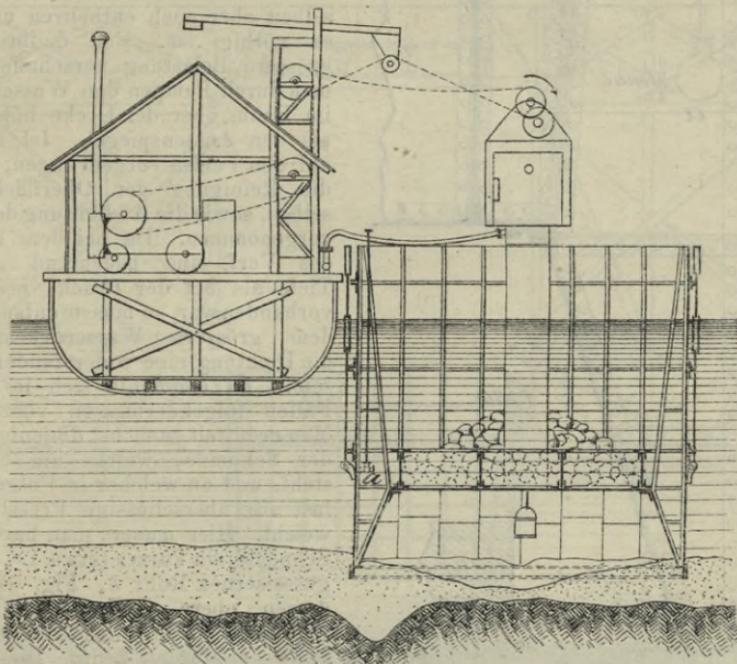
dichtigkeiten in diesen Theilen kein die Verluste mindernder äusserer Wasserdruck wirkt. Aus diesen Gründen glaubt Verf. die in den Fig. 640—643 dargestellte Anordnung, welche er für den Bau der Dnjepr-Brücke bei Jekaterinoslaw entwarf<sup>1)</sup>, mehr empfehlen zu können.

Auch hier lag nach einem dem Verf. zugewiesenen Querprofil (welches übrigens nicht richtig war, da die Pfeiler in der That 17<sup>m</sup> tief in gewöhnlicher

<sup>1)</sup> Zentralbl. d. Bauverwltg. 1884.

Weise mit Hülfe verdichteter Luft versenkt worden sind) eine schwache Sandschicht über dem Felsgrunde. Indessen war dies nur bei 6 Pfeilern der Fall, während bei fernern 8 der Fels erst tief unter der Flusssohle oder auch gar nicht erreicht wurde. Verf. wollte nun 2 Senkkasten von der Gestalt, welche die Figuren zeigen, anfertigen lassen, mit jedem derselben zunächst 3 von denjenigen Pfeilern fertig stellen, bei denen der Fels früh erreicht wurde, während gleichzeitig die tiefer zu gründenden Pfeiler in gewöhnlicher Weise in Angriff genommen werden sollten. Nachdem die 6 flach zu gründenden Pfeiler vollendet waren, sollten die lösbaren Decken der dabei verwendeten beiden Senkkasten fest vernietet und mit denselben nun noch die beiden letzten der 8 tiefer zu gründenden Pfeiler in gewöhnlicher Weise hergestellt werden. Diese beiden Senkkasten würden dann also bei zusammen 8 Pfeilern Dienste gethan haben.

Fig. 640.



Die Konstruktion des vom Verf. entworfenen Senkkastens mit abnehmbarer Decke ist kurz folgende: Der Raum, in welchem mit verdichteter Luft gearbeitet wird, ist hier nur 2<sup>m</sup> hoch. Er besitzt eine wäger. Decke und schräge Wände, die an die innern Seiten der Konsolen angenietet sind. Für beide Theile können sehr dünne Bleche verwendet werden, weil der Raum über der Decke und neben den schrägen Wänden mit Wasser gefüllt wird, welches sowohl zur Belastung, als auch zur Verminderung der Luftverluste dient. Der Senkkasten wird in Folge dessen viel leichter, als der vorhin beschriebene, bei Garrit angewendete. Das Gewicht desselben fällt nur wenig grösser aus, als es die Formeln S. 209 u. 210 ergeben. Ausser der schrägen Innenwand ist aussen an den Konsolen noch eine zweite Blechwand bis Oberkante der Deckenträger fest vernietet. Von hier ab wird die Aussenwand abnehmbar, ebenso wie die Versteifungen derselben, welche die Fortsetzungen der Konsolen bilden.

Die abnehmbare Wand kann man zu beliebig grossen Theilen zusammen nieten, die dann nach Bedarf aufgeschraubt, bezw. zusammen geschraubt werden. Auch die lösbare Decke kann man entweder zerlegbar ausführen, oder auch als Ganzes vernieten.

Ebenso wie der Senkkasten der Brücke bei Garrit sollte auch dieser an Spindeln und Ketten in einem schwimmenden Gerüst hängend zur Versenkungsstelle befördert werden. Dort in das Wasser hinab gelassen, würde derselbe bei grösserer Tiefe schwimmen und durch Einlassen von Wasser durch das Ventil *a*, Fig. 641, in den Raum über der Decke auf die Flusssohle gesenkt werden. Wo es die Ufer-Verhältnisse begünstigen, kann man den Senkkasten auch am Lande auf einer Helling zusammen setzen, dann zu Wasser bringen und schwimmend zur Verwendungsstelle befördern.

Fig. 641.

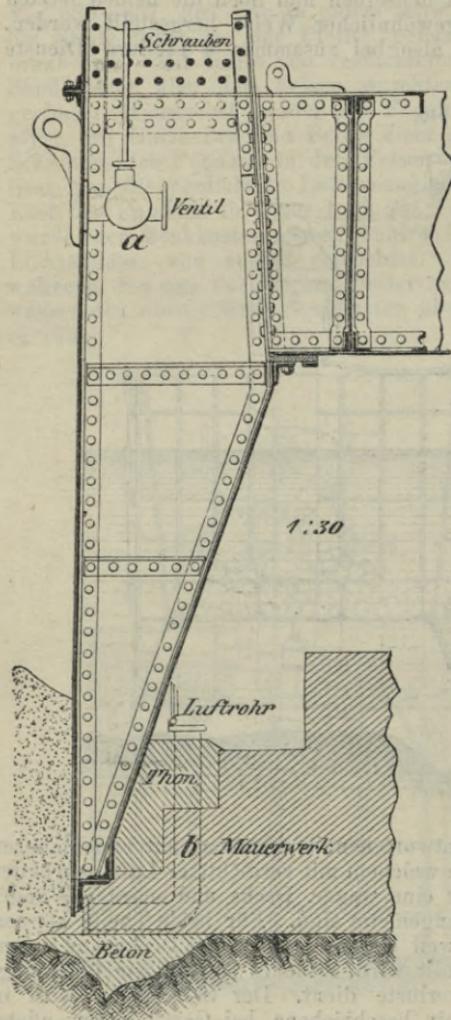


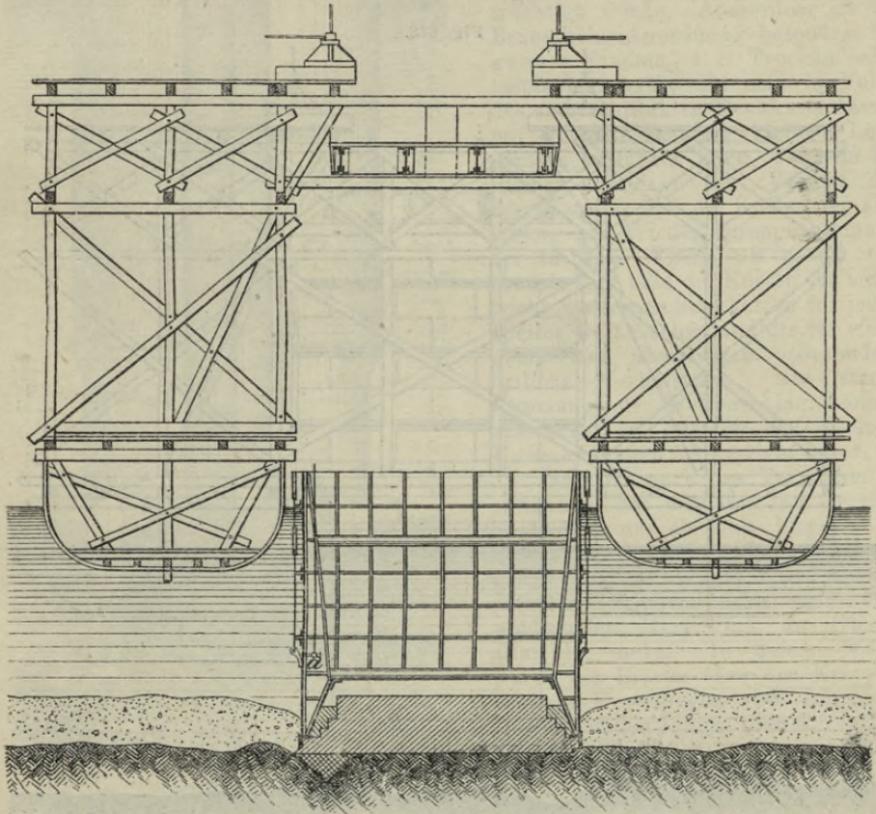
Fig. 640 zeigt den Senkkasten während des Betriebs mit verdichteter Luft. Es ist in der Figur ausser dem Wasserballast noch eine Belastung durch Steine angedeutet, welche zweckmässig ist, um genügendes Gewicht zu erhalten. Man kann dieselben aber auch entbehren und falls es nöthig ist, sich dadurch eine grössere Belastung verschaffen, dass man durch Pumpen den Wasserspiegel im Raum über der Decke höher hebt als den Aussenspiegel. Ist man bis auf den Felsen vorgedrungen, so wird die Reinigung der Oberfläche desselben, sowie die Abdichtung der Sohle vorgenommen. Da bei dem Entwurf des Verf. eine bedeutend grössere Tiefe als bei der Brücke bei Garrit vorhanden war, so musste entsprechend dem grössern Wasserdruck, auch die Dichtung eine widerstandsfähigere sein. Es empfiehlt sich in solchen Fällen folgendermassen vorzugehen: Man ermittelt zunächst diejenige Stelle der Schneide, welche am höchsten steht, und an welcher in Folge dessen fast alle überschüssige Pressluft entweicht. Hier mauert man hart an der Schneide ein kurzes (etwa 1 m langes) gusseisernes Rohr *b*, Fig. 641, ein, dessen obere Oeffnung in irgend welcher Weise wasserdicht abgeschlossen werden kann. Dieser Verschluss bleibt zunächst geöffnet, und man beginnt nun alle Zwischenräume zwischen dem Fels und der Schneide mit gutem Beton oder Mauerwerk zu schliessen. Während dieser Arbeit wird die Pressluft durch das eingemauerte Rohr entweichen können. Hätte man ein solches nicht angebracht, so müsste sie sich durch das frische Mauerwerk Auswege

suchen, welche nach Beendigung der Luftdruck-Arbeiten auch von dem Wasser benutzt werden würden, um in die Baugrube zu dringen.

Das Dichtungs-Mauerwerk wird in der verdichteten Luft sehr schnell erhärten, so dass man die Zuführung von Pressluft schon einstellen kann, nachdem etwa 1 bis 1,5 m Höhe des Fundam. aufgemauert und der Zwischenraum zwischen dem Mauerwerk und der Wand des Senkkastens über dem Dichtungs-Mauerwerk voll Thon gestampft ist, Fig. 641, 642. Sobald die Luftpressen aufgehört haben

zu arbeiten, schliesst man die obere Oeffnung des eingemauerten Rohrs *b*, pumpt das Wasser über der Decke ab, entfernt Schleusen und Schachtröhre, löst die Decke, und lagert sie oben in dem 2. Stockwerk des Gerüsts auf untergeschobenen Hölzern, Fig. 642. Selbstverständlich muss man die Wände der eisernen Ummantelung rechtzeitig gegen einander versteifen. Ist endlich das Fundam. bis über Wasser fertig gestellt, so wird auch der Mantel in dem schwimmenden Gerüst gehoben, Fig. 643, und das Gerüst zur Versenkungsstelle eines fernern Pfeilers bugsirt. Hier wird zunächst die Decke wieder auf den Senkkasten geschraubt, und dann wie früher verfahren.

Fig. 642.

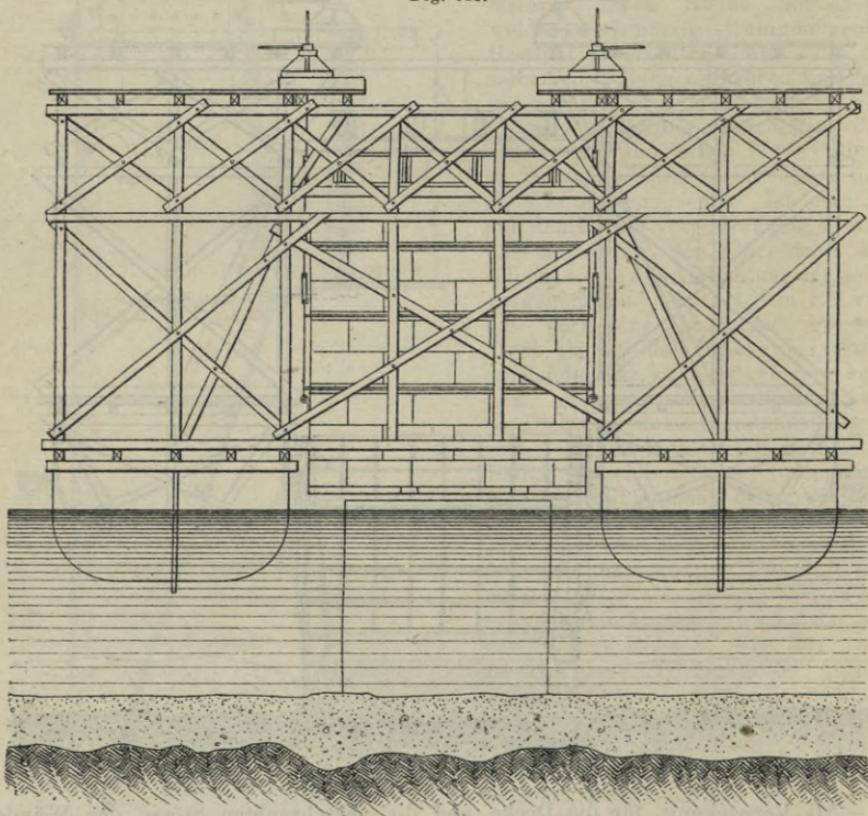


Als Verpackung für die Decke und die verschraubten Stösse der Wände genügt getheerter Filz oder eine mehrfache Lage gut getheerter Leinwand. Um nach vollendeter Gründung das Abheben des eisernen Mantels zu erleichtern, sind die Nietköpfe, so weit sie von dem Dichtungs-Mauerwerk umschlossen werden, also hauptsächlich diejenigen an der Schneide, zu versenken. Ausserdem kann man die Eisentheile unten mit Oel oder Talg streichen, damit der Mörtel nicht an ihnen haftet. —

Die älteste Anwendung, mittels gepresster Luft die Sohle zu dichten, und alsdann einen Pfeiler im Schutz eines eisernen Mantels in freier Luft aufzumauern, ist die von Brunel beim Bau der Mittelpfeiler der Saltash-Brücke benutzte. Fig. 644, 645 geben das dabei angewendete Verfahren an: Ein Blech-Zylinder wurde durch eine Scheidewand *A* in 2 über einander liegende Theile getrennt. Der unter der Decke *A* gelegene schied sich durch eine konzentrische Wand, wieder in 2 getrennte Abtheilungen *F* und *B*. Der äussere ringförmige Raum *F* bildete nun den eigentlichen Senkkasten, der mit verdichteter

Luft gefüllt wurde. An denselben schloss sich das Schachtrohr *D*, welches durch die Decke *A* hindurch nach oben führte und dort 2 kleine Schleusen trug. Das Schachtrohr *E* lag seitlich in einem weitem Rohr *F*, welches mit dem untern Raum *B* in offener Verbindung stand. Der Raum *C* über der Decke *A* war also allseitig vom Wasser abgeschlossen und es konnte in Folge dessen der Zylinder am Ufer zusammen gesetzt und schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht werden. Dort angekommen, senkte man ihn auf den Grund, indem man den Raum *C* voll Wasser liess. Darauf wurde durch Ausschachtung in verdichteter Luft in dem ringförmigen Raum *F* der Zylinder durch den Schlamm hindurch auf den Felsgrund gesenkt, letzterer geebnet und in dem Raum *F* einige Meter hoch Mauerwerk aufgeführt, um den dichten Abschluss zu bewirken.

Fig. 643.



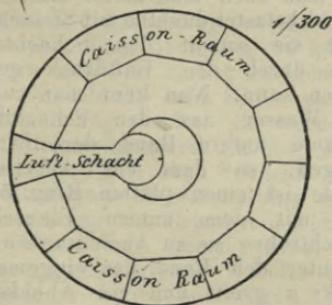
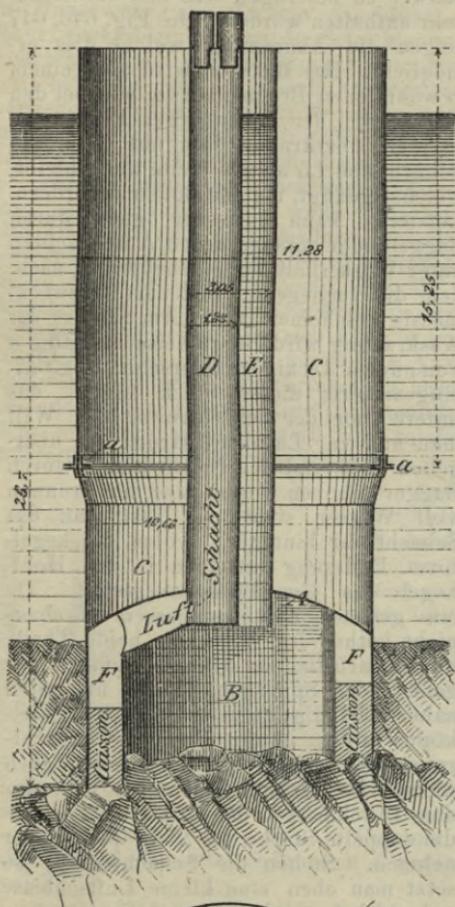
Dann wurden die Decke *A*, sowie beide Rohre *D* und *E* entfernt, der ganze Zylinder ward leer gepumpt, die Sohle vom Schlamm gereinigt und der Pfeiler aufgemauert. Das in verdichteter Luft hergestellte ringförmige Mauerwerk diente dabei als Theil des Fundam. Nach Fertigstellung des Pfeilers wurde der obere Theil des Blechmantels von den Punkten *a* an abgeschraubt und entfernt.

Das Eisengewicht dieses Senkkastens betrug nicht weniger als 294 t, wovon allerdings ein grosser Theil wieder gewonnen ward. Man würde indessen jetzt mit weit geringerm Gewicht dieselbe Form auszuführen im Stande sein. Auch würde es sich leicht einrichten lassen, dass die Innenwand des ringförmigen Senkkastenraums ebenfalls wieder zu gewinnen wäre, so dass nur der untere Theil der Aussenwand bis zu dem Punkt *a* bei einer Gründung verloren ginge. —

Betreffs Verwendbarkeit der vorbeschriebenen 3 Ausführungsarten ist Folgendes zu bemerken: Im allgemeinen wird man dieselben nur bei undurch-

lässigem Baugrund, auf dem nur geringer bis mässiger Abraum liegt, zur Anwendung bringen können. Im besondern empfiehlt sich die zuerst beschriebene (französische) Ausführung nur bei mässigen Tiefen (etwa bis 3 m) und geringem Abraum (bis 1,5 m), die vom Verf. entworfene, bei beliebigen Wassertiefen aber mässigem Abraum (ebenfalls etwa 1,5 bis 2 m) und die Brunel'sche bei beliebigen

Fig. 644, 645.



Wassertiefen und grösserer Mächtigkeit der abzuräumenden Bodenschicht. Bei letzterer kann offenbar der Senkkasten bis zu den Punkten *a*, in Fig. 644, in den Boden versenkt werden, ohne dass die Ausführbarkeit beeinträchtigt würde. Ausserdem ist die Brunel'sche Anordnung besonders für grosse Fundam., z. B. Trockendocks, empfehlenswerth, die man in Folge des eingeschränkten Senkkastenraums mit verhältnissmässig kleinen Luftpressen ausführen kann, während bei kleinen Fundam. der Verlust des Blechmantels und die Kosten der Zerlegung und Wieder-Zusammensetzung der löslichen Theile zu neuem Gebrauch sehr bald die Kosten für einen leichten eisernen Senkkasten für jeden Pfeiler wett machen und die für einen gemauerten übersteigen. Besondere örtliche Verhältnisse, wie starke Strömung oder Wellenschlag, können ausserdem zu gunsten der eisernen Ummantelungen ins Gewicht fallen. —

Hier ist noch das Verfahren zu erwähnen, bei welchem ein eiserner Senkkasten nur als Taucherglocke benutzt wird, unter welcher man das ganze Fundam. bis zum Wasserspiegel aufmauert, indem man mit dem wachsenden Mauerwerk die Glocke allmählig hebt. In dieser Weise wurde die Brücke über den Knippelbroo in Kopenhagen vom Ingenieur Lüders in den Jahren 1868 ff. gegründet. Das Verfahren, welches ausführlicher in Rziha's Eisenbahn-Unter- u. Oberbau, Bd. 2, S. 119, mitgetheilt ist, bringt nur bei ganz geringen Tiefen Vortheile. Es kostet nämlich 1 cbm Mauerw. in verdichteter Luft ausgeführt, je nach Art, 20 bis 30 M. mehr, als in freier Luft ausgeführt, weil das Einschleusen der Baustoffe, der Betrieb der Maschinen und die bedeutend un bequemere Arbeit beträchtliche Kosten verursachen. Daraus geht hervor, dass bereits bei mässig grossen Fundamentmassen die höhern

Arbeitskosten den Preis für einen verloren zu gebenden eisernen Senkkasten und noch weit früher diejenigen für einen gemauerten überschreiten müssen<sup>1)</sup>

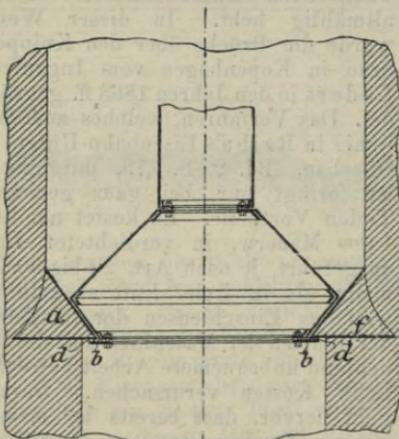
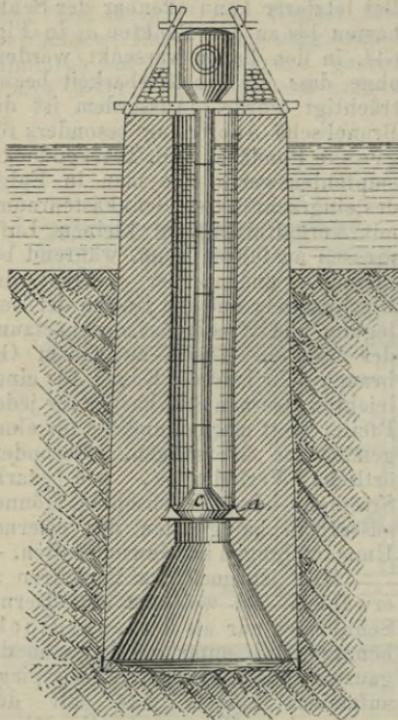
<sup>1)</sup> Vergl. auch Wochenschr. d. österr. Ingen.- u. Archit.-Ver., 1883, No. 16.

<sup>2)</sup> L. Breuncke. Ueber die Methode der pneumat. Fundirungen; St. Petersburg, Liteinyj-Prospekt, No. 25; Oskar Kranz.

### b. Vereinigung der Luftdruck-Gründung mit der offenen Brunnen-Gründung.

Der Entwurf einer derartigen Gründung ist vom Verf. in einer besondern Schrift empfohlen und später auch im Zentrabl. d. Bauverwiltg. 1884, No. 25, mitgetheilt worden. Es soll nach demselben Pressluft zu Hülfe genommen werden, wenn man mit dem Brunnen auf grosse Steine oder Hölzer trifft, welche anders

Fig. 646, 647.



schwer zu beseitigen sein und die Arbeit sehr aufhalten würden. Die Fig. 646, 647 zeigen die Anordnung, welche dies ermöglicht. Das Mauerw. wird über einem gewöhnlichen Brunnenkranz, wie bei den Senkkasten der Lauenburger Elbbrücke, so weit überkragt, dass nur noch ein Schacht von 1,5 bis 2 m Weite übrig bleibt, welcher genügt, um den Boden zu fördern. Letzteres kann entweder ganz durch Bagger oder anfangs durch Ausschachten unter Wasserhaltung geschehen, je nachdem die vorliegende Bodenart es zweckmässig erscheinen lässt. Am Schluss der Auskragung wird ein gusseiserner Ring *a* von offenem 3eckigem Querschn., Fig. 647, eingemauert; dieses Stück nimmt das untere Ende der Schachtröhre auf. Will man nun zur Luftdruck-Gründung übergehen (während der Boden bisher durch Bagger gehoben wurde, also der Brunnen voll Wasser steht) so lässt man das Schachtröhr hinunter, wobei die kegelförm. Endigung desselben in den Hohlkegel des Gussstücks *a* gleitet. Da ein genaues Zusammenpassen durchaus nicht nöthig ist, brauchen beide Theile nicht bearbeitet zu sein; sie müssen nur genügenden Spielraum haben, um unten nahezu bündig zu werden. Die Nietköpfe in dem untern Theil des Schachtröhrs kann man versenken, oder auch nicht. In letzterm Fall muss man nur den Durchmesser des Gussstücks *a* um die doppelte Stärke der Nietköpfe grösser nehmen. Stehen die Schachtröhre, so setzt man oben eine kleine Luftschleuse auf und belastet dieselbe mit Steinen usw., damit sie sammt den Schachtröhren nicht durch den Luftdruck gehoben werden kann. Nun kann man zunächst das Wasser aus den Schachtröhren bis zum untern Rand derselben verdrängen, so dass ein Arbeiter im Stande ist einen platten Ring *b*, Fig. 647, mit dem untern Flansch des Schachtröhrs so zu verschrauben, dass er unter den Rand des eingemauerten Stücks *a* greift und ein Abheben des Schachtröhrs verhindert. Behufs Dichtung der Fuge wird in dieselbe ein

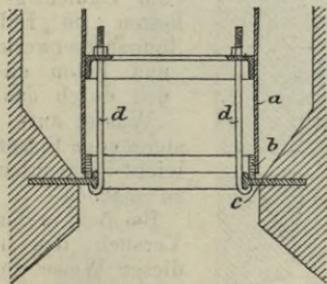
Gummiring gelegt und, wo dieser etwa nicht schliesst, durch Verstopfen mit Werg und Verschmieren mit Lehm nachgeholfen. Um den Eisenring *b* durch die engen Schachtröhre nach unten bringen zu können, wird derselbe aus mehreren Theilen, die entweder nur einfach stumpf zusammen stossen, oder durch

übergelegte Laschen verbunden werden können, gebildet. Ist die Fuge gedichtet, so ist man im Stande den ganzen Brunnen trocken zu legen, wobei man grössere Undichtigkeiten im Mauerwerk, sobald sie vom Wasser frei werden, in bequemer Weise mit Lehm oder Zement verstreichen kann.

Das Gussstück *a* kann event. durch einen einfachen platten Ring *f* aus Eisenblech ersetzt werden, über welchem der niedrige kegelförmig gestaltete Theil in Mauerwerk aus Ziegeln ausgeführt wird. Für die richtige Form dieses Mauerwerks benutzt man die Schachtröhren-Endigung als Lehre. Auch den Ring *f* fortzulassen und nur mit dem Mauerw. etwas überzukragen, ist nicht zweckmässig, weil beim Baggern die scharfe Kante zu leicht abgestossen werden kann. Hat man vorliegende Hindernisse im Trocken mit Hilfe von Pressluft beseitigt, so kann man sehr schnell wieder zur gewöhnlichen Brunnen-Gründung mit Baggern zurück kehren, da der Ring *b* sich ebenso leicht lösen lässt, wie er zu befestigen war.

Die beschriebene Einrichtung erfordert nur eine ganz einfache kleine Schleuse, enge (etwa 0,7 bis 0,8<sup>m</sup>) weite Schachtröhre und eine kleine Luftpumpe, weil alle diese Geräte nur vorüber gehend dienen sollen, also keine Ersatztheile nothwendig sind. Die Kosten für deren Neubeschaffung übersteigen für Brunnen bis zu 40 q<sup>m</sup> Grundfläche nicht 7000 M., eine Summe, welche ganz, oder, da die Geräte nach beendeter Gründung immer noch Werth behalten, nur mit einem nicht grossen Prozentsatz, sich auf die ganze Anzahl der bei der Bauausführung zu versenkenden Brunnen vertheilt. Ausserdem ist für jeden Brunnen noch das Gussstück *a* oder ein Blechring *f* zu beschaffen, letzterer, ebenso gut aus altem wie aus neuem Eisen. Eine Lokomobile zum Betrieb der Luftpumpe ist oben nicht mit veranschlagt, weil eine solche bei grössern Bauten auch schon für andere Zwecke nothwendig ist.

Fig. 648.



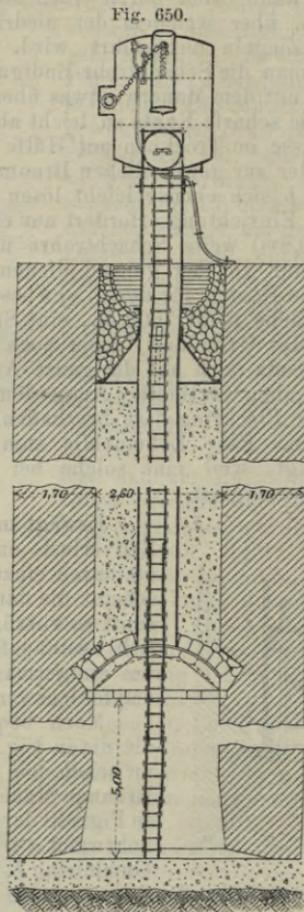
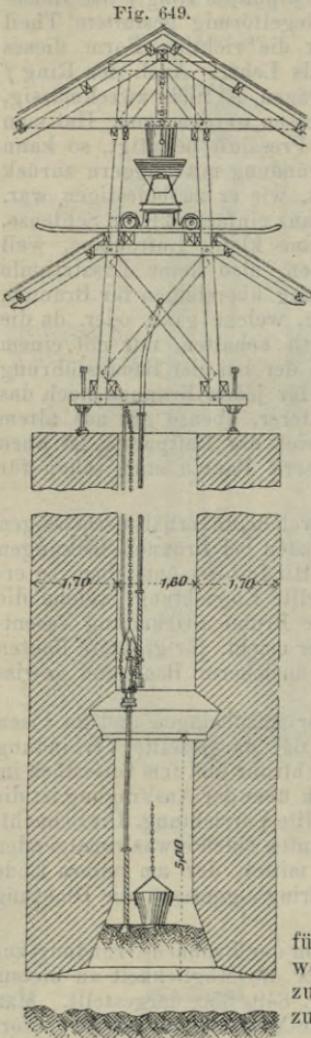
hakenförmig gestalteten Schrauben *A* gegen den Gussring *c* gepresst, die Dichtung bewirkt.

Eine andere Anordnung, welche es ermöglicht von der Brunnen-Gründung zur Luftdruck-Gründung übergehen zu können, ohne aber die Möglichkeit zu bieten, zu der erstern wieder zurück zu kehren, ist in Fig. 649, 650 dargestellt. Man hat diese Einrichtung beim Hafengebäude in der Charente-Mündung unweit Rochefort in Frankreich angewendet. Es wurden dort Brunnen von rechteckigem Grundriss aus Bruchsteinmauerw. in der, wie es scheint, in Frankreich beliebten unzweckmässigen Form ohne Schneide und mit ganz senkr. rauhen Wänden durch Ausschachten unter Wasserhaltung gesenkt, so lange sie sinken wollten. Die ganze Anordnung der Brunnen macht es natürlich, dass die Grenze des Senkens in dieser Weise bald erreicht wird, jedenfalls weit früher, als dies bei nach oben eingezogenen glatten Wänden und bei Anordnung eines Brunnenkranzes mit Schneide geschehen sein würde. Um alsdann zur Luftdruck-Gründung übergehen zu können, hatte man an den Innenseiten der Brunnenwände, 5<sup>m</sup> über der Unterkante derselben, eine Aussparung 3 eckigen Querschnitts stehen lassen, Fig. 649, welche als Widerlager eines Gewölbes dienen sollte, das den Brunnenraum abzuschliessen bestimmt war, Fig. 650. In der Mitte dieses Gewölbes wurde ein Loch von 0,7<sup>m</sup> Durchm. ausgespart und in dasselbe eine hölzerne, aussen mit dünnem Blech bekleidete, Form gestellt, gegen welche der

Erwägt man, welche unverhältnissmässigen Zeitverluste und Kosten bei Brunnen-Senkungen oft durch einzelne Hindernisse entstehen, so erscheint die dargestellte Einrichtung, welche die sonst so vorzügliche Brunnen-Gründung wesentlich leistungsfähiger macht, für grössere Bauten bei einigermaßen unsicherm Baugrund gewiss empfehlenswerth.

Noch bequemer anzubringen und zu lösen als die in Fig. 646, 647 dargestellte Verbindung zwischen dem Schachtröhre und dem Gussstück im Brunnen-Mauerwerk über der Auskragung ist die in Fig. 648 dargestellte Vorrichtung. Die Schachtröhrenwand *a* trägt unten einen etwas vorragenden Gummiring *b*, der mittels der am untern Ende

Beton gestampft wurde, mit dem man den Hohlraum über dem Gewölbe anfüllte. War die Betonirung bis zum oberen Ende der 2,5 m langen Form vorgeschritten, so wurde diese höher gezogen und mit dem Betoniren fortgefahren. Auf diese Weise stellte man den untern Theil des Schachtrohrs bis etwa 2,5 m von der



füllen (anzublasen) zeigte sich übrigens die Nothwendigkeit, die Innenwände mit einem Zementabputz zu versehen, um nur die Arbeitskammer trocken legen zu können.

### c. Fortsetzung der Luftdruck-Gründung mittels der Gefriergründung.

Dies Verfahren kann in Anwendung gebracht werden bei Gründungen in so bedeutenden Tiefen, dass eine Anwendung des Luftdrucks nach dem jetzigen Stande unserer Erfahrungen als unausführbar erscheint. Man würde zunächst, Fig. 651, bis zu einer Tiefe, welche für die Gesundheit ungefährlich ist, mit Hilfe verdichteter Luft einen gemauerten oder eisernen Senkkasten hinab bringen, dann längs der Schneide desselben die Gefrierrohre *a* einschrauben oder einbohren und darauf den in der Fig. angedeuteten kegelförmigen Bodenkörper zum Gefrieren bringen. Alle diese Arbeiten würden noch unter Luftdruck geschehen. Erst wenn die Eisumschliessung überall an die Senkkastenschneide angeschlossen hat, lässt man die verdichtete Luft entweichen, entfernt die Schleuse und teuft an freier Luft den Schacht in der Frosthülle ab.

Oberkante des  
Brunnens nur aus  
Beton her. An

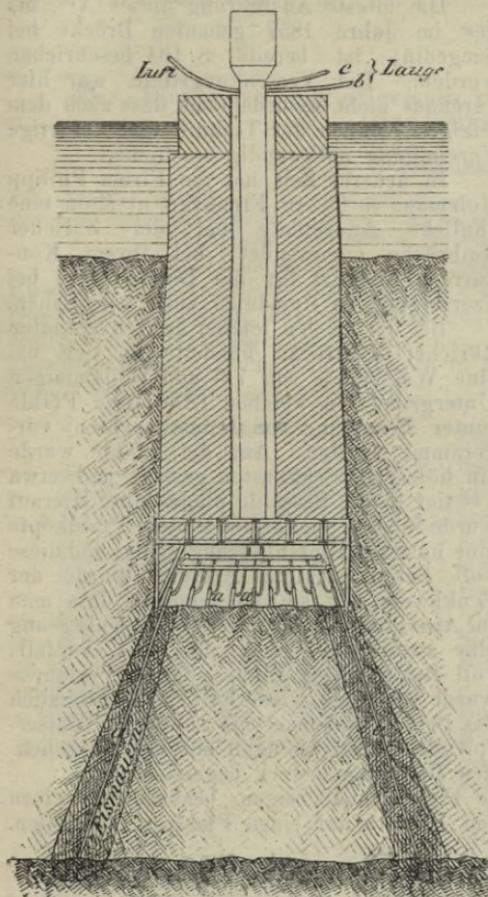
dieser Stelle  
mauerte man ein  
eisernes Schacht-  
rohr von 1,5 m  
Höhe, mit wage-  
rechter Platte und  
Konsolen ein, an  
welche sich die  
lösbaren Schacht-  
rohre und die  
Luftschleuse an-  
schlossen. Die  
Oberfläche des  
Mauerwerks bil-  
det eine Höhlung,  
die voll Wasser  
gehalten wurde,  
theils um dadurch  
das Gewicht zu  
vermehrten, theils  
um Undichtig-  
keiten im Fül-  
lungsmauerwerk  
und Beton an  
den durch das

Wasser auf-  
steigenden Blasen  
leicht erkennbar  
zu machen.

Bei dem ersten  
Versuch, den in  
dieser Weise ge-  
bildeten Senk-  
kasten mit ver-  
dichteter Luft zu

Die Zu- und Ableitungsrohre *b* und *c* der kühlenden Chlorcalcium-Lauge müssen also innerhalb der Schachtrohre liegen, aus denen sie dicht unter der Schleuse heraus treten. Das Vertheilungs- und Sammelrohr liegt unten an der Decke des Senkkastens und kann schon vor Beginn der Luftdruck-Gründung fertig gestellt werden. Ist der Schacht bis zum festen Grunde ausgeführt, so wird derselbe sammt dem Hohlraum des Senkkastens ausgemauert, wobei die früher besprochenen Vorkehrungen gegen das Ausfrieren des Mauerwerks zu treffen sein werden. Diese Anordnung wird schneller zum Ziele führen, als die Gefriergründung ohne vorherige Anwendung der Luftdruck-Gründung. Ausserdem liegen die Gefrier- und sonstigen Rohre vor dem Eisgange geschützt; man kann also ohne Gefahr in den Winter hinein arbeiten. Auch die Eismaschine findet zum Schutze gegen Eis und gegen treibende Gegenstände einen sichern Platz unterhalb des aus dem Wasser hervor ragenden Pfeilers. Da man einen weit kleinern Frostkörper herzustellen hat, als wenn die Gefriergründung bis oben hin angewendet wird, so wird auch die Herstellung der Frostmauer weniger Zeit in Anspruch nehmen. Um schnell und bequem zum Ziele zu kommen, empfiehlt es sich, eine grössere Anzahl enger Gefrierrohre in geringerer Entfernung von einander einzutreiben. Bei einem Durchmesser von etwa 70 mm wird man unten geschlossene Rohre verwenden können, die man wie Abessinierbrunnen einschraubt.

Fig. 651.



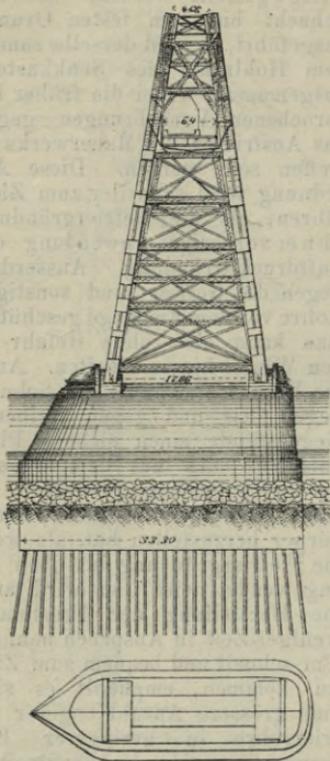
Man könnte der beschriebenen Anordnung den Vorwurf machen, dass dieselbe unverhältnissmässig hohe Kosten für Maschinen erfordere und es deshalb zweckmässiger sei, die Gefrier-Gründung von Anfang an zu verwenden. Dies ist aber keineswegs unbedingt richtig: Da die Gesamtlänge der Gefrierrohre bei dem beschriebenen Verfahren auf einen Bruchtheil derjenigen vermindert ist welche erforderlich sein würde, wenn man die Gefrier-Gründung von Anfang an anwendete, so braucht auch die erforderliche Eismaschine nur diesen Bruchtheil der Stärke zu besitzen, welche im andern Falle nothwendig gewesen wäre. Die an der Eismaschine erzielte Ersparniss wird aber die Kosten der Luftdruck-Einrichtungen übersteigen, sobald die letztere für die grössere Tiefe, die Gefrier-Gründung dagegen nur für den kleinern Rest der Gründung zur Anwendung kommt, da die für Luftdruck-Gründungen nöthigen Maschinen sowohl an und für sich billiger, als auch leichter wieder zu verwerthen sind. Bei sehr grossen Fundam., die sehr tief in schlechtem Boden stehen, wird das Verfahren also vortheilhaft werden.

In ganz ähnlicher Weise wird man diese Vereinigung auch anwenden können, wenn das Fundam. in einem Wasser durchlassenden Grunde stehen bleibt, indem man dann, wie früher angegeben, die ganze Sohle fest macht.

#### d. Vereinigung von Luftdruck- und Pfahlrost-Gründung.

Auch diese Vereinigung hat den Zweck, sehr tief liegenden Baugrund wenigstens mit Pfählen zu erreichen, falls es nicht möglich ist, mit der Luftdruck-Gründung das volle Fundament zu demselben hinab zu führen.

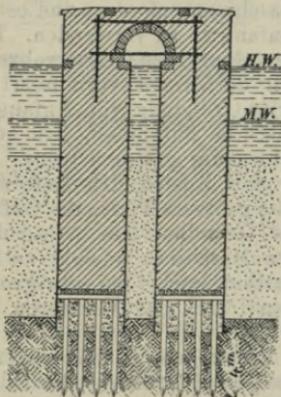
Fig. 652, 653.



Bei der Donau-Brücke ward, wie Fig. 652, 653 zeigen, beabsichtigt, einen Senkkasten von der Gestalt des ganzen Pfeilers auf einen Pfahlrost zu stellen.

#### e. Vereinigung der offenen Brunnengründung mit Pfahlrost-Gründung.

Fig. 654.



Als Beispiel einer solchen Vereinigung sei die Sereth-Brücke in Rumänien, Fig. 654, angeführt.

Sowohl bei der Szegediner, als der Sereth-Brücke erfüllte die Anwendung von Pfählen den Zweck, den Baugrund zu verdichten und dadurch tragfähiger zu machen, während man bei der Züricher Kai-Brücke und der Donau-Brücke mit den Pfählen den verhältnissmässig tief liegenden festen Grund erreichen wollte, um die Last des Pfeilers auf denselben zu übertragen. Verf. sieht nur die Anordnung zu letzterm Zwecke als empfehlenswerth an. Anstatt den Baugrund durch eingerammte Pfähle tragfähiger zu machen, empfiehlt sich mehr eine entsprechende Verbreiterung des Fundam., dessen Seiten man dann stark einziehen kann, um sich das Senken zu erleichtern, oder in welchem man, wie früher empfohlen, Hohl-

räume liegen lässt. Anstatt hölzerner Pfähle sind auch eiserne Schraubenspähle, die man aus mehreren Theilen zusammen setzen kann, mehr zu empfehlen, weil dieselben leichter einzubringen sind.

Alle die vorangegebenen in verdichteter Luft vorzunehmenden Arbeiten werden 4 bis 6 mal theurer, als bei Ausführung in freier Luft. Und zwar steigen die Kosten sehr schnell mit zunehmender Tiefe des Senkkastens.

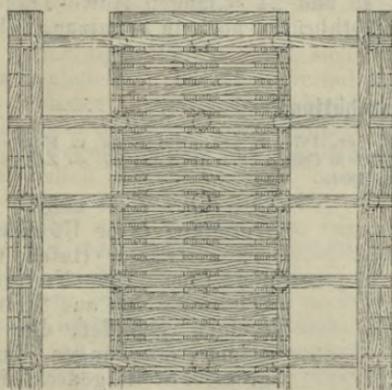
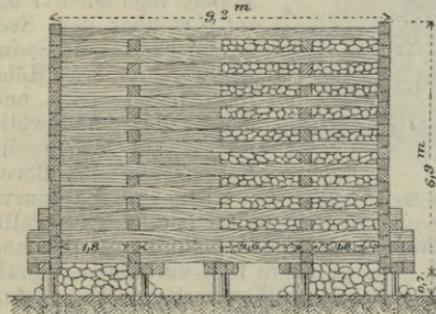
## IX. Einige weniger allgemein verwendbare bez. verbreitete Gründungsarten.

### a. Der Steinkistenbau.

Litteratur: M. Nicolas Gergueff: *Mémoire sur le canal maritime entre St. Petersbourg et Cronstadt; extrait des mémoires de la société des ingénieurs civils.* — Zentrabl. d. Bauverwltg., 1884.  
— Schramcke: *Description of the Newyork-Croton-Aqueduct.* Newyork 1846.

Derselbe findet seine Anwendung namentlich in holzreichen Ländern, wie Russland und Amerika. So sind die Uferbefestigungen des St. Petersburger Seeschiffahrts-Kanals auf Steinkisten gegründet und in Amerika stellte man in dieser Weise Wellenbrecher, Leitdämme, Bollwerke, Wehre, ja sogar Pfeiler-Fundamente her. Ueber Ausführungen in Amerika werde nach der gen. deutschen Quelle das Nachstehende mitgetheilt:

Fig. 655, 656.



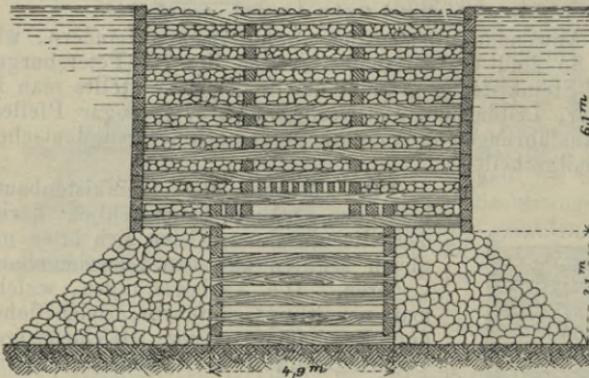
Die Mängel des Steinkistenbaues bestanden früher hauptsächlich darin, dass die einzelnen Kisten sich öfter ungleich senkten und den Zusammenhang verloren. Die Verbesserungen, welche man neuerdings einfuhrte, zielen daher auf Beschaffung einer gleichmässigen Unterlage hin. Zu diesem Zwecke ist Kiesbettung, Rammen von Pfählen, und Steinschüttung in Anwendung gekommen. Bei dem in 8 bis 9 m tiefem Wasser hergestellten Wellenbrecher für den Hafen von Buffalo wurde zunächst der schlammige Boden bis auf den harten Untergrund (theilweise in 6,7 m Tiefe) fortgebaggert und eine Rinne von 15 m Sohlenbreite hergestellt. Diese Rinne füllte man alsdann mit Kies bis 0,6 m unter dem Seeboden, in der obren Schicht dagegen mit Bruchsteinen aus. Auf diese Unterbettung wurden die 15 m langen, 11,5 m breiten und ebenso hohen Steinkisten gesetzt. Dieselben haben volle Umfassungswände aus 0,30 zu 0,39 m starken, behauenen Fichtenbalken erhalten, ferner in der Längenrichtung und in der Querrichtung je 3 halb volle Versteifungswände. Der Boden war durch Balkenlage und Verplankung geschlossen. Nach erfolgter Versenkung und vollständiger Füllung der Steinkisten wurde der Fuss zu beiden Seiten mit schwerem Steinewurf versehen. Die Kosten haben

sich für 1 m Länge auf etwas über 2700 M. gestellt, wobei für 1 cbm Fichtenholz 32 M., für 1 cbm Steinfüllung 6 M., für 1 cbm Baggerung 3,6 M. gezahlt wurden.

Bei dem ersten Wellenbrecher des Hafens von Chicago sind zunächst in 2,4 m Entfernung von einander Pfahlreihen eingerammt, deren einzelne Pfähle 1,7 m von M. z. M. entfernt standen, Fig. 655, 656. Die Köpfe derselben wurden

alsdann durch Taucher in gleicher Höhe etwa 1 m über dem Seeboden abgeschnitten. Die Steinkisten, welche volle Umfassungswände und in der Längsrichtung 2 halb volle Versteifungswände besitzen, haben nur zwischen den beiden Versteifungswänden einen festen Boden erhalten, wogegen die äusseren Abtheilungen unten offen sind. Jede Längswand der Steinkiste hat ferner 3 mit einander fest verbundene Schwellen, um genügendes Auflager auf den Pfahlköpfen, die zum Theil etwas aus der Richtung stehen, zu sichern. Durch Einfüllung von Steinen in das mittlere unten geschlossene Fach wurden die Kisten auf die Pfahlreihen hinab gesenkt. Schliesslich erfolgte die Ausfüllung der beiden Seitenfächer und des zwischen den Pfählen befindlichen Raumes mit Schüttsteinen. Die Kosten des 5 bis 9 m breiten Wellenbrechers haben für 1 m Länge nur 580 M. betragen, wobei 1 cbm Fichtenholz 16,5 M., 1 cbm Steinfüllung 5,5 M. kostete.

Fig. 657.



Für den in 7 bis 10 m tiefem Wasser hergestellten Wellenbrecher von Chicago erschienen die Schwierigkeiten des Einrammens von Pfählen zu gross. Es wurden daher hier Steinkisten von der in Fig. 657 dargestellten Gestalt angewendet. Die äusseren Wände reichten nur bis auf 3 m über dem Seegrund, so dass die Steinschüttung in dieser Höhe frei heraus tritt und beiderseits Steinwälle bildet, auf denen die Kiste festaufsetzt. Bevor

die Füllsteine vollständig eingebracht waren, ruhte die Kiste auf den innern Versteifungswänden. Die Kosten haben sich auf 1520 M. für 1 m Länge gestellt.

Bei Brückenbauten hat man die Steinkisten zur Herstellung von Fundam. von Nothpfeilern vortheilhaft angewendet. Die im Jahre 1881 durch den Anprall eines Dampfers an einen der 67 m langen Brückenbalken zerstörte Eisenbahnbrücke über den Mississippi bei Keokuk ist z. B. durch Einbau eines Steinkistenpfeilers in die durch den Einsturz gebildete Oeffnung wieder hergestellt worden, indem derselbe zur Auflagerung von zwei 43 und 24 m langen Howe-Trägern diente. Im Dezember 1882 befand sich die Nothbrücke noch in Benutzung, ohne dass sich Mängel gezeigt hätten.

### b. Einfache Steinschüttung.

Litteratur: Zeitschr. d. oestr. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1874. S. 257: Hafenanbau v. Fiume. — Dasselbst 1879, S. 99: Hafenanbau in Triest — *Nouv. Ann. de la Constr.* 1874, 1875 u. 1887. — Zentrabl. d. Bauverwltg. 1881.

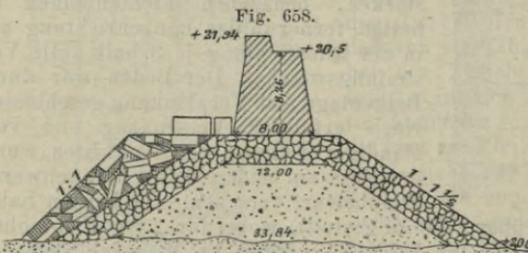


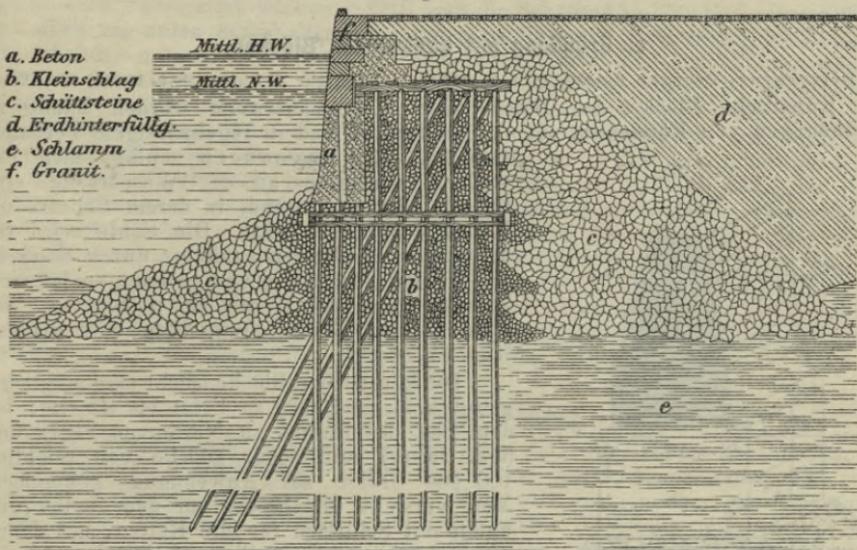
Fig. 658 zeigt die Gründung einer Ufermauer am Tiefwasser-Hafen von Boulogne. Der Kern der Schüttung ist aus kleinen Steinen gebildet, die auf beiden Böschungen durch grössere Steine gedeckt sind. Die wasserseitige Böschung wird noch durch grosse künstliche Blöcke geschützt. Die Krone der Steinschüttung liegt auf Nippfluth-Höhe. Aehnlich sind die sonstigen Ausführungen.

Die Krone der Steinschüttung liegt auf Nippfluth-Höhe. Aehnlich sind die sonstigen Ausführungen.

### c. Vereinigung von Pfahlrost und Steinschüttung.

Eine derartige Gründung ist im Hafen von New-York zur Anwendung gebracht, Fig. 659. Die Baugrube wurde zunächst bis zur erforderlichen Tiefe ausgebaggert; dann wurden die Pfähle eingerammt und durch Taucherarbeit verbunden. Nunmehr erfolgte das Abschneiden der 3 vordern Pfahlreihen unter Wasser mit Kreissägen, sowie das Aufbringen des über N. W. liegenden oberen Rostes und endlich wurde die Steinschüttung lagenweise ausgeführt, so zwar, dass zwischen den Pfählen Kleinschlag, ausserhalb derselben dagegen grössere Schüttsteine abgestürzt wurden. Nachdem die Schüttung zwischen den vordern Pfahlreihen durch Taucher eingebnet war, erfolgte die Versetzung der künstlichen Betonblöcke, welche das aufgehende Granitmauerwerk tragen. Der als Hintermauerung dienende Betonkörper wird an Ort und Stelle durch Schüttung hergestellt. Zur Hinterfüllung verwendet man Ausschachtungsboden, Bauschutt und Baggererde, falls letztere nicht allzu flüssig ist.

Fig. 659.



- a. Beton
- b. Kleinschlag
- c. Schüttsteine
- d. Erdhinterfüllg.
- e. Schlamm
- f. Granit.

An einigen Stellen haben sich Bewegungen in der Ufermauer gezeigt, welche den bauleitenden Ingenieur veranlassten, die Einsetzung eines Sachverständigen-Ausschusses zu beantragen, der die bisherige Ausführung prüfen und erforderlichenfalls Abänderungs-Vorschläge machen sollte. Die Untersuchung ergab, dass die Bewegung nur in einer stellenweisen Verschiebung der ganzen Mauer, einschliesslich des Fundaments, bestand, dass dagegen eine Neigung zum Kippen sich nirgends kund gegeben hatte. Da solche Verschiebungen in weichem Boden überhaupt nicht zu vermeiden seien, so empfahl der Ausschuss die Beibehaltung der gut bewährten und verhältnissmässig billigen Herstellungsweise. Verf. möchte hiergegen hervor heben, dass, wenn der Pfahlrost, und namentlich die schrägen Strebpfähle sich wirksam gezeigt hätten, ein Vornüberneigen der Mauer hätte stattfinden müssen. Da dies nicht der Fall gewesen, also alle Pfähle an der Vorwärtsbewegung Theil genommen haben, müssen dieselben überflüssig erscheinen; eine Gründung auf einfacher Steinschüttung würde genügt haben. Um das Gleiten der ganzen Steinschüttung auf dem Schlamm in Folge des Erddrucks zu verhindern, würde man die gleitende Fläche vergrössern müssen. Dies erreicht man durch Verbreiterung der Sohle der Steinschüttung, oder durch Verankerung des Steindammes mit dem Hinterfüllungsboden, wodurch ein Theil des letztern mit dem Fundam. gleichsam vereinigt wird. In holzarmen Gegenden wird man daher den Pfahlrost lieber fortlassen.

#### d. Vereinigung von Steinschüttung mit Luftdruck-Gründung.

Eine solche ist neuerdings von der Direktion der Novara-Pino-Bahn für eine feste Brücke über die Meerenge von Messina geplant worden. Die geringste Wassertiefe von 110 m findet sich auf der 4000 m langen Strecke zwischen Ganzirri und Cap del Pezzo. Für die Pfeiler-Fundam. der 1000 m spannenden Bögen (100 m Pfeil) sollen zunächst bis 20 m unter Wasser künstliche Inseln aus Steinschüttung hergestellt werden, auf denen man dann mittels Luftdruck-Gründung die eigentlichen Pfeilerbauten aufführen will. Die Kämpfer der Bögen sollen 10 m über Wasser liegen. Die Pfeilerstärke ist in der Richtung der Brückenaxe zu 60 m bemessen. Auch bei derartigen Ausführungen wird es nicht nur billiger, sondern auch sicherer sein, wenn man den Kern der künstlichen Inseln aus kleinen bis kleinsten Steinen und Kies herstellt und nur die Hülle aus grossen Blöcken, die dem Wellenschlage widerstehen können. Nur wenn der tragende Kern eine möglichst dichte, lückenlose Masse bildet, wird man auf ein mässiges, und vor allen Dingen gleichmässiges Setzen des fertigen Bauwerks hoffen dürfen.

#### e. Gründung mit künstlichen Blöcken.

Litteratur: Deutsche Bauztg. 1870, S. 241 ff. — Zeitschr. f. Bauw. 1884, H. VII bis IX.

Künstliche Blöcke aus Beton oder Ziegelmauerwerk werden häufig zu Gründungen von Kaimauern oder Molen benutzt und in regelmässigen Verbands versetzt. Bei Kaimauern schlägt man bisweilen, wenigstens an der Wasserseite, eine Spund- oder Pfahlwand, in deren Schutze die Mauer ausgeführt wird. Die Sohle wird für derartige Gründungen zunächst durch Baggern von Schlamm gereinigt und geebnet, zu letzterm Zwecke auch wohl, wo es nöthig ist, mit einer Schicht Beton, Steinschlag oder grobem Kies überdeckt.

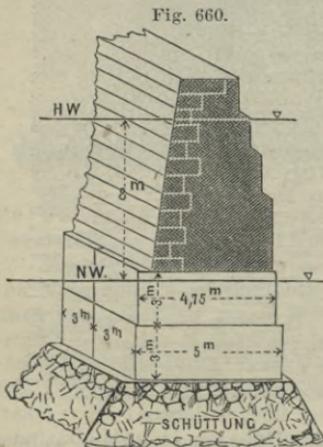
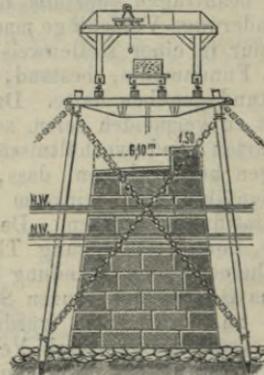
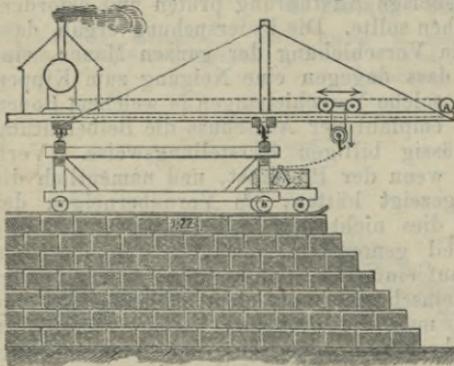


Fig. 661, 662.



Die künstlichen Blöcke macht man möglichst gross, z. B. im Hafen zu Brest bis 45 cbm; bei dem Bau des Hafens zu Newhaven (1879 und fgd. Jahre) sind sogar Blöcke von reichlich 100 cbm Grösse zur Anwendung gekommen. Man versieht die Blöcke an den Seiten und unten mit Schlitzern für die Ketten, mit denen sie versenkt werden sollen, oder auch mit länglichen, ganz durchgehenden Löchern, wenn man sie mit Hülfe von Ankern hinab lassen will.

Die Anker erhalten einen länglich geformten Kopf, so, dass sie, wenn man sie um 90° dreht, durch die ebenfalls länglich geformten Löcher entfernt werden können. Um die Blöcke in Verband zu versetzen, be-

diert man sich meist eines Tauchers, der auch das Lösen der Ketten besorgt. Für die Stossfugenweite der Blöcke muss man 10 bis 15 cm rechnen, da es nicht immer ge-

lingt, die Blöcke genau wagerecht zu lagern. Das Heben und Bewegen der Blöcke geschieht in verschiedener Weise; eine derselben ist bereits auf S. 72 beschrieben worden. Auch benutzt man wohl, wie beim Bau des Suezkanals, grosse schwimmende Krahn oder endlich solche, die auf dem bereits fertigen Theile der Mauer oder auf besondern Untergerüsten fahrbar gemacht sind, wie Fig. 659 und 660 derartige bei dem Bau des Amsterdamer Seekanals angewendete zeigen. Hinter den Blöcken stellt man bisweilen im Schutze derselben noch eine Betonschüttung her, welche dann gleichzeitig einen Längverband für die ganze Kaimauer oder Mole abgiebt.

### f. Gründung mittels Schacht-Abteufung.

Dies Verfahren wird wohl in losem, wenig Wasser haltendem Boden angewendet, wenn die Gründungstiefe so bedeutend ist, dass die Herstellung einer Ausschachtung mit geböschten Wänden zu grosse Erarbeiten erfordern würde. Die Rahmen macht man dabei aus etwa 30 cm starken Rundhölzern, die in den Ecken halb überblattet werden. Will man die Schalung in gleichmässiger Stärke von oben bis unten beibehalten, so muss man die senkr. Entfernung der Rahmen von einander mit zunehmender Tiefe vermindern; will man umgekehrt, wie es meistens geschieht, gleiche Entfernung der Rahmen (von etwa 1 m) beibehalten, so muss die Bohlenstärke mit der Tiefe zunehmen. Der Erddruck ist der Sicherheit halber stets = einem Wasserdruck von derselben Höhe zu rechnen, wie dies S. 174 näher angegeben ist. Die Ausführung geschieht in der Weise, dass zunächst ein Rahmen gelegt wird, hinter welchem die Schalung dicht an dicht mit dem Fäustel (Hammer) eingetrieben wird. Die Richtung muss dabei etwas schräg nach aussen gehalten werden. Wenn die Schalung (Verpfählung) nicht mehr gut ziehen will, gräbt man etwas Boden aus, und treibt sie dann weiter ein, so dass ihre Spitze stets etwas tiefer steht, als die Sohle der Ausschachtung. Ist die erste Schalung ganz eingetrieben, so legt man gegen ihren Fuss Futterstücke, stellt darauf die zweite Schalung auf und legt innerhalb derselben den zweiten Rahmen u. s. f. Die ganze Anordnung ist aus Fig. 624 ersichtlich.

### g. Versteinerungs-Gründung.

Eine Art Versteinerungs-Gründung soll für einen Brückenbau in Indien nach einer Mittheilung von Hozegard<sup>1)</sup> in Aussicht genommen sein, die ebenfalls entwickelungsfähig erscheint. Man will dort in dem aus Trieb sand bestehenden Baugrund Röhren mit durchlocheter Wandung eintreiben, um ihn mittels dieser mit einer Lösung von Vitriol zu durchtränken, die eine Versteinerung herbeiführen soll; der so gebildete künstliche Sandsteinblock (von 8 bis 10 m Dicke) soll als Fundament dienen. Man wird das Wasser im Trieb sande, falls es fließen sollte, zuvor durch umschliessende Spundwände zum Stillstande bringen müssen, damit die eingespritzte Lösung nicht fortgetrieben werde.

In ähnlicher Weise hat Verf. auf Bahnhof Lüneburg der Berlin-Hamburger Eisenbahn die Stelle für den Königsstein einer Drehscheibe auf hoher Dammschüttung künstlich dadurch befestigt, dass er an jener Stelle für die in der Nähe auszuführenden Bauten eine Kalkgrube einrichtete. Das in den Sandboden versickernde Kalkhydrat befestigte den Boden in der gewünschten Weise.

## X. Schutz der Fundamente gegen Unterspülung und Nässe; Vorkehrungen um ein gleichmässiges Setzen zu erzielen und Anderes.

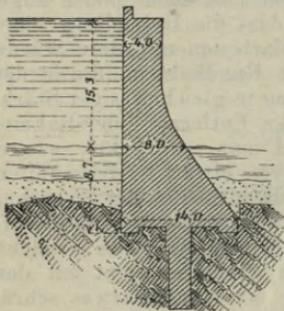
### a. Schutzmittel gegen Unterspülungen.

Der Verhütung der Möglichkeit, dass sich unter der Fundamentsohle Wasseradern hinziehen, welche durch Fortspülen des Bodens ein Setzen und schliesslich die Zerstörung des Bauwerks herbei führen können, muss die

<sup>1)</sup> Zentralbl. d. Bauverwtg., 1884. S. 344.

grösste Aufmerksamkeit zugewendet werden. Die Wasseradern werden um so gefährlicher sein, je höher der Druck ist, unter welchem sie fließen. Aus diesem Grunde (und dem andern, um Wasserverlust zu vorbeugen), hat man bei Thalsperren, selbst bei solchen, die auf felsigem Untergrunde stehen, darauf zu achten, dass alle etwaigen Risse im Gestein sorgfältig mit wasserdichtem Mauerwerke oder Mörtel ausgefüllt werden. Sind die Risse zu eng, um sie genügend sicher füllen zu können, so muss man dieselben bis zu ihren äussersten Grenzen erweitern, und mit Mauerwerk füllen. Fig. 663 giebt einen Querschnitt der Thalsperre des Kanals de l'Est zu Epinal; der verzahnungsartig in den Baugrund einbindende Mauerkörper trägt gleichzeitig zur Verhütung des Gleitens der Mauer auf der Sohle bei.

Fig. 663.



Bei weichern Bodenarten und weniger starkem Wasserdruck (z. B. für die Fundamente von Futtermauern und Schleusen), ist als wirksamstes Mittel bereits das Schlagen von Spundwänden mitgetheilt, das auch bei Pfeilern in Flüssen häufig angewendet wird. Wo das Fundam. von fließendem Wasser umgeben ist, hindert zwar eine Spundwand, dass der Boden unter dem Fundam. fortgespült werde, nicht aber, dass dies auch seitlich geschehe. Ein häufig angewendetes Schutzmittel bilden Steinschüttungen oder Abdeckungen der Flusssohle mit Senkfaschinen. Bei Steinschüttungen kommen in die obere Lage die schwersten Steine. Wo es möglich ist, pflastert man auch die Schüttung regelrecht ab, wobei man die Steine in Mörtel oder auch nur in Thon verlegt. Unter Wasser hat man bei einer Brücke zu Plymouth die Steinschüttung in der Weise ausgeführt, dass man zunächst um den Pfeiler herum 0,5 bis 0,6 m starke Lagen von Thon schüttete und in diese hinein Bruchsteine von verschiedener Grösse bis zu 100 kg Gewicht bettete.

Bei Seebauten müssen die obersten Schichten des starken Seegangs wegen aus grossen künstlichen Blöcken gebildet werden. In fließendem Wasser vertieft man in der Regel, um das Durchflussprofil nicht zu verengen, die Sohle an der Stelle, wo die Steinschüttung ihren Platz finden soll, und höhlt dann dieselbe durch die Steine wieder auf, wie dies Fig. 281 S. 132 zeigt.

Unter den Steinarten eignen sich zu Schüttungen diejenigen am besten, welche ein hohes Gewicht haben; desgleichen sind eckige flache Steine den runden vorzuziehen. Die nothwendige Grösse der Steine richtet sich bei Schüttungen in fließendem Wasser nach der grössten vorkommenden Stromgeschwindigkeit. Bezeichnen:  $v$  die Geschw. des Wassers, mit welcher es den Stein trifft,  $a$  die Seite des als Würfel gedachten Steines,  $\gamma$ , das Gew. seiner Raumeinheit (ohne Abzug des Gewichtsverlustes im Wasser),  $\gamma$  das Gewicht der Raumeinh. des Wassers,  $g$  die Beschleunigung der Schwere, so ist der Stoss, den das Wasser ausübt, bekanntlich:  $a^2 \gamma \frac{v^2}{2g}$ , das Gewicht des Würfels aber:  $a^3 (\gamma - \gamma)$  und der einer Bewegung desselben entgegen gesetzte Widerstand  $= f a^3 (\gamma - \gamma)$ , wenn  $f$  den betr. Reibungswiderstd. bedeutet. Der Stein wird also in Ruhe bleiben, so lange:  $a^2 \gamma \frac{v^2}{2g} \leq f a^3 (\gamma - \gamma)$  oder:  $\gamma \frac{v^2}{2g} \leq f a (\gamma - \gamma)$ . Daraus ergibt sich die nothwendige Seitengrösse des Steinwürfels zu:  $a > \frac{\gamma v^2}{2g f (\gamma - \gamma)}$ .

Nach Leslie werden Geschiebe noch eben bewegt, wenn  $v = \sqrt{a}$  oder:  $a = 0,097 v^2$  ist. Aus beiden Werthen von  $a$  würde sich, wenn man ein Gew. der Geschiebe von  $\gamma = 2500 \text{ kg/cbm}$  annimmt:  $f = 0,35$  ergeben, und es wäre:

$$I. a > \frac{1000 v^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,35 (\gamma - 1000)} > \frac{145,5 v^2}{\gamma - 1000} \text{ zu nehmen.}$$

Versteht man unter  $v$  die Geschw. des Wassers an der Oberfläche, die stets wesentlich grösser als auf der Sohle ist, und unter  $a$  die kleinste Seiten-

länge der Schüttsteine, so wird man vor dem Fortbewegen derselben durch die Strömung sicher sein, wenn man bei beliebigem Schüttungsmaterial (auch Ziegelbrocken)  $a$  nach Formel I. wählt. Ebenso, wenn man bei natürlichen Steinen, wie Kalkstein, Granit oder Porphyr, deren spezif. Gewicht 2,3 bis 2,5 ist,  $a \geq 0,1$  bis  $0,12v^2$  macht.<sup>1)</sup>

Sind grössere Steine zu kostspielig so verwendet man vorhandene kleinere in Senkfaschinen, wiewohl diese Art des Schutzes der Sohle nicht so sicher ist, als diejenige durch einfache Steinschüttung, weil die Faschinen leicht zerstört werden. Bisweilen sichert man auch die Steinschüttung und namentlich die Senkfaschinen noch durch Pfahlwerke. Man schlägt zu diesem Zwecke um die Fundam. herum Pfähle, deren Zwischenräume mit Steinen oder Faschinen gefüllt werden. Diese Pfähle bieten den Schüttungen grossen Halt, können aber in Flüssen mit lebhafter Schifffahrt der letztern gefährlich werden, wenn sie nicht ausreichend tief abgeschnitten sind. Beim Bau des Forts auf dem Langenlütjensand in der Wesermündung ist zur Sicherung des Fusses der Böschung und gleichzeitig zum Tragen der Befestigung dieser Böschung eine breite mehrfache Lage von Faschinen gelegt worden. Durch dieselbe greift eine von Schrägpfeilern gestützte Spundwand und zu noch mehrer Sicherung der Spundwand ist diese in Abständen von je etwa 6 m durch Ketten verankert, welche zu Pfählen führen, die 11,3 m hinter der Fusslinie der Böschung geschlagen sind.<sup>2)</sup>

Auch Steinschüttungen und Faschinen schützen nur den Theil der Flusssohle, welchen sie unmittelbar bedecken. Eine häufige Untersuchung ihres Bestandes, sowie der Flusssohle zwischen den einzelnen Pfeilern durch Aufnahme von Querprofilen ist daher stets erforderlich und zwar namentlich während und nach Hochwasserständen. Will man die Sohle in der ganzen Breite sichern, so muss man auch zwischen den Steinschüttungen an den einzelnen Pfeilern Steinwürfe von geringerer Stärke anordnen und erhält dann sogen. Steinbettungen, welche die ganze Flusssohle längs des zu schützenden Bauwerks bedecken. In der Regel wird man diese aber nur bei kleinern Bauwerken ausführen können, bei denen man auch wohl — wie z. B. bei Durchlässen, — die ganze Sohle regelrecht abpflastert (Heerdpflaster). Anstatt eines geschlossenen Heerdpflasters begnügt man sich auch wohl mit sogen. Heerdmauern, welche in Breiten von 50 bis 100 cm bei kleinen Bauwerken die Enden der einander gegenüber liegenden Flügel, sowie die gegenüber liegenden Stirnmauern verbinden und sich zuweilen auch noch zwischen den beiden Stirnen wiederholen. Andererseits wendet man auch bei sehr schnell fliessenden Gewässern Heerdmauern und Heerdpflaster vereint an. Das Heerdpflaster wird in Mörtel oder häufig auch nur in Thon verlegt und bietet ausser dem Schutze gegen Ausspülung der Sohle mit den Heerdmauern zusammen den Wangen- und Flügelmauern einen Schutz gegen Gleiten auf der Sohle in Folge Wirkung des Horizontalschubes des Hinterfüllungsbodens. Bei sehr starken Geschwindigkeiten des Wassers, oder starkem Schube des Hinterfüllungsbodens, wendet man statt des Heerdpflasters und der Heerdmauern auch durchgehende Sohlengewölbe oder statt derselben Betonschüttungen an, und zwar letztere, wenn die Trockenlegung der Baugrube schwierig ist.

Eine auf denselben Anschauungen wie die Anlage von Heerdmauern beruhende Anordnung hat man bei grossen Brücken (z. B. der Elbbücke bei Hämerten) angewendet, indem man etwas stromabwärts quer durch das ganze Flussbett einen Steindamm schüttete, oder auch, indem man daselbst eine Rinne schaffte und diese voll Steine warf. Der durchgehende Steindamm soll wie bei einem Wehr, stromaufwärts, also in der Umgebung der Brücke am Grunde ruhiges Wasser erzeugen, in welchem keine Geschiebe-Bewegungen vorkommen. Die stromabwärtige Böschung eines solchen Steindammes (Ueberfallsseite) muss man möglichst flach anlegen. Anstatt den Damm aus grössern Steinen herzustellen, würde man auch hier Senkstücke verwenden können, wenschon auf Kosten der Sicherheit für lange Dauer.

<sup>1)</sup> Weitere Angaben hierzu (betr. Bewegung von Geschieben im Rhein) s. auch Deutsch. Bauzeitg. 1883, S. 331.

<sup>2)</sup> Zeitschr. d. hann. Archit.- u. Ingen.-Vereins, 1872, S. 35 ff.

Bei kleinen Durchlässen wendet man an Stelle des Heerdpflasters auch wohl einen auf liegendem Roste befestigten Bohlenbelag an. Die Rostschwellen werden dabei zum Schutze gegen das Aufschwimmen am Mauerwerk befestigt oder mit ihren Köpfen eingemauert; der Bohlenbelag wird unmittelbar an die vor den Flügeln geschlagenen Quer-Spundwände angeschlossen.

Während die beschriebenen Anordnungen, abgesehen von der Anwendung eines Damms stromabwärts, die Sohle vor dem Auskolkern durch unmittelbare Deckung schützen sollen, beabsichtigt C. Weiss dies durch einen eisernen Panzer am Vorkopfe des Pfeilers mittelbar zu erreichen. Der Panzer, welcher gleichzeitig als Eisbrecher dient, soll an der Grundfläche pflugschaarartig vorgeschoben sein und in der Stromrichtung in scharfen Kanten auslaufen, damit das Wasser allmählig seitwärts geleitet und von unten nach oben gedrängt werde. Der kantige Auslauf an der Rückseite des Pfeilers hätte die Aufgabe, Wirbel-Bewegungen des Wassers zu verhüten; der Panzer muss, wofern er nicht nur als Eisbrecher dienen, sondern gegen Auskolkungen schützen soll, mit seiner Unterkante bis in die Flusssohle hinab reichen. Der Spielraum zwischen Panzer und Pfeiler wird ausgefüllt oder mit Beton gefüllt.

### b. Schutz gegen Aufweichen des Baugrundes.

In anderer Weise als oben mitgeteilt kann das Wasser dem Bauwerke gefährlich werden, indem es den Baugrund aufweicht. Es gilt dies namentlich von Lehm- und Thonboden mit vielem Sandgehalte, der, in trockenem Zustande genügend tragfähig, durch Zutritt von Wasser schnell die schlammige Form annimmt. Benutzt man derartigen Baugrund, so muss man ihn vor dem Grundwasserzudrange durch eine ausreichende Drainage rund um das Bauwerk herum schützen, während man das Tagewasser dadurch abhält, dass man das Fundam. mit einem Thonschlage umgiebt, den man oben abpflastert. Ausserdem sorgt man für schnelle Ableitung des von den Dachtraufe abfliessenden Regenwassers.

### c. Schutz gegen Feuchtigkeit.

Denjenigen Schaden, den die Feuchtigkeit weniger dem Baugrunde und dem Fundam. als vielmehr den eingeschlossenen Räumen und deren Bewohnern zufügt, sucht man durch sogen. Isolirung zu beseitigen. Man versteht darunter in der Regel die Anordnung dünner Schichten aus Stoffen, welche Wasser nicht durchtreten lassen (Isolirsichten), und die in wagerechter und lothrechter Lage in und an dem Fundam.-Mauerwerk angebracht werden, um das Eindringen der Feuchtigkeit aus dem umgebenden Erdreiche zu verhindern. Handelt es sich nur darum, das aufgehende Mauerw. vor der Erdfeuchtigkeit zu sichern, so wird über dem Fundamente eine wagerechte durch die ganze Mauerw.-Dicke reichende Isolirsicht angelegt, für welche folgende Materialien empfohlen worden sind:

1. ein durch die ganze Stärke der Mauer reichender Mauerkörper von 2 bis 3 Schichten Höhe aus sorgfältig in gutem Zementmörtel verlegten Klinkern, wobei die Lagerfuge für die unterste Klinkerschicht mindestens  $1\frac{1}{2}$  cm stark aus Zementmörtel hergestellt werden muss. Dieses Mittel ist im allgemeinen nur wenig wirksam, da sowohl der mit Sandzusatz hergestellte Zementmörtel als auch alle Klinkerarten ziemlich viel Wasser durchlassen.

2. eine 1 cm starke Lage aus natürlichem, oder eine etwas stärkere Lage aus künstlichem Asphalt, bez. einer aus Pech, Kolophonium, Steinkohlentheer und gesiebttem, an der Luft zerfallenem, gebranntem Kalk bestehenden Masse. Da die genannten Stoffe bei höhern Temperaturen weich werden, sind sie an Stellen, wo sie dem Zutritt der Wärme ausgesetzt sind, unbrauchbar. Dies ist insbesondere auch da zu beachten, wo die Isolirsicht über Bodenhöhe und für Sonnenstrahlen zugänglich liegt. Die Nichtbeachtung dieses Umstandes hat Veranlassung zum Verschieben von Futtermauern auf dem Sockel gegeben in einem Falle, wo die Asphalt-Isolirsicht auf die Gleiche des Sockels gelegt worden war (Futtermauern auf Bahnhof Hannover);

3. einen in möglichst heissem Zustande aufgetragenen Ueberzug von

Mastix-Zement. — Bei der Ausführung ist zu beachten, dass das Mauerwerk unter diesem Auftrage sehr sorgfältig abgeglichen sein muss, zumal das Isolmaterial die Eigenschaft hat, leicht rissig zu werden;

4. eine mit Ueberdeckung verlegte Lage Tafelglas. — Zu dem Mörtel, auf welchem das Glas ruht und mit welchem es überdeckt wird, muss gesiebter Sand verwendet werden;

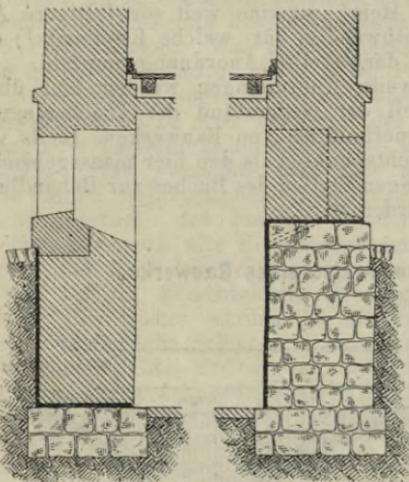
5. eine Lage Walzblei mit 8 cm Ueberdeckung oder Falzung.

Anstatt der zu 4 angegebenen einfachen Lage Tafelglas legt man besser 2 Lagen mit wechselnden Stössen. Obwohl Zementmörtel an Glas vorzüglich haftet, empfiehlt sich der Elastizität wegen doch mehr die Anwendung eines Harzmörtels.

Neuerdings werden zu Isolirsichten auch vielfach Asphaltplatten mit Pappe- oder Filz-Einlage (Fabrikanten Büsscher und Hoffmann in Eberswalde) und Mariaschein), sowie eine oder mehrere Lagen einfacher Dachpappe oder Dachfilz u. drgl. angewendet, selbstverständlich stets mit sorgfältiger Fugendeckung oder Verlegung in Theer und Pech. Die Anwendung von Asphaltplatten hat sich sehr bewährt; ihrer bequemen Anwendungsweise wegen ist sie im Vorzuge vor der gewöhnlichen Asphalt-Isolirsicht.

Wagerechte Isolirsichten dürfen nicht so tief liegen, dass das Spritzwasser der Traufe Mauerflächen von höherer Lage als die Isolirsicht erreicht, weil diese sonst einen Theil ihrer Wirksamkeit einbüsst.

Fig. 664, 665.



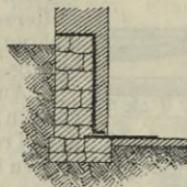
Bei der Isolirung der Kellerräume ist die Anordnung verschieden, je nachdem das Fundam.-Mauerwerk aus Bruchsteinen, oder Ziegelsteinen hergestellt ist.

Da Bruchstein-Mauerwerk niemals ganz trocken wird, so legt man bei diesem die senkrechte Isolirsicht auf die innere Wandfläche und die wagerechte oben über dem Erdboden an, Fig. 665.

Bei Ziegelmauerwerk dagegen, welches man vollständig austrocknen kann, erhält die senkrechte Isolirung ihren Platz an der Aussenfläche und die wagerechte unten nahe über der Kellersohle, Fig. 664. Auch hier soll man die Isolirung ausreichend hoch über Erdoberfläche hinauf reichen lassen.

Bei der Medizinischen Klinik in Halle an der Saale hat v. Tiedemann das in Fig. 666 dargestellte Verfahren für die Isolirung der bewohnten Kellerräume mit gutem Erfolg angewendet. Auf dem wagerecht abgeglichenen Fundam.-Absatz, in Höhe der Kellersohle, wurde auf der Innenseite ein etwa 18 cm breiter Streifen mit 15 mm starker Asphaltlicht überzogen. Darauf wurde das Fundam.-bis zur Plinthe in Bruchsteinen, 13 cm schwächer als die beabsichtigte Mauerstärke, ausgeführt, und die raue Innenseite des Mauerwerks durch einen Rapp-

Fig. 666.

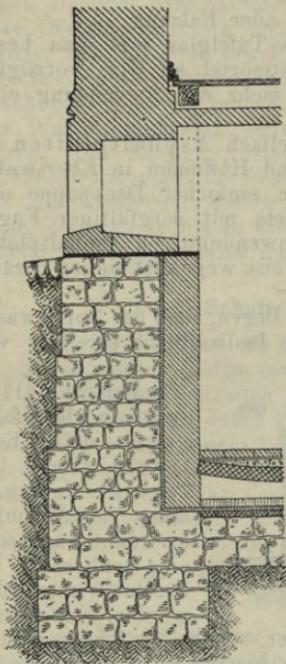


Sollen die Kellerräume gleichfalls gegen die Erdfeuchtigkeit geschützt werden, so muss im Anschluss an die wagerechte eine senkrechte Isolirsicht angeordnet werden. Der grössere

Theil der vorhin empfohlenen Stoffe ist auch hierfür anwendbar, am unbequemsten indess die Anbringung einer Asphalt-Isolirsicht, weil Asphalt in heissem Zustande fliesst. Ausser jenen Mitteln ist noch ein mehrmaliger Ueberzug mit Asphaltlack (von welchem zahlreiche Arten vorkommen) in Vorschlag gebracht worden, dessen Anbringung indess nur bei guter Trockenheit der Mauer erfolgen kann.

putz aus Zementmörtel etwas geglättet. Nachdem dieser äusserlich trocken geworden, wurde die ganze Innenfläche mit heissem Goudron gestrichen, und gegen die noch warme und weiche Masse Dachpappe in senkrechten Bahnen mit handbreiter Ueberdeckung geklebt. Diese Dachpappe legte sich unten auf den Asphaltstreifen, wurde über den obern Rand des Mauerwerks umgebogen und erhielt dort eine, die ganze Bruchsteinmauer deckende, Asphaltschicht.

Fig. 667.



Nachdem noch die Fugen der Dachpappe mit Holzzement und Papierstreifen verklebt waren, wurde die Isolirung mit Ziegelsteinen, 12 cm stark, nach innen verblendet, und die Mauer über der Plinthe in der vollen Stärke weiter aufgeführt. Diese Isolirung mit Dachpappe hat 1,25 M/qm gekostet, und sich gut bewährt.

Noch ist zu bemerken, dass die Isolirung der Kellerräume keine vollständige sein kann, wenn nicht im Anschluss an die senkrechten Isolirsichten auch die ganze Kellersohle isolirt wird.

Die bisher beschriebenen Isolirungsarten sollen nur gegen die natürliche Feuchtigkeit des Bodens schützen; es ist aber voraus gesetzt, dass der Grundwasserstand stets unter der Kellersohle bleibt. In solchen Fällen, wo das Grundwasser höher als die Kellersohle steigt, ist eine weit sorgfältigere Abdichtung nothwendig, für welche Kümmeritz<sup>1)</sup> die in Fig. 667 dargestellte Anordnung empfahl.

Anderweite Anordnungen werden hier übergangen, weil der Gegenstand der Trockenlegung und Trockenerhaltung von Bauwerken, theils von andern Gesichtspunkten als den hier maassgebenden aus an sonstigen Stellen des Buches zur Behandlung gezogen werden wird.

#### d. Einheitlichkeit der Gründungsweise eines Bauwerks.

Fig. 668.

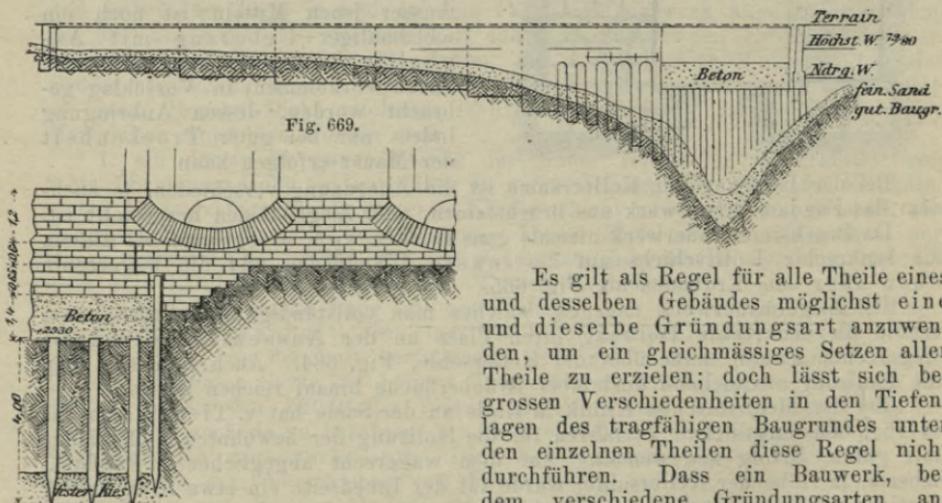


Fig. 669.

Es gilt als Regel für alle Theile eines und desselben Gebäudes möglichst eine und dieselbe Gründungsart anzuwenden, um ein gleichmässiges Setzen aller Theile zu erzielen; doch lässt sich bei grossen Verschiedenheiten in den Tiefenlagen des tragfähigen Baugrundes unter den einzelnen Theilen diese Regel nicht durchführen. Dass ein Bauwerk, bei dem verschiedene Gründungsarten angewendet wurden, nicht nothwendiger Weise sich ungleichmässig setzen und Risse bekommen muss, beweist u. a. der Bau des Physiologischen Instituts in der

<sup>1)</sup> Zeitschr. f. Bauwesen 1870.

Dorotheenstrasse zu Berlin. Hier wurden die in Fig. 668 dargestellten verschiedenartigsten Gründungen ausgeführt, weil der Bau am Ufer bezw. über einem alten Laufe der Spree zu stehen kam; derselbe hat sich trotzdem vorzüglich gehalten. Ein Theil des Fundam. ist ohne Umschliessung unmittelbar aufgemauert, ein zweiter ebenfalls unmittelbar, aber von einer Stülpwand umschlossen, aufgemauert, ein dritter durch Spundwand umschlossen auf einer Betonsohle gegründet; ein vierter ist mittels Kastengründung (hölzerne Senkbrunnen) hergestellt und ein fünfter endlich steht auf Pfahlrost. Um bei Anwendung so verschiedener Gründungsarten Risse zu vermeiden, wird man vor allem die Beanspruchung des Baugrundes in allen Theilen möglichst gering bemessen müssen. Muss man auf ein ungleichmässiges Setzen trotzdem gefasst sein, so lässt man an den Stellen, wo die Gründungsarten wechseln, senkrechte Stossfugen auf die ganze Höhe der Mauern durchreichen. Die auf diese Weise von einander getrennten verschiedenartig gegründeten Mauertheile, können sich dann unabhängig von einander setzen.

An Stellen, wo die Gründungs-Art wechselt, sind beim Reichstagshaus-Bau in Berlin diejenigen Vorkehrungen gegen die Gefahr ungleichmässigen Setzens getroffen worden, welche Fig. 667 ersichtlich macht.

### e. Gleichmässigkeit des Setzens.

Da ein Gebäude, dessen einzelne Theile sich ungleichmässig setzen, stets einen ungünstigen Eindruck hervor ruft, auch wenn daraus ein wesentlicher Schaden nicht erwächst, so zieht man es häufig vor, Einrichtungen zu treffen, welche ohne Störung des Zusammenhanges ein gleichmässiges Setzen aller Theile bewirken. Eine solche Einrichtung ist die nachfolgend zu beschreibende, die in Wilhelmshaven vielfach bei Privatbauten mit Erfolg angewendet wird:

Der dortige Boden besteht zu oberst aus einer etwa 1 m starken Klaischicht, auf welche bis zu etwa 5 m unter der Oberfläche, von einer 0,2 bis 0,5 m starken Darg oder Torfschicht durchschnitten, stark eisenoxydul-oxydhaltige Thonschichten folgen. Man versuchte hier alle möglichen Gründungsarten, bis man in dem sogen. Schienenroste eine befriedigende Lösung fand. Es werden dabei nicht unterhalb des Fundam. sondern zwischen Fundam. und Sockel- bezw. Kellermauerwerk alte Eisenbahnschienen derartig verlegt, dass das Mauerwerk unter und über den Schienen gut in Zementmörtel gemauert und die Schienen selbst fest in Zementmörtel gebettet liegen. Zur Verbindung der einzelnen Theile des Rostes werden im allgemeinen 2 Wege eingeschlagen. Entweder liegen sämtliche Schienen, sowohl auf den Lang- als auch auf den Querwänden in gleicher Höhe und werden dieselben dann in den Stössen und Kreuzungspunkten durch schmiedeiserne Winkel verlascht; oder es werden die Schienen der Querwände auf die Schienen der Längswände, oder richtiger, die Schienen der stärker belasteten Wände auf die Schienen der weniger belasteten stumpf und ohne Verlaschung aufgelagert. Diese letztere Ausführungsart ist die billigere und leistet noch grössere Gewähr für ein gleichmässiges Setzen, weil der Druck sich überall gleichmässig vertheilen muss. Von Wichtigkeit ist es hier, dass die Schienen gut eingebettet werden; ist dies geschehen, so können auch schwerere 3geschossige Gebäude unbedenklich auf ein solches Fundam. gesetzt werden. Selbstverständlich wird ein Senken des Gebäudes nicht ausgeschlossen sein; dies zu verhüten ist aber auch nicht der Zweck, da der Schienenrost nur bewirken soll, dass das Senken völlig gleichmässig erfolgt, also im Mauerwerk keine Risse entstehen. Mit Rücksicht auf das Senken des Gebäudes rechnet man bei den Entwürfen von vorn herein auf ein Senkmass, das bei einem 3geschossigen Gebäude bis zu 30 cm, bei einem 2geschossigen bis zu 20 cm beträgt.<sup>1)</sup>

Ein anderes ähnliches Verfahren zur Erzielung möglicher Gleichheit des Setzens besteht darin, dass man lange Streifen von Bandeisen in die Lagerfugen einbettet, indem man je nach der Ungunst des Bodens die Zahl der Fugen, in welche Bandeisen zu liegen kommt, vermehrt oder vermindert. Denselben Zweck wie das Bandeisen würde übrigens auch starker Draht er-

<sup>1)</sup> Deutsches Baugewerkblatt 1883.

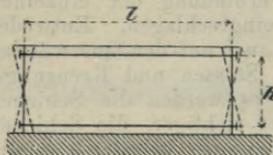
füllen; erwünscht ist, das Bandeseisen oder den Draht dann in verzinktem Zustande zu verwenden.

Eine weitere Vorsichtsmassregel, um ein gleichmässiges Setzen zu erreichen, die ebenfalls recht gut mit dem Schienenrost vereinigt werden könnte, ist in der Deutschen Bauzeitung 1880, S. 448 und 467, vorgeschlagen. Es besteht diese darin, dass man die Grundfläche aller Fundamenttheile möglichst genau nach der auf sie wirkenden Belastung bestimmt, so dass der Druck auf den Baugrund für die Flächeneinheit überall gleich gross ist. In dieser Beziehung ist in der Regel die Grundfläche der Fundam. an den Ecken und den Anschlüssen der Querwände bei Gebäuden unrichtig gewählt, da man dieselbe an diesen Punkten meistens vergrössert findet, während sie zu vermindern wäre, sofern nicht Rücksichten anderer Art die Verstärkung fordern. Ausserdem trägt ein guter nicht zu langsam bindender Mörtel und eine sorgfältige Ausführung des Mauerwerks, welche bewirken, dass dasselbe in kurzer Zeit zu einem zusammenhängenden Körper abgebunden ist, wesentlich zur Gleichmässigkeit des Setzens bei. Endlich muss man bei leicht pressbarem Baugrund vor allem dafür Sorge tragen, dass während der Aufmauerung die Zunahme der Belastung in allen Theilen eine gleichmässige sei, und nicht etwa die Mauern einzelner Gebäudetheile den andern wesentlich voraus eilen.

#### f. Gründungen auf wandelbarem Boden (Grubenterrain)

Besondere Vorsichtsmassregeln sind erforderlich in Gegenden, in denen der Baugrund durch Bergbau unterhöhlt ist, oder welche Erschütterungen durch Erdbeben ausgesetzt sind. Bereits auf S. 74 ward hervor gehoben, dass man hier die Untersuchungen des Bodens bei Ausführung von Bauwerken von besonderer Wichtigkeit bis in grosse Tiefen ausdehnen und verlassene Stollen unter den Fundam. wo möglich mit Mauerwerk ausfüllen oder einwölben muss. Bei gewöhnlichen Bauwerken würde dies indessen viel zu kostspielig werden, und man begnügt sich hier damit, die Wände derselben in einer Weise zu verankern, welche ein Reissen und Einstürzen der Mauern verhindert, selbst dann, wenn einem Theile des Fundam. durch einen Erdsturz die Stütze entzogen würde. Prof. Heinzerling behandelt die Aufgabe wie folgt:<sup>1)</sup>

Fig. 670.



Balken beansprucht. In ersterm Fall liegt der gezogene Theil des Balkens unten, im zweiten oben. Ist  $l$  die Länge der Wand,  $q$  die gleichmässig verteilte Belastung einschl. des Eigengewichts der Längeneinheit, so ist das Moment in der Mitte in beiden Beanspruchungsarten  $= \frac{q l^2}{8}$ . Ist  $h$  die Höhe der Wand,  $b$  die Breite, so ist das Widerstands-Moment  $= \frac{b h^2}{6}$ . Durch Gleichsetzung dieser

beiden Momente erhält man die grösste Spannung I.  $s = \frac{3 q l^2}{4 b h^2}$

Da diese Spannung für die Zugfestigkeit des Mörtels zu gross ist, muss man zur Unterstützung der Zugfestigkeit oben und unten eiserne Zuganker einlegen, Fig. 351. Erwägt man nun, dass in dem über, sowie in dem unter der neutralen Axe gelegenen Mauertheil (der Breite  $b$  und der Höhe  $\frac{h}{2}$ )

<sup>1)</sup> Allgem. Bauzeitg. 1878; auszugsweise auch in Deutsche Bauzeitg. 1878.

die Gesamtspannung: II.  $\frac{s}{2} b \frac{h}{2} = \frac{3}{16} q \frac{l^2}{h}$  erzeugt wird, so ergibt sich als Querschnitt des Zugankers: III.  $f = \frac{3}{16} q \frac{l^2}{hk}$ , wenn  $k$  die zul. Beanspruchung der Querschnittseinh. bedeutet.

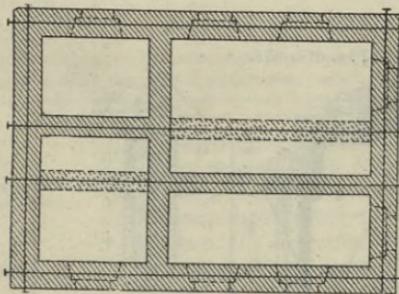
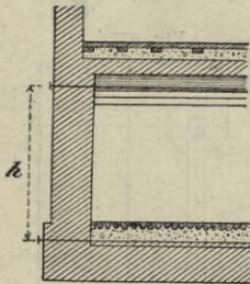
Bezeichnet man mit:  $\delta$  die mittlere Dicke der Gebäude-Mauern, mit  $H$  die Gesamthöhe derselben, mit  $\gamma$  das Gewicht der Kubikeinh. des Mauerwerks, mit  $g$  die Gesamt-Belastung für 1 qm der einzelnen Zwischendecken des Gebäudes, mit  $g_1$  die Belastung der Einheit des Dachgrundrisses und endlich mit  $t$  die Tiefe des Gebäudes, so ist die Gesamt-Belastung für die Längeneinheit der Wand:

$$\text{IV. } q = \delta H \gamma + \frac{t}{2} (ng + g_1).$$

Werden die Zuganker rund angenommen, so ergibt sich der nothwendige Durchm. des Ankers zu: V.  $d = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{3q}{\pi kh}}$ , worin  $q$  den Werth aus Gleichg.

VI. besitzt. Aus Gleichg. III. folgt, dass der Querschnitt  $f$  sich mit dem Werthe

Fig. 671, 672.



$ql^2/h$  vermindert. Es ist also zweckmässig, Gebäude mit kleinen Frontlängen und geringer Tiefe der Seitenwände aufzuführen. Hohe Gebäude mit beschränktem Grundriss sind daher niedrigen mit ausgedehntem Grundriss vorzuziehen. In

Städten mit geschlossenen Strassenfluchten darf man daher die einzelnen Gebäude nicht in unmittelbarem Zusammenhang auführen, sondern muss zwischen je 2 etwas Spielraum lassen. Um den äussern Anschein des Zusammenhangs zu wahren, empfiehlt Heinzerling die Frontmauern mittels gemauerter Nuthen und Federn unter genügendem Spielraum nach allen Richtungen hin zu verbinden.

Was die allgemeine Anordnung der Verankerungen betrifft, so sind, wie Fig. 671, 672 zeigen, sämtliche Umfangs- und Zwischenmauern des Kellergeschosses, sowohl unter der Sohle, als auch unter der Decke des Kellers, ihrer ganzen Länge nach durch Anker zusammen zu ziehen, und an allen Stellen, wo die Scheidewauern nicht durchgehen, Spreizen aus Mauerwerk, oder aus Eisen (Blechträger, Gitterträger, oder starke gusseiserne Rohre, durch welche die Anker gehen), oder aus beiden einzuschalten, welche dem in den Ankern sich entwickelnden Zuge den nöthigen Druck entgegen setzen, und ein Zusammenziehen der unverbundenen Mauertheile verhindern. Durchgehende, zwischen die Umfangs- und Scheidewauern einzuziehende Mauerschichten oder Gegengewölbe unterstützen wirksam jenen Widerstand, indem sie zugleich einen auf die Fundam. wirkenden ungleichen Bodendruck angemessen vertheilen. Ausserdem sei empfohlen, die obern und untern Anker derselben Wand nicht nur an den Enden, sondern auch bei grösserer Länge noch mehrmals in der Mitte, etwa an den Stellen, wo Querwände anstossen, durch senkrechte schmiedeiserne Bänder mit einander zu verbinden, um auf diese Weise die Zugfestigkeit des Mauerwerks auch in senkrechter Richtung zu unterstützen und einen geschlossenen festen Träger zu erhalten.

Die Verankerungen an einem Gebäude in Essen bestehen im besondern aus gusseisernen Eckplatten, welche aussen mit den nöthigen Ansätzen und Oeffnungen

zum Aufnehmen der Zuganker versehen sind. Die Fig. 673, 674 stellen eine Eckplatte für äussere Verankerungen dar, mit 2 über einander liegenden Zugankern, die Fig. 675, 676 eine Eckplatte für äussere und innere Verankerung mit je einem Zuganker. Fig. 677 zeigt Form und Abmessungen von Zwischenplatten zur Aufnahme von je 2 Zugankern; die Dicke der Platte ist 32 mm. Die Zuganker selbst sind bei geringen Längen durchgehend, bei grössern durch Laschen, Bolzen oder Schraubenschlösser gestossen.

Fig. 673, 674.

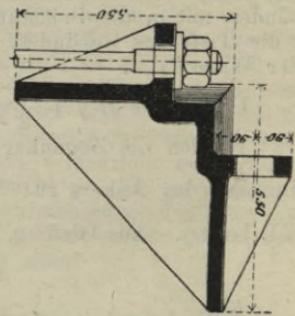
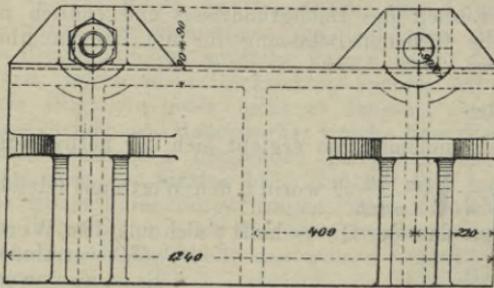


Fig. 677.

Fig. 675, 676.

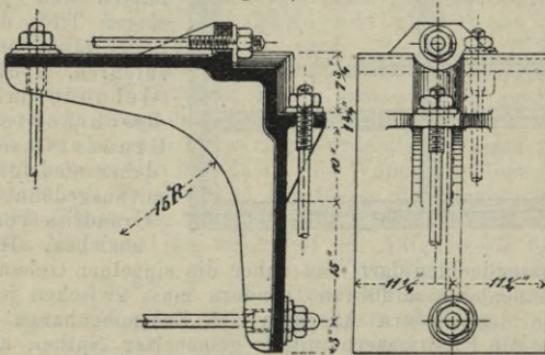
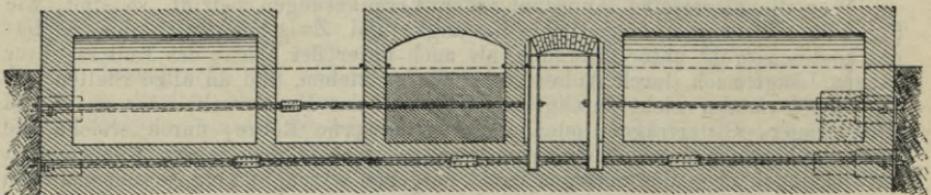


Fig. 678.

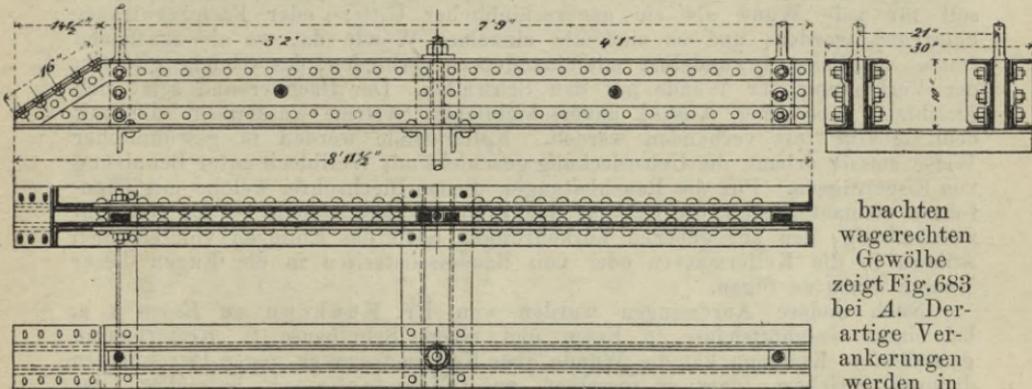


Wo Verankerungen durch Räume, welche für den Durchgang frei bleiben müssen, zu führen sind, geschieht dies durch eine Art schmiedeisernen Thürgestells, welches unten und oben durch Zugstangen verbunden und oben bisweilen überwölbt ist, während die Theile der unterbrochenen Zuganker in deren Pfosten enden. Es stellt dies also eine Ausführung ähnlich den Wechsellagen in Balkenlagen dar. Eine solche Anordnung zeigt Fig. 677 in der ganzen Anordnung und Fig. 678—681 in den einzelnen Theilen.

Wo die Zuganker nicht gerade durchzuführen, sondern zu schleifen sind, müssen sie da, wo sie sich einander zu nähern beginnen, durch gusseiserne Stemmröhren oder andere Spreizen auseinander gehalten, und da, wo die Näherung aufhört, durch schmiedeisernerne Zugbänder zusammen gehalten werden, Fig. 682. Bei paralleler Verschiebung der Zugrichtung einer einzelnen Ver-

ankerung, wie in Fig. 683 bei C, werden zur sichern Uebertragung der Zugkraft bisweilen noch Kreuzbänder angewendet. — Gebäude mit einspringenden Ecken erfordern wenigstens bis zur Höhe der obren Verankerungs-Ebene, also etwa bis zur Höhe des Kellergeschosses, die Herstellung voller Ecken durch Ausmauerung, um die oben erwähnten Eckplatten anbringen und eine zusammenhängende Verankerung herstellen zu können. Die Ausfüllung einer solchen Ecke mit einem zur bessern Uebertragung der Zugkraft im Innern der Ecke ange-

Fig. 679—681.



brachten wagerechten Gewölbe zeigt Fig. 683 bei A. Derartige Verankerungen werden in Essen bei

Fig. 682.

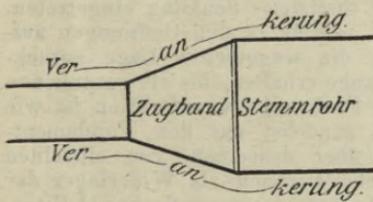


Fig. 683.

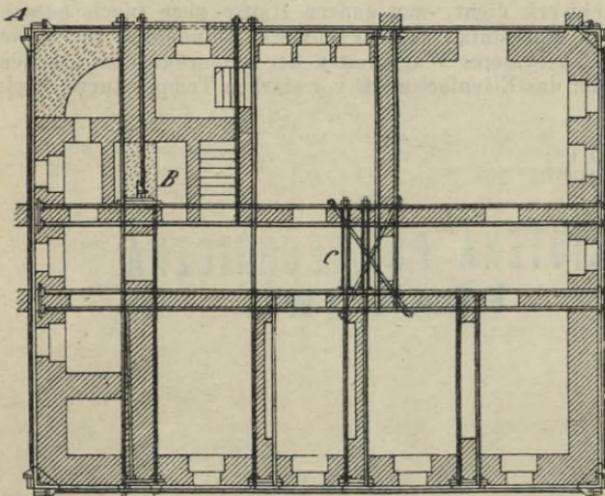
Neubauten von vorn herein, bei Ausbesserungsbauten nachträglich eingebracht. Neubauten erhalten in der Regel ein unter dem ganzen Gebäude durchgeführtes, etwa 2 Stein starkes Fundam. aus Ziegelflachsichten, um welches die untere Verankerung sofort gelegt wird. Hierauf werden die Mauern und Deckengewölbe des Kellergeschosses ausgeführt, welche hierbei sogleich die etwa erforderlichen Verspreizungen erhalten, und dicht

unter der Kellerdecke folgt alsdann die zweite

Verankerung. Guter Mörtel und sorgfältige Arbeit erhöhen selbstredend die Festigkeit dieser gemauerten Tragwände. Da der Querschn. der Anker sich mit der Belastung *g* vermindert, so führt man die Wände der übrigen Stockwerke in möglichst leichter Bauart aus, indem man vielfach Fachwerk anwendet, welches auch durch seinen Holzverband eine grössere Sicherheit gegen Beanspruchung auf Zug bietet.

In einer von den Heinzerling'schen Vor-

schlägen etwas abweichenden Weise erstrebt Braun, Bau- und Maschinen-Inspektor bei der Bergwerks-Direktion in Saarbrücken, die Sicherung der



Bauten auf Grubenterrain<sup>1)</sup>: Die Gebäude sollen in Fachwerk und so hergestellt werden, dass sie von Bodenbewegungen möglichst unabhängig sind, auch alle stattgefundenen Verschiebungen leicht wieder beseitigt werden können. Die Wände erhalten Fundamente von geringer Höhe aber grosser Breite aus plattenförmigen Bruchsteinen, die mit einem 2 Stein starken, 4—6 Schichten hohen Sockel aus Ziegelstein abgeglichen werden. Die darauf liegende, für die Umfassungswände verdoppelte Schwellenlage wird durch gute Verbindungen mit Bolzen, Laschen, Winkelbändern u. s. w. zu einem einheitlichen festen Ganzen gemacht. Das auf den Schwellen stehende Fachwerk soll für jede Wand als ein unverschieblicher Gitter- oder Fachwerkträger konstruirt worden; und es sind die einzelnen Wände da, wo sie zusammen treten, möglichst unwandelbar mit einander zu verbinden; das Gleiche gilt von der Verbindung der Wände mit den Schwellen. Der Dachverband setzt sich gleichfalls aus einer Anzahl unverschieblicher Systeme zusammen, die mit dem Gebälke fest verbunden werden. Kellerwände werden in gewöhnlicher Weise massiv erbaut, die Ueberdeckung geschieht mit Wellblech unter Benutzung von Eisenträgern. Für die Rauchleitungen dienen Blechrohre, welche mit Thonrohren ummantelt sind, die frei auf den Zimmerdecken stehen. — Es erscheint zweckmässig, den angegebenen Vorkehrungen noch das Einlegen von eisernen Ankeren in die Kellermauern oder von Bandeisenstreifen in die Fugen dieser Mauern hinzu zu fügen.

Noch andere Anordnungen wurden von Fr. Kunhenn zu Essen u. a. bei einem Geschäftshause in Essen und einem Schulhause in Rotterhausen getroffen.<sup>1)</sup> Kunhenn hat die Wände über Kellermauerwerk gegen Durchbiegen dadurch gesichert, dass er dieselben aus Eisenfachwerk herstellte, das Fundament selber dagegen aus einzelnen Pfeilern, welche, um das Eindringen des äussern Erdreichs in die Kellerräume zu hindern, nur durch schwache Wände verbunden sind. Ist nun eine theilweise Senkung eingetreten, so werden die letztern durchschlagen und wird mittels in den Oeffnungen aufgestellter Erdwinden das Gebäude wieder in die wagerechte Lage zurückgebracht, durch die Winden in dieser auch so lange erhalten, bis die gesunkenen Pfeiler erhöht oder neu aufgemauert sind. Die Fachwerks-Konstruktion ist wie folgt eingerichtet: an beiden Langseiten liegt zunächst auf den Fundamentpfeilern ein  $\Gamma$ -Träger schwersten Profils und über denselben, von einzelnen Mittelpfeilern unterstützt, die Querträger, welche zugleich als Widerlager der Kellerkappen dienen. Auf diesen ruht in den Aussenmauern ein flaches U-Eisen, in gleicher Höhe rings umlaufend, welches zur Hälfte als Unterlage bez. Schwelle für das Eisenfachwerk dient, zur andern Hälfte aber (nach aussen) das Verblendungsmauerwerk unterstützt. Das Fachwerk ist nämlich verblendet sowohl für den Zweck, um ein besseres Warmhalten der Innenräume zu erzielen, als auch für den andern, um das Eisenfachwerk vor starken Temperaturwechseln zu schützen.

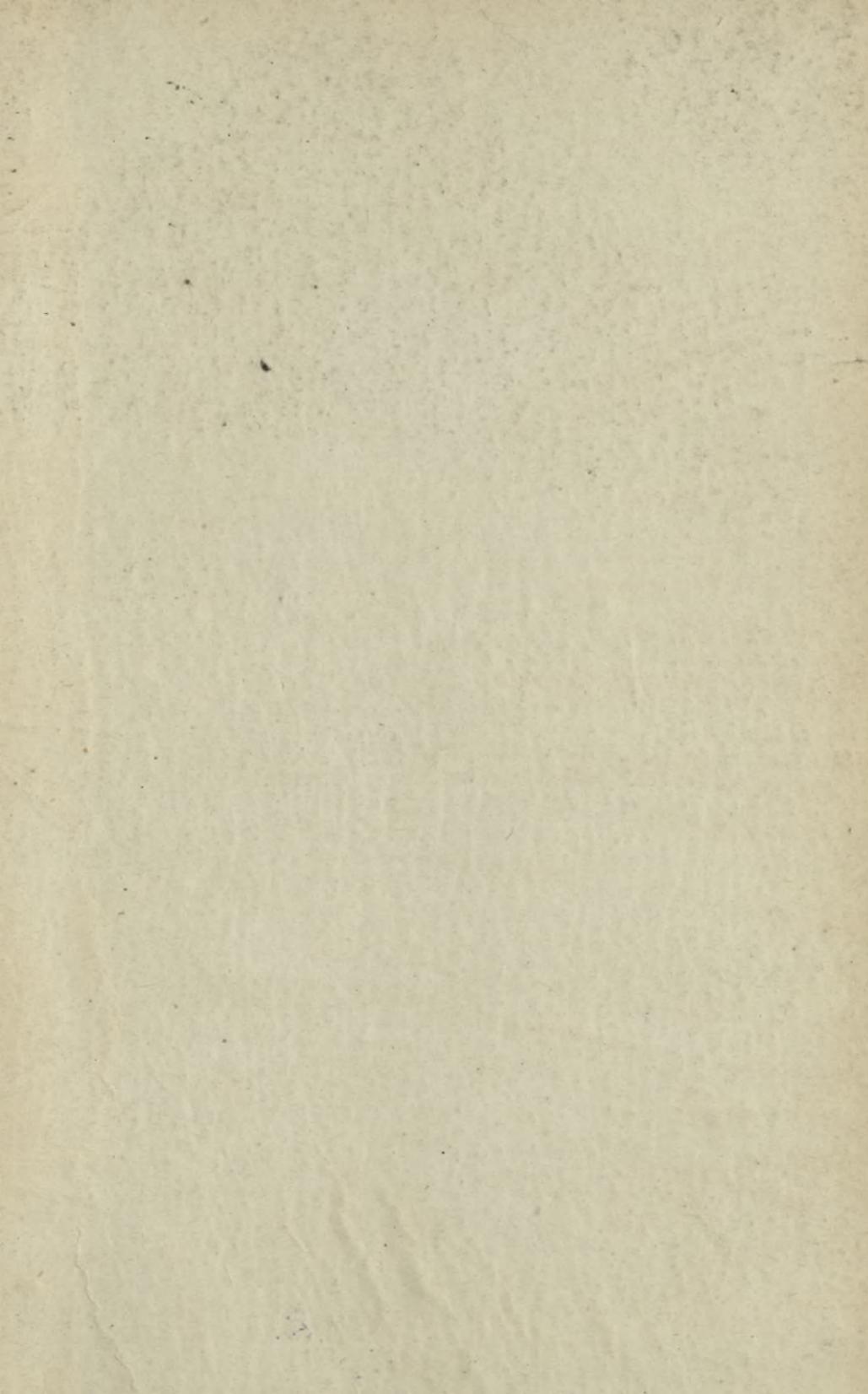
<sup>1)</sup> Deutsch. Bauzeitg. 1876, S. 187.

<sup>2)</sup> Wochenbl. f. Bauk. 1881, S. 477.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

2-20

96-5



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



**II-349554**

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297358