

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297355



4

n

x
524

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, 2. Th.
Ergänzungen zum Grundbau.

BERLIN,
Kommissions-Verlag von Ernst Toeche.

2619 me me

Ergänzungen zum Grundbau

von

L. Brennecke

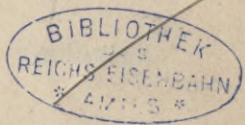
Kais. Marine-Hafen-Bauinspektor.

Mit 200 Illustrationen im Text.

BERLIN,

Kommissions-Verlag von Ernst Toeche.

1895.



g 74.50



~~11-2619~~



11-34855

Alle Rechte vorbehalten.

Akc. Nr. 5186/51

BPK-3-20/2017

Vorwort.

Zur Abfassung der nachstehenden „Ergänzungen“ seines „Grundbau“ hat den Verfasser der Umstand veranlasst, dass seit Erscheinen des letzteren bereits wesentliche Fortschritte in diesem Zweige der Ingenieurwissenschaft gemacht sind, während eine neue Auflage des „Grundbau“ selbst für die nächsten Jahre noch nicht in Aussicht steht. Die Ergänzungen heben den „Grundbau“ wieder vollkommen auf die wissenschaftliche Höhe der Gegenwart und dürften daher sowohl denjenigen, welche dieses Buch bereits besitzen, als auch denjenigen, welche es noch erwerben werden, gleich willkommen sein.

Die Eintheilung der „Ergänzungen“ ist ihrem Zwecke entsprechend genau dieselbe, wie diejenige des „Grundbau“ selbst, wobei noch zu bemerken ist, dass einzelne Abschnitte, für die nichts Neues mitzutheilen war, ganz ausgelassen wurden. Von neueren Beispielen sind stets nur die wichtigsten ausführlicher behandelt und bildlich dargestellt. Ausserdem ist aber eine grosse Anzahl anderer kurz erwähnt und die Quelle angegeben, welche Näheres über dieselben bringt. Dadurch wird dem Leser Gelegenheit geboten, über solche Ausführungen, welche den ihm vorliegenden Verhältnissen zu entsprechen scheinen, sich noch näher unterrichten zu können.

Die „Ergänzungen“ sind ferner dazu benutzt, um den Besitzern des „Grundbau“ ein vollständiges Verzeichniss der in demselben leider ziemlich zahlreich vorkommenden Druckfehler zugehen zu lassen. Sie werden daher auch dazu beitragen, den Werth des „Grundbau“ selbst zu heben.

Möge die vorliegende Arbeit dieselbe freundliche Aufnahme finden, welche dem Grundbau selbst im In- und Auslande zu Theil geworden ist.

Kiel, im November 1894.

Der Verfasser.

Inhalts-Verzeichniss.

Seiten

A. Der Grundbau im allgemeinen.

Seite 1—36.

I. Hilfsmaschinen und Geräte zum Grundbau.

Seite 1—28.

a. Wahl der Hilfsmaschinen: Kosten verschiedener Betriebskräfte	1—2
b. Maschinen zum Eintreiben von Pfählen	2—10
α. Rammen.	
β. Eintreiben von Pfählen mittels Druckwassers.	
β'. Eintreiben durch Dampf.	
γ. Rammknecht oder Jungfer; Pfahlringe; Pfahlschuhe; Aufpfropfen der Pfähle.	
δ. Einige allgemeine Bemerkungen über Rammarbeiten.	
c. Maschinen und Einrichtungen für einige Arbeitsleistungen unter Wasser	10—14
α. Grundsägen.	
β. Vorrichtungen zum Ausziehen von Pfählen.	
γ. Beseitigung von Grundpfählen durch Sprengung.	
δ. Verfahren zum Anschneiden von Zapfen unter Wasser.	
ζ. Geräte zum Beseitigen von Hindernissen unter Wasser, Sprengungen, Abdichten von Rissen.	
d. Baggerapparate	14—18
ε. Krahnbagger und Exkavatoren.	
ζ. Pumpenbagger.	
η. Hydraulische und Pressluft-Exkavatoren.	
ι. Pulsometer-Bagger.	
e. Vorrichtungen zum Wasserheben	18
β. Die holländische Wasserschraube.	
λ. Elektrische Pumpe.	
f. Maschinen und Vorrichtungen zur Herstellung von Mörtel, Beton und Mauerwerk	18—28
α. Zerkleinerungs-Maschinen für Rohmaterial. Kugelmühle.	
β. Mischmaschinen für Mörtel: Kollergang.	
γ. Mischmaschinen für Beton.	
δ. Versenk-Einrichtungen. 1. Betonrichter. 2. Betonkasten. 4. Besondere Schüttungsweisen: Monolith-System, Sackmethode.	
ε. Geräte zum Stampfen von Beton.	
ζ. Geräte zum Heben und Bewegen schwerer Werkstücke: 1. Steinklauen und Wölfe. 2. Einrichtungen zum Transport schwerer Werkstücke.	

II. Baugrund und Tiefe der Fundamente.

Seiten.

Seite 28—32.

a. Eigenschaften der verschiedenen Bodenarten	28
γ. Sandschichten.	
a ¹ . Ermittlung der Pressung auf den Baugrund	29
b. Grösse der Tragfähigkeit	29—30
c. Bodenuntersuchungen	30—32

III. Einschliessung, Abdämmung, Trockenlegung der Baugrube.

Seite 32—36.

a. Bohl-, Spund- und Pfahlwände	32—33
b. Einschliessungen aus Fassoneisen	33—34
c. Einschliessungen aus Wellblech	34
d. Fangedämme	34—35
f. Allgemeines über Anordnung der Wasser-Bewältigung	35—36

IV. Wahl der Gründungsart.

Seite 36.

B. Die wichtigsten Gründungsarten.

Seite 37—117.

I. Befestigung schlechten Baugrundes.

Seite 37—41.

a. Verdichtung des Bodens	37
b. Verbreiterung der Fundamente	38—41
α. Betonbett.	
β. Liegender Rost.	
γ. Umgekehrte Gewölbe.	
δ. Sandschüttung.	

II. Gründungen auf Beton unter Wasser.

Seite 41—52.

Berechnung von Dock- und Schleusenkörpern.

III. Pfahlrost und eiserne Pfähle.

Seite 52—64.

a. Allgemeines	52—54
d. Stellung der Pfähle mit Bezug auf die Gefahr des Kippens der aufgesetzten Bauwerke	54—60
e. Tragfähigkeit von Rostpfählen	61
f. Schraubenpfähle, eiserne Pfähle	61—64

IV. Senkkasten mit unterem Boden und Schwimmpfeiler.

Seite 64—65.

- b. Boden und Seitenwände hölzerner Senkkasten 64—65

V. Brunnengründung.

Seite 65—71.

- b. Gemauerte Senkbrunnen 65—66
 γ. Ausführung des Mauerwerkes.
 c. Eiserne Senkbrunnen 66—69
 α. 1. Gusseiserne Brunnen.
 2. Brunnen aus Walzeisen.
 d. Hölzerne Brunnen 69—70
 e. Senken der Brunnen 70—71

VI. Luftdruckgründung.

Seite 72—101.

- b. Senkkasten 72—76
 α. Senkkasten aus Eisen.
 γ. Senkkasten aus Holz.
 d. Luftschleusen und Fördereinrichtungen 77—80
 α. Allgemeine Anordnung.
 β. Statische Berechnung der Luftschleusen.
 f. Luftpumpen (Luftpressen) und Luftleitung 80—81
 α. Berechnung des Kraft- und Luftbedarfs.
 β. Konstruktion der Luftverdichtungs-Maschinen.
 2. Beschreibung einiger Luftpressen.
 g. Versenkungsarbeiten 81—82
 α. Versenkung auf den Grund.
 3. Senkungsapparate.
 4. Versenkung mit eisernen und hölzernen Mänteln.
 β. Versenkung in den Boden.
 h. Belichtung und Einrichtungen zum Verkehr mit den Arbeitern
 im Senkkasten 82
 k. Sicherheitsmittel für den Betrieb der Luftdruckgründung 82—84
 α. Sicherheitsvorschriften hygienischer Art.
 l. Die Taucherglockengründung 84—96
 α. Allgemeines.
 β. Berechnung der Taucherglocken.
 m. Verwendung der Pressluft im Tunnelbau und zum Bau von Schräg-
 pfeilern 96—101

VII. Gefriergründung.

Seite 101—104.

- a. Ueber Kälte-Erzeugung 101
 b. Ausführung der Gefriergründung 101—104
 c. Kosten der Gefriergründung 104

VIII. Zusammengesetzte Gründungsarten.

Seite 105—106.

- a. Benutzung verdichteter Luft zur Einleitung einer Gründung in
 offenem, eisernen Fangedamm 105—106

IX. Einige weniger allgemein verwendbare, bezw. verbreitete Gründungsarten.

Seite 106—112.

a. Steinkistenbau	106—107
c. Vereinigung von Pfahlrost und Sandschüttung	107
e. Gründung mit künstlichen Blöcken	108—109
f. Gründung mittels Schachtabteufung	109
g. Versteinerungsgründung	109—110
h. Sandschüttung, Faschinen und Steinschüttung	110
i. Gründungsverfahren von Litster	110—111
k. Gründung mittels Dynamit	111—112

X. Schutz der Fundamente gegen Unterspülung und Nässe; Vorkehrungen, um ein gleichmässiges Setzen zu erreichen und Anderes.

Seite 112—117.

a. Schutzmittel gegen Unterspülung	112—113
c. Schutz gegen Feuchtigkeit	114—115
e. Gleichmässigkeit des Setzens	115—116
f. Gründungen auf wandelbarem Boden	116—117

Verzeichniss der im „Grundbau“ vorkommenden Fehler	119—122
--	---------

A. Der Grundbau im allgemeinen.

I. Hilfsmaschinen und Geräte zum Grundbau.

a. Wahl der Hilfsmaschinen. Kosten verschiedener Betriebskräfte.

In neuerer Zeit hat sowohl die Kräfteerzeugung, als auch die Kraftübertragung bedeutende Fortschritte gemacht. In Bezug auf die Kräfteerzeugung zeigt sich dies bei den Benzin- und Petroleum-Motoren, die gegenwärtig von bedeutender Leistungsfähigkeit, verbunden mit genügender Betriebssicherheit, durch verschiedene Fabriken hergestellt werden und die für Bauzwecke namentlich deswegen Beachtung verdienen, weil sie jederzeit sofort betriebsfähig sind. Sie eignen sich daher besonders für solche Arbeiten, die von unregelmässiger Dauer sind, aber jederzeit nöthig werden können. Weniger günstig sind sie dagegen bei sehr unregelmässiger Grösse des jeweiligen Kraftbedarfes. Indem wegen näherer Information über diese Motoren auf die maschinentechnische Litteratur (Zeitschrift d. Ver. Deutscher Ing., Praktische Maschinen-Konstr., Techn. Rundschau usw.) verwiesen werden muss, sei hier nur erwähnt, dass der Erdöl-Verbrauch dieser Maschinen etwa 0,6 kg für 1 P.S. bei kleinen und etwa 0,5 kg bei grösseren beträgt.

In Bezug auf die Kraftübertragung hat namentlich die Elektrotechnik ausserordentliche Fortschritte gemacht und verspricht für die Zukunft noch grössere. Die Uebertragung durch Pressluft dagegen scheint ins Stocken gerathen zu sein, und wird der Elektrotechnik gegenüber kaum Stand halten können. Die nachstehende Tabelle giebt die Betriebskosten einer Anzahl von Kleinmotoren an, und ist einer Arbeit von Korte (Zeitschrift d. Ver. Deutsch. Ing. 1891 10. Jan.) entlehnt. Die Kosten verstehen sich einschl. Verzinsung und Abschreibung bei täglich 5 stündigem, bezw. 10 stündigem Betriebe.

Zusammenstellung der Betriebskosten für 1 Pfdkr.—Std. verschiedener Motoren.

Grösse des Motors nach Pfdkr.	1/4		1/2		1		2		3		4		6	
	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5	10	5
Betriebsdauer in Std.														
1. Gasmotor. Bei einem Gaspreise v. 12 Pf. für 1 cbm, insgesamt M.	0,48	0,66	0,34	0,48	0,23	0,31	0,19	0,24	0,17	0,21	0,16	0,20	0,15	0,19
do. an Gas allein "	0,24		0,17		0,12		0,12		0,11		0,11		0,11	
2. Wassermotor. Bei einem Wasserpreise von 12 Pf. für 1 cbm, insgesamt M.	0,88	1,01	0,82	0,90	0,76	0,82	0,72	0,75						
do. an Wasser allein "	0,72		0,72		0,70		0,67							
3. Elektromotor. 1 Amp. b. 110V. kostet 8 Pf. (Barmen), also insgesamt M.	1,09	1,20	0,88	0,95	0,81	0,85	0,76	0,79	0,72	0,75				
do. für den Strom allein "	0,96		0,80		0,76		0,72		0,69					
3a. Elektromotor. Preise f. Berlin ungefähr halb so hoch wie Barmen, insgesamt . M.	0,63	0,74	0,54	0,61	0,45	0,49	0,40	0,42	0,37	0,40				
do. Kosten des Stromes "	0,50		0,46		0,40		0,36		0,34					
4. Druckluftmotor. Paris. 1 cbm Druckluft kostet 1,2 Pf., also insgesamt . . . M.	1,09	1,25	0,87	0,97	0,64	0,70	0,54	0,58	0,47	0,50	0,43	0,45	0,34	0,36
Kosten an Luft u. Vorwärmkohle "	0,85		0,73		0,55		0,49		0,43		0,39		0,31	
5. Dampf-Kleinmotor. Kohlenpreis 1,25 M., für 100 kg M.					0,24	0,35	0,17	0,24	0,14	0,20	0,12	0,17	0,11	0,15
do. 1,50 " " 100 " "					0,26	0,37	0,18	0,26	0,16	0,22	0,13	0,19	0,12	0,17
do. 2,00 " " 100 " "					0,29	0,41	0,21	0,29	0,18	0,25	0,16	0,24	0,14	0,19
6. Heissluftmaschine v. Lehmann. Kohlenpr. 1,25 M., f. 100 kg M.	0,54	0,94	0,34	0,56	0,23	0,37	0,18	0,28						

In neuester Zeit sind die Kosten des elektrischen Betriebes jedoch wesentlich gesunken. So werden (1894) von der Elektrizitäts-Gesellschaft in Hamburg für 1000 Watt 25 Pf., in Berlin nur 20 Pf. berechnet. Dabei verbrauchen die Kleinmotoren, je nach Grösse, zwischen 1000 und 870, grosse noch weniger Watt für die Stunde Pferdekraft. Elektrischer Betrieb ist besonders bei sehr unregelmässigem Verbräuche (Winden) empfehlenswerth.

Fig. 1.

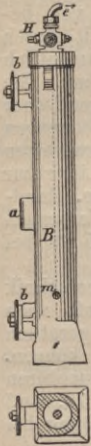
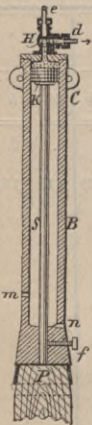


Fig. 2.



b) Maschinen zum Eintreiben von Pfählen.

α. Rammen.

Bei diesen Baumaschinen haben namentlich die unmittelbar wirkenden Dampfrahmen eine grössere Verbreitung erlangt und zweckmässige Verbesserungen erfahren.

Fig. 3.

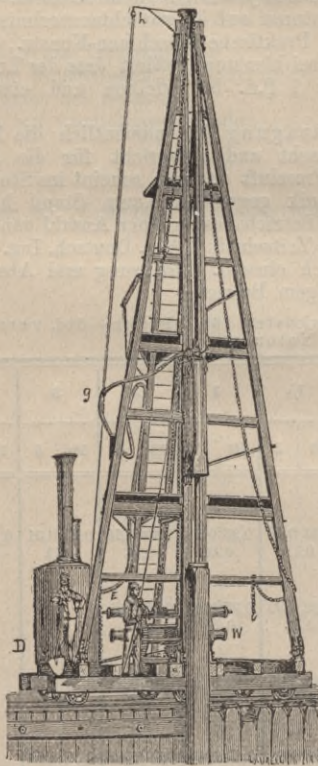


Fig. 1 bis 3 zeigt die Ramme von Lacour, welche fälschlich oft Figée zugeschrieben wird. Die massive, mit dem Kolben aus einem Stück gearbeitete Kolbenstange *S* geht durch den Boden des Zylinders, welcher wie bei der von Riggenbach und Lewicki den Rammbar bildet, und stützt sich lose auf den Pfahlkopf *P*; der Zylinder gleitet an 2 Läuferuthen, zwischen denen die Ansätze *a* und *b* sitzen, durch die der Bär zwischen den Läuferuthen gehalten wird. Die Ohren *c* dienen zum Anfassenden des Bären, wenn derselbe gehoben werden soll. Die Zuleitung des Dampfes geschieht (Fig. 2) bei *d* durch einen Dreiweghahn *H*. Der Dampf tritt zwischen den Kolben und den oberen Boden des Bären und hebt letzteren so lange, bis der Hahn in Richtung des Pfeiles von rechts nach links um 90° gedreht wird, wodurch die Dampfzufuhr gleichzeitig abgeschlossen wird. Nach der Drehung kann der Dampf bei *e* nach aussen entweichen und der Bär fallen. Wird die Drehung des Hahns versäumt, so hebt sich der Bär so lange, bis das Loch *m* am unteren Ende des Zylinders den Dampf austreten lässt. Das Loch *n* dient zum Abfließen des Kondensationswassers.

Beide Löcher vermitteln gleichzeitig den Ein- und Austritt der Luft. Die Klemmschraube *f* hat den Zweck, die Kolbenstange beim Aufwinden des Bären festzuhalten. In Nizza wurde in 2 Minuten 1 Pfahl von 30 × 30 cm Stärke 3 m tief in festen Sand mit einer solchen Ramme von 1000 kg Bärgewicht eingeschlagen.

Ueber die Kosten von Rammen nach diesem System (Fig. 23 im Grundbau) giebt die nachstehende Preisliste (1893) von Menck & Hambrock (Altona) Auskunft.

No. des Modells	Pferdekraft des Dampfkessels	Pferdekraft der Dampfwinde	4		Hubhöhe in mm	Höhe bis Unterkante d. hochgezogenen Bären. M.	Gewicht der ganzen Rammen. kg	Preis der kompletten Rammen ab Fabrik.			
			Gewicht des Bären. kg	Hubhöhe in mm				Mit Gerüst No. 1. M.	Mit Gerüst No. 2. M.	Mit Gerüst No. 3. M.	Mit Gerüst No. 3a. M.
3	3	2	450	900	9	5 000	4 050	4 250	4 450	4 650	
4	4	3	600	1100	10	6 500	5 050	5 250	5 450	5 650	
6	6	4	750	1400	11	8 600	6 400	6 700	7 000	7 300	
8	8	4	900	1500	12	10 300	7 600	8 000	8 400	8 800	
10	10	5	1050	1700	13	12 200	9 150	9 600	10 050	10 500	
12	12	6	1200	1800	14	14 000	11 000	11 500	12 000	12 500	

Zahl der Schläge zwischen 40 und 30 in 1 Minute. Gerüst 1 (Spalte 8) ist ohne verstellbare Läuferrollen und ohne Rollen. Gerüst 2 (Spalte 9) mit wagrecht-drehbaren Laufrollen und bis $\frac{1}{2}$ nach hinten und $\frac{1}{10}$ nach vorn zu neigender Läuferrolle. Gerüst 3 (Spalte 10) mit Laufrollen und Läuferrolle wie 2, aber doppelten Fussrahmen, deren oberer um eine senkrechte Achse über dem unteren gedreht werden kann. Gerüst 3a endlich wie 3 aber mit vor dem Rahmen liegender Läuferrolle, sodass der Bär an dieser vorbei etwa $\frac{1}{2}$ m tiefer schlagen kann.

Die Dampfzuführung geschieht bei diesen Rammen durch einen Schlauch, der an dem Steuerungshahn (II) anschliesst. Das Schlauchende am Hahn muss also die ganzen Bewegungen des Bären mitmachen und wird dadurch leicht undicht. Ausserdem erweicht das Kondensationswasser, welches aus dem Zylinder längs der Kolbenstange auf den Pfahlkopf läuft diesen letzteren, wodurch die Leistung der Ramme sehr beeinträchtigt wird, wenn die Pfähle schwer ziehen.

Beide Uebelstände haben Menck & Hambrock in Altona durch die in Fig. 4 bis 7 dargestellte Konstruktion zu vermeiden gesucht, bei welcher die Kolbenstange *a* oben aus dem Zylinder austritt, an der Konsole *b* hängt und sich mittels eines zwischen den Läufern liegenden Ständers mit Fussstück über dem Pfahlkopf mittelbar auf diesen stützt.

Die hohle Kolbenstange führt den Dampf zwischen obere Kolbenfläche und oberen Zylinderdeckel. Hubbegrenzung und Abfluss des Kondenswassers durch Löcher im Zylinder wie bei der Ramme von Lacour. Desgleichen Steuerung durch den Dreiweghahn *e*, der aber hier nur die Bewegung des Pfahlkopfes mitmacht. Die Dampfzuführung erfolgt durch das (patentirte) Teleskoprohr, (Fig. 4 bis 7), welches ganz oben an der Läuferrolle mittels des Teleskophalters *k* befestigt ist. Dieser trägt bei *i*, fest verbunden, das Teleskoprohr, in welches bei *h* die Dampfleitung mündet. In der Stopfbüchse dieses Halters *k* bewegt sich das zweite Rohr und sitzt am unteren Ende in fester Verbindung auf dem zwischen den Läufern beweglichen Teleskophalter *k'*, welcher wiederum in einer Stopfbüchse das dritte Rohr aufnimmt. Dieses stützt sich bei *f* auf den Steuerungsmechanismus, der mit dem Laufrahmen *b* des Bären elastisch (Spiralfedern *dd'* Fig. 7) verbunden ist. Vom Hahne *e* geht mittels der Stopfbüchse *g* das Rohr *f'* in die hohle Kolbenstange *a*. Für schwer zu schlagende Pfähle ist diese Konstruktion der einfacheren von Lacour vorzuziehen.

Preise dieser Rammen (1893). Zahl der Schläge 40 bis 30 in 1 Minute.

No. des Modells	Pferdekraft		des Bären		Höhe bis Unterkante d. hochgezogenen Bären. m	Gewicht der ganzen Rammen. kg	Preis der ganzen Rammen ab Fabrik.				Bemerkungen.
	des Kessels	der Dampfwinde	Gewicht. kg	Hubhöhe. mm			Mit Gerüst No. 1. M.	Mit Gerüst No. 2. M.	Mit Gerüst No. 3. M.	Mit Gerüst No. 3a. M.	
3	3	2	550	900	7	5 500	4 600	4 800	5 000	5 200	Die Gerüste 1 bis 3a sind dieselben, wie bei der vorigen Tabelle angegeben.
4	4	3	700	1100	8	7 000	5 700	5 900	6 100	6 300	
6	6	4	850	1400	9	9 000	7 100	7 400	7 700	8 000	
8	8	4	1000	1700	10	11 000	8 200	8 600	9 000	9 400	
10	10	5	1200	1800	11	13 000	9 850	10 300	10 750	11 200	
12	12	6	1400	1850	12	15 000	11 600	12 100	12 600	13 100	
16	16	8	1600	2200	13	19 000	14 200	14 800	15 400	16 000	
20	20	8	1800	2450	14	23 000	16 300	17 000	17 700	18 400	
25	25	10	2000	2750	15	28 000	19 200	20 000	20 800	21 600	

Fig. 4.

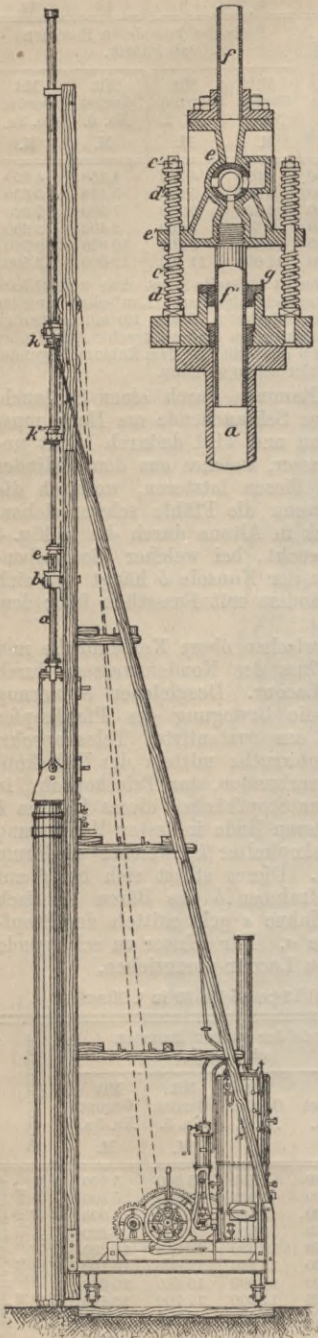


Fig. 7.

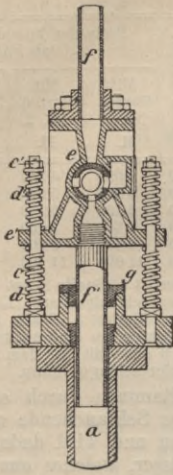
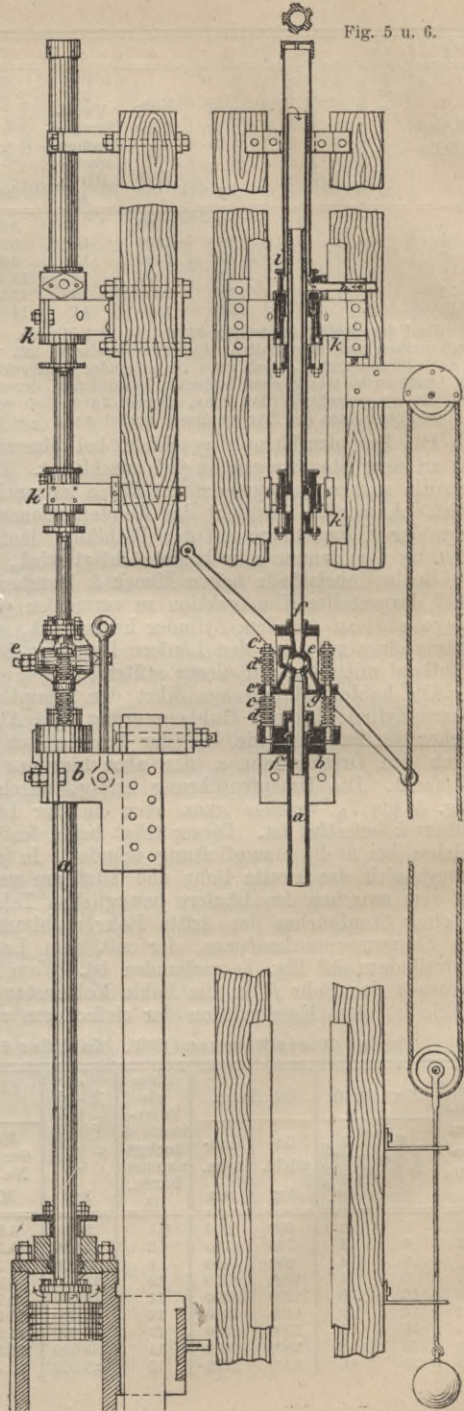


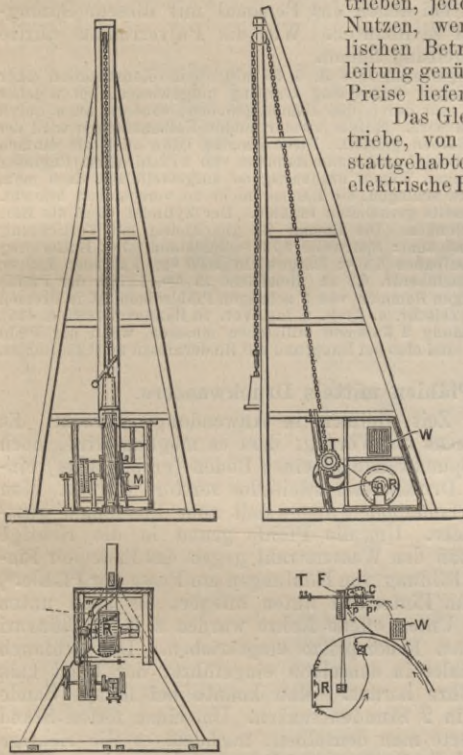
Fig. 5 u. 6.



Da jede unmittelbar wirkende Dampftramme infolge des konstanten Hubes nur einen bestimmten Schlag ausüben kann, so ist für jede Rammarbeit ein gewisses Kleinstgewicht des Bären erforderlich, um einen günstigen Erfolg zu erreichen. Es ist daher wichtig, sich bei jeder Rammarbeit zu vergewissern, dass nicht ein zu leichter Bär verwendet wird¹⁾.

Die Leistung dieser Rammen hängt wesentlich von der Geschwindigkeit des Versetzens und Pfahlstellens ab, und es muss auf bequeme Vorrichtungen hierfür besonders geachtet werden, um so mehr, als das Gewicht stets verhältnissmässig gross ist. Man hat daher, um sie beweglicher zu machen, den Kessel auch wohl von der Maschine ganz getrennt und denselben nicht mit auf das Rammerüst gestellt. Dadurch erhält man aber lange Dampfleitungen und viel Kondensation.

Fig. 8.



Aus dem gleichen Grunde hat man (in England) vereinzelt die Rammen durch Wasserdruck getrieben, jedoch ist das Verfahren nur dann von Nutzen, wenn eine Zentralanlage für hydraulischen Betrieb in der Nähe, oder eine Wasserleitung genügend starken Wasserdruck zu billigem Preise liefert.

Das Gleiche gilt von dem elektrischen Betriebe, von welchem Fig. 8 eine in Frankreich stattgehabte Anwendung zeigt. Die Sperrige elektrische Betriebsmaschine R nach Edison'scher Anordnung mit gleichbleibender Geschwindigkeit steht unmittelbar auf der Rammstube und treibt mittels Riemen ein gewöhnliches Kettenrad T , auf dessen Welle 2 Rollen, 1 feste F und 1 lose L sitzen. Die von der Erzeugungsstelle der Elektrizität ausgehenden Leitungsdrähte sind mit der Betriebsmaschine R verbunden, können aber auch durch Umschaltung mit den in der Nähe von R angeordneten Widerständen W in Verbindung gesetzt werden. Ist der Strom geschlossen, so geht er beständig durch die mit gleichmässiger Geschwindigkeit arbeitende Betriebsmaschine R ; er nimmt seinen Weg durch die Widerstände W nur bei einem Stillstande des Kettenrades, um die durch das Heben des Bären ausgeübte Kraftleistung auszugleichen. Zu dem Ende ist der Leitungsdraht der Widerstände an dem einen Ende mit einem festen Kupferstücke PP_1 verbunden

und auf dem anderen Ende mit einem auf der Welle befestigten, kupfernen Ansatz C , der auf PP_1 gleitet. Die Welle kann aber mittels der Kurbel M ausgerückt werden, um den Riemen von der festen Welle auf die lose übergehen zu lassen, in welchem Falle sie mithin zugleich als Umschalter dient und den Strom von der Betriebsmaschine auf die Widerstände überleitet. Die verbrauchte Kraft bleibt somit immer dieselbe.

Die Ramme an sich war eine gewöhnliche Kunstramme. Das Gewicht des Bären betrug 500 kg, die Hubhöhe je nach Bedarf 5 bis 6 m. Die Stromstärke war 63 Ampère, die elektrische Kraft an der Erzeugungsstelle 112 Volt

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1885, S. 405 und 605.

und an der etwa 100 m entfernten Betriebsstelle 100 Volt. Der Leitungsdraht (Kupfer) war 5 mm stark, Kraftverlust durch Leitung, Maschinen und Wellen 31 0/0.¹⁾

Der elektrische Rammtrieb hat jedenfalls mehr Aussicht auf häufigere Anwendung, als der hydraulische, nicht nur wegen der viel bequemerem Zuleitung der Kraft, sondern auch, weil in der Zukunft die Zahl der elektrischen Anlagen die der hydraulischen weit überwiegen wird, wenn diese durch erstere nicht ganz verdrängt werden.

Eine besondere Art von elektrischen Rammen wird beschrieben in de ingénieur 1893 No. 13, auch Deutsche Bauztg. 1893 S. 487.

Die Anwendung des Dynamits zum Eintreiben von Pfählen ist von Oberstleutnant von Prodanovic versucht.²⁾

Kosten und Zeitverbrauch sollen geringer gewesen sein als bei Kunstrammen. 2 Ladungen von 0,5 kg Dynamit wirkten so viel wie 10 Schläge einer Kunstramme von 750 kg Bärgewicht bei 3 m Fall. Die Anwendung wird sich immer nur für Militärbauten (Pioniere) empfehlen, bei denen das Personal mit diesem Sprengstoff umzugehen versteht, wenig für Zivilbauten. Wie die Pulverramme dürfte auch diese Anwendung wenig Verbreitung finden.

Zum Schluss sei noch auf die im Engineering 1888 II. S. 59 mitgetheilte Konstruktion einer doppelt wirkenden Dampfamme der Southgate engineering company hingewiesen, bei welcher der den Bär bildende Dampfzylinder nicht nur durch den Dampf gehoben, sondern auch durch den letzteren auf den Pfahl hinabgeworfen wird. Mittels zweier hohlen Kolbenstangen wird der Dampf abwechselnd über und unter den Kolben geleitet. Diese Ramme kann auch als einfach wirkende benutzt werden. Desgl. auf die Dampfamme zum Rammen von 3 Pfahlreihen (Engineer 1891 I. S. 363), welche auf einem zweiachsigen Wagen krahnartig so aufgestellt ist, dass man, um die 3 nebeneinanderstehenden Pfähle zu schlagen, die Ramme nicht zu verschieben braucht. Das Gleis für den Wagen liegt auf den bereits gerammten Pfählen. Der Zylinder dient als Bär. Dampfzuleitung durch Metallrohre mit Gelenken. Die Ramme ist gleichzeitig mit Vorrichtung zum Einspülen versehen, Hauptverhältnisse sind: Spurweite 2,737 m; Radstand 2,7 m; Entfernung von Zylindermitte bis Drehzapfen des Aufbaues 5,5 m; Bärgewicht 1500 kg; Fallhöhe 1,83 m; Anzahl der Schläge bis 35 in 1 Min. Kesselüberdr. 6,3 at. Heizfläche 13 qm, Länge der Pfähle 15,2 m. — Eine Anordnung zum gleichzeitigen Rammen von 3 schrägen Pfahlreihen ist in Bremen beim Bau des neuen Hafens angewendet (Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 435), hat aber kein Ersparnis gebracht, weil häufig 2 Rammen stillstehen mussten, wenn der Pfahl der dritten nicht zog. 3 einzelne Rammen sind also bei Baugrund mit Hindernissen zweckmäßiger.

β. Eintreiben von Pfählen mittels Druckwassers.

Dies Verfahren ist in neuerer Zeit vielfach in Anwendung gebracht. Es bietet mit Zuhilfenahme des Rammens den Vorzug, dass es möglich wird, noch schwache Pfähle und namentlich Spundwände in einen Boden (groben Kies) einzutreiben, bei welchem diese ohne Druckwasser zweifellos zerstört würden. Man hat dasselbe mit Nutzen auch bei Lehmboden angewandt zum Eintreiben gusseiserner Pfähle für eine Landebrücke. Um die Pfähle genau in die richtige Tiefe zu bekommen, verminderte man den Wasserstrahl gegen das Ende der Eintreibung und vermied dadurch die Bildung von Höhlungen am Fusse der Pfähle.³⁾ Das Einspülen hat sich sowohl zum Eintreiben unten offener, als auch unten geschlossener Eisenrohre bewährt. Unten offene Rohre wurden z. B. in Chiavari (Korsika) mittels einer gewöhnlichen Feuerspritze eingetrieben. Der Schlauch war bis zum unteren Ende des Pfahles in denselben eingeführt; der Sand kam mit dem Wasser oben aus der Röhre heraus. Man konnte bei feinem Sande einen Pfahl bis zur Tiefe von 3 m in 2 Stunden senken. Um einen festen Stand der Röhrenpfähle zu erzielen, sicherte man denselben, nachdem er die richtige Tiefe erreicht hatte, zunächst durch Festlegen vor weiterem Sinken und erweiterte dann den Hohlraum an seinem Fusse mittels der Feuerspritze noch mehr. Darauf füllte man denselben von oben her mit festem Sande endgiltig aus und erhielt so eine sichere Grundlage. Auch das Innere der ganzen Pfähle wurde mit Sand ausgefüllt.⁴⁾ Eine Ausfüllung mit Mörtel wäre noch sicherer gewesen.

Unten geschlossene Röhren von 0,45 m Weite, in denen Wasserkraftsammler zur Bewegung von Panzerthürmen aufgestellt werden sollten, sind in der neuen Maasmündung nach mehreren vergeblichen anderweitigen Versuchen wie folgt

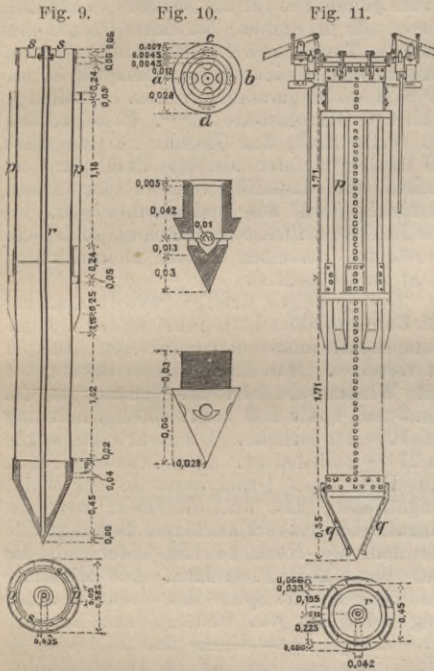
¹⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1891 S. 228.

²⁾ Mittheilungen des k. k. technischen und administrativen Comités in Wien 1883 Heft 7 und Dingler's polytechn. Journal 1883, Bd. 247, S. 44-45.

³⁾ Wochenblatt f. Baukunde 1887 S. 267; Ann. des ponts et chauss. 1887 Fevr.

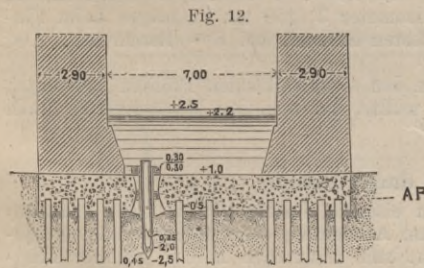
⁴⁾ Génie civil 1888 Bd. XIII. S. 174, Nouv. ann. de la constr. 1888, S. 144).

mittels Druckwassers versenkt. In dem fertigen Betonfundamente der Thürme wurden zunächst Löcher für die Röhren ausgebrochen Fig. 12, und in diese die Röhre auf dem festen Sanduntergrunde aufgestellt. Die Röhre erhielten auf ungefähr 1,9 m ihrer Länge 6 hölzerne Führungen *p* (Fig. 9), welche durch 2 eiserne Bänder verbunden waren. Sowohl auf dem Betonfundamente, als auch so tief als möglich in der darin gemachten Oeffnung wurden starke hölzerne Rahmen befestigt (Fig. 12), in welche die Umkleidung des Rohres gut passte.



Die gusseiserne Spitze erhielt 2 Eisen *q* (Fig. 11), welche den Zweck hatten, beim Drehen der Pfähle während der Senkung den Sand zu lösen. Das zum Spülen dienende Gasrohr *r* von 0,035 m innerem Durchmesser (Abb. 9) war an der Spitze festgeschraubt und stand mit 2 Dampfkessel-Speisepumpen in Verbindung (Abb. 11). Die Spitze hatte 4 seitliche Bohrungen (Fig. 10), durch die das Druckwasser nach allen Richtungen hin austrat. Nach beendeter Senkung des Rohres wurden diese Oeffnungen dadurch wasserdicht geschlossen, dass man durch das Gasrohr einen Bleipfropf hinunterliess und mittels einer langen Eisenstange in die Oeffnung der Pfahlspitze einrammte. Alsdann wurde das Gasrohr abgeschraubt. Dauer einer Versenkung 11 Stunden.¹⁾

Beim Bau der Stadtschleuse in Bromberg hat man die Spundwände bis zu 10 m Tiefe durch gleichzeitiges Rammen und Spülen mit vorzüglichem Erfolg in reinem Sandboden eingetrieben. Je 2 Bohlen waren durch Klammern mit einander verbunden und auf beiden Seiten längs der gemeinsamen Fuge Gasrohre von 5 cm Weite und mit unten sich auf 2,5 cm Weite verengenden Spitzen ebenfalls mit Eisenklammern so leicht befestigt, dass sie nach beendeter Senkung leicht wieder herausgezogen werden konnten. Fig. 13. Die Druckpumpe lieferte 300 ltr. Wasser von 6 bis 8 Atm. Druck in 1 Min. Sie hatte ein Sicherheitsventil, weil man Verstopfungen der Rohröffnungen bei den Rammschlägen fürchtete. Bei reinem Sandboden traten diese nie ein, wohl aber stets beim Durchfahren schwacher Thonschichten.



Der Rammbar wog 800 kg und trieb mit jedem leichten Schläge die Bohlen unabhängig von der Tiefe 20 cm abwärts. Die Wand war tadellos.²⁾

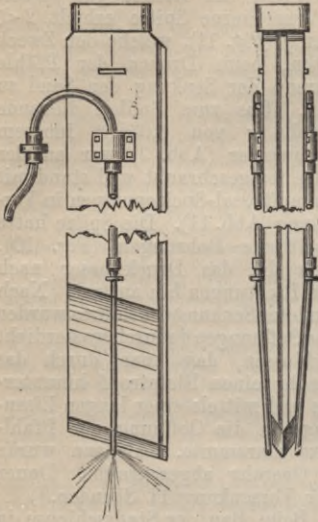
In ähnlicher Weise hat man die Rostpfähle für die lange Brücke in Potsdam mit Hilfe von 2 an den Pfählen befestigten Gasrohren, die bis nahe an die

¹⁾ Näheres Tydschrift van het kon. inst. van ing. 1886/87, S. 171, auch Centralbl. der Bauw. 1887, S. 186.

²⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 507.

Spitze derselben reichten und unten so gebogen waren, dass sich beide Wasserstrahlen unter der Pfahlspitze trafen, bis auf eine Ortsteinschicht ohne Hilfe einer Ramme eingesenkt. Durch diese hindurch und für den Rest ihrer Tiefe wurden dieselben dann nur gerammt.

Fig. 13.



Dagegen hat man an der Ostsee bei Oxhoeft Bühnenpfähle mit Hilfe von Druckwasser vortheilhaft versenkt, ohne das Druckrohr an denselben zu befestigen. Bei reinem Sande genügte es für das Senken des Pfahles, diesen nur zu drehen; bei einem Grunde mit festeren Thon- und Lehmschichten musste ausserdem mit einer Handramme von 30 bis 40 kg Gewicht gerammt werden. Pfahlänge 2 bis 4 m, Gasrohrweite 27 mm. Es zeigte sich als vortheilhaft, das Gasrohr nur ungefähr 20 bis 30 cm tiefer als die Pfahlspitze zu senken und dasselbe während der Arbeit beständig etwas auf- und abzubewegen. Ist das Rohr vom Pfahle unabhängig, so ist ein Verstopfen desselben durch Thonschichten nicht zu befürchten.

Die günstigen Erfolge, welche man bei den Bühnenpfählen hatte, führten dazu, 2 grosse Dampfkuenstrammen mit Spritzvorrichtungen zu versehen. Man nahm hierfür Pulsometer mit Windkesseln von M. Neuhaus & Co. No. 3 und 4 mit 250 bzw. 400 ltr. Leistung bei 10 m Förderhöhe. Die Rohrweite wurde zu 27 mm beibehalten. Spundwände hat man mit Hilfe eines Druckrohres in der Weise eingetrieben, dass man dies Rohr zwischen

dem bereits stehenden und dem neu einzutreibenden verklammerten Doppelpfahle unterbrachte. Zu dem Zwecke machte man die Nuth so viel tiefer, als die eingreifende Feder, dass das Rohr neben dieser noch Platz fand. Die Mündung des losen Gasrohres wurde hierbei nicht tiefer als die Spitze des einzutreibenden Pfahles gehalten. Durchschnittsleistung bei günstigem Boden (Sand, Schlick) an 1 Tag 7 Doppelpfähle von 7 bis 8,5 m Länge, 18 cm Stärke und 25 bis 40 cm Breite des einzelnen Pfahles. Die Nuth zwischen den beiden Doppelpfählen wurde nicht vertieft. Rammtiefe 3 bis 4,5 m. Personal: 1 Zimmermann, 1 Maschinist und 7 Arbeiter. Der Pulsometer 3 (250 ltr.) versagte beim Einrammen von 16 m langen Pfählen in festen Seesand bei 8 m Rammtiefe. Der Pulsometer 4 genügte bisher stets¹⁾.

Wenn man das Druckwasserrohr an den einzutreibenden Pfählen befestigen und gleichzeitig Pfahlschuhe anwenden wollte, hat man das Mündungsrohr auch wohl an die letzteren angegossen²⁾.

β'. Eintreiben durch Dampf.

Eine neue Art des Eintreibens von eisernen Rohren ist in Riley (Kansas) angewendet. Es handelte sich dort um Absenkung eines Röhrenbrunnens, jedoch ist dies Verfahren auch ebenso gut zum Eintreiben hohler eiserner Tragfähle anwendbar.

Man bohrte zunächst mit einem gewöhnlichen Erdbohrer ein Loch von 6 m Tiefe und senkte in dieses das 15 cm weite schmiedeiserne Brunnenrohr hinein. Dies Rohr hatte unten auf 2 m Länge, Löcher von 1 cm Weite. In das Innere dieses Rohres wurde ein zweites von 5 cm Weite gesenkt, welches unten in eine seitlich umgebogene Spitze endigte, und in welches man Dampf von 10 Atm.

¹⁾ Centrallbl. d. Bauw. 1889, S. 366.

²⁾ Deutsche Bauzeitung 1889, S. 222.

Spannung leitete. Dieser Dampf lockerte auf dem Grunde und durch die Löcher tretend auch ausserhalb des grossen Rohres den Boden und erzeugte nach kurzer Zeit einen zusammenhängenden Strom von Wasser in dem 15^{cm} weiten Rohre, welcher Sand und Stein mit nach oben brachte. Ein Arbeiter drehte das sich allmählich senkende äussere Rohr fortwährend und verlängerte es nach Bedarf. Erreichte das Rohr den Grundwasserspiegel, so setzte der aufsteigende Wasserstrom zunächst so lange aus, bis das Wasser in der Nähe genügend erwärmt war, und begann dann von neuem.

Da es sich im vorliegenden Falle um die Absenkung eines Röhrenbrunnens handelte, so wurde hier mit der Vertiefung des Rohres aufgehört und, indem man den Dampf nur seitlich durch die Löcher treten liess, mit Hilfe desselben unten ein Brunnenkessel ausgespült, dessen Grösse von der Bodenbeschaffenheit abhängt. Das Ausspülen wurde so lange fortgesetzt, bis das Wasser oben ganz rein (ohne Bodenbeimischung) ausfloss. Wenn man den Kessel am Fusse des Rohres und das Rohr selbst mit Mörtel ausfüllt und dem Rohr selbst eine bedeutende Wandstärke giebt, kann man offenbar mit diesem Verfahren ebenso wie mit der Wasserspülung kräftige Tragpfähle herstellen. Das Verfahren ist einfacher als dasjenige mit Wasserspülung, weil die Druckpumpe fortfällt, wird aber voraussichtlich bedeutend mehr Dampf also auch Kohlen erfordern.¹⁾

γ. Rammknecht oder Jungfer; Pfahlringe; Pfahlschuhe; Aufpropfen der Pfähle.

Da man in neuerer Zeit für provisorische Zwecke bisweilen anstatt der Spundwände solche von Wellblech anwendet, so sei für das Einrammen der letzteren auf die patentirte Vorrichtung von C. Junk aufmerksam gemacht, welche den Zweck hat, den oberen Rand vor der Entstellung durch die Schläge des Bären, den unteren gegen eine solche beim Durchfahren steinigem Bodens zu sichern.²⁾

δ. Einige allgemeine Bemerkungen über Rammarbeiten.

Um über die Tragfähigkeit der Rostpfähle (siehe unter Pfahlrost) — wenn auch häufig nicht sicheren — Aufschluss zu erhalten, empfiehlt es sich, bei wichtigen Rammarbeiten eine Rammtafel führen zu lassen. Zu dem Zwecke wird ein Rammplaun gezeichnet, der sämtliche Pfähle im Grundrisse zeigt. In dem Plane werden die Pfähle in der Reihenfolge, in welcher sie am vortheilhaftesten zu schlagen sind, mit fortlaufenden Nummern versehen und dann während der Rammarbeiten die Eintragungen in das etwa nach folgender Anordnung anzulegende Verzeichniss vom Rammeister oder Aufseher ausgeführt:

Rammtafel für Zugrammen, Dampf- und Kunstrammen.

1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13	
Datum:		Zahl der Rammer.		des Pfahles						des Bären		Zahl der Schläge in der letzten Hitze (während d. letzt. 5 Min.)		Eindringen des Pfahles in der letzten Hitze (während d. letzt. 5 Min.)		Eindringen des Pfahles beim letzten Schläge.		Bemerkungen.							
Monat.	Tag.			No. nach dem Rammplaun.	Ganze Länge.	Eingearamte Länge.	Mittlere Stärke.	Gewicht.	Fallhöhe.																

¹⁾ Nouv. ann. des travaux publ. 1891, S. 79.

²⁾ Dieselbe ist im Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 404 dargestellt und kurz beschrieben.

Die eingeklammerten Worte der Spalten 10 und 11 gelten für Dampf- und Kunstrammen. Sicherem Anhalt über die Tragfähigkeit geben immer erst Probelastungen, die längere Zeit nach beendeter Rammarbeit ausgeführt werden. Von Pfählen, welche in der letzten Hitze ebensoviel zogen, als die Probepfähle, kann man annehmen, dass sie auch soviel als diese tragen, vorausgesetzt, dass durch zu gedrängte Stellung der Pfähle in elastischem Boden die Rammarbeit des Rostes gegenüber derjenigen der einzelnen Probepfähle nicht besonders erschwert wurde. Auf dauernde Verdichtung des Bodens darf man nur bei reinem Sande oder Kies, niemals bei Thon- oder Schlick rechnen.

c. Maschinen und Einrichtungen für einige Arbeitsleistungen unter Wasser.

α. Grundsägen.

Bei der neuen Strassenbrücke über die Norder-Elbe zu Hamburg wurden die Spundwände durch eine von Menk & Hambroek in Ottensen bei Altona gebaute Kreissäge (90 cm Blattdurchmesser) abgeschnitten, welche sich an einem Wagen befand, der auf dem noch nicht angesägten Theile der Pfahlwand gestützt war, indem er mittels zweier Laufräder auf einer über die Pfahlköpfe gelegten Laufschiene ritt. Zur Herstellung einer genügenden Standsicherheit besass der Wagen, dessen Schwerpunkt nach aussen gelegt war, auf beiden Seiten der Pfahlwand in 2 verschiedenen Höhen Führungen, indem er sich mittels der hier angeordneten Führungsrollen gegen Gurthölzer lehnte, welche die Seitendrucke auf die Pfahlwand übertrugen. Die an einem senkrechten Mäkler sitzende Kreissäge wurde durch eine 4 pferdige Dampfmaschine getrieben aber von Hand gegen die Pfähle gedrückt, wie auch die Fortbewegung des Wagens von Hand geschah.

Durch Einlegen von kleinen Drehscheiben zwischen den Schienenstücken an den Pfahlwändecken und durch die Verstellbarkeit der beiden Laufräder um eine lothrechte Achse war es ermöglicht, dass der Wagen die scharfen Ecken umfahren konnte. Zur Sicherung der Standfestigkeit des Wagens beim Umfahren dieser Ecken waren die Gurthölzer der Pfahlwand durch Passstücke derart verkleidet, dass auch hier die seitlichen Führungsrollen stets zum Anliegen kamen.

Näheres mit Abb. in der Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 366.

Die Vorrichtung ist ziemlich heikel. Die Gesamtkosten des Abschneidens stellten sich demzufolge hoch (44 Mark für 1 m Wand). Wo man nicht mit Ebbe und Fluth zu thun hat, kommt man mit einer schwimmenden Kreissäge besser und billiger zum Ziele.

Eine Kreissäge zum Abschneiden von Pfählen bis zu 3 m unter Wasser ist ferner im Centralbl. der Bauw. 1886, S. 511 — 513 abgebildet und beschrieben. Quer über ein Ponton sind Balken gelegt und mit Belag versehen, auf dem eine Lokomobile zum Treiben der Säge steht, welche sich an der einen Längsseite des Podestes befindet. Es kostete 1 m Spundwand von 18 cm Stärke 1,43 m unter Wasser abzuschneiden beim ersten Pfeiler 5 Mark für Leihen der Dampfmaschine, Kohlen, Schmier- und Putzmaterial, Sägeblätter, Löhne und einschliesslich an's Land schaffen der abgeschnittenen Bohlen. Beim zweiten Pfeiler 2,53 m unter Wasser und bei 20 cm Stärke nur noch 3,4 Mark für 1 m. Die Kosten sind verhältnissmässig hoch, weil das Fahrzeug oft verlegt werden musste.

β. Vorrichtungen zum Ausziehen von Pfählen.

Es ist hier zu erwähnen, dass zum Ausziehen mit grossem Vortheile neben den Windevorrichtungen Druckwasser angewendet wurde, indem man ein Rohr längs des Pfahles hinunterführte und dabei durch den Wasserstrahl die Reibung verminderte¹⁾.

γ. Beseitigung von Grundpfählen usw. durch Sprengung.

Es würde zu weit führen, hier noch weiter einzelne Ausführungen anzuführen, es möge daher nur auf einige einschlägige Veröffentlichungen hingewiesen werden:

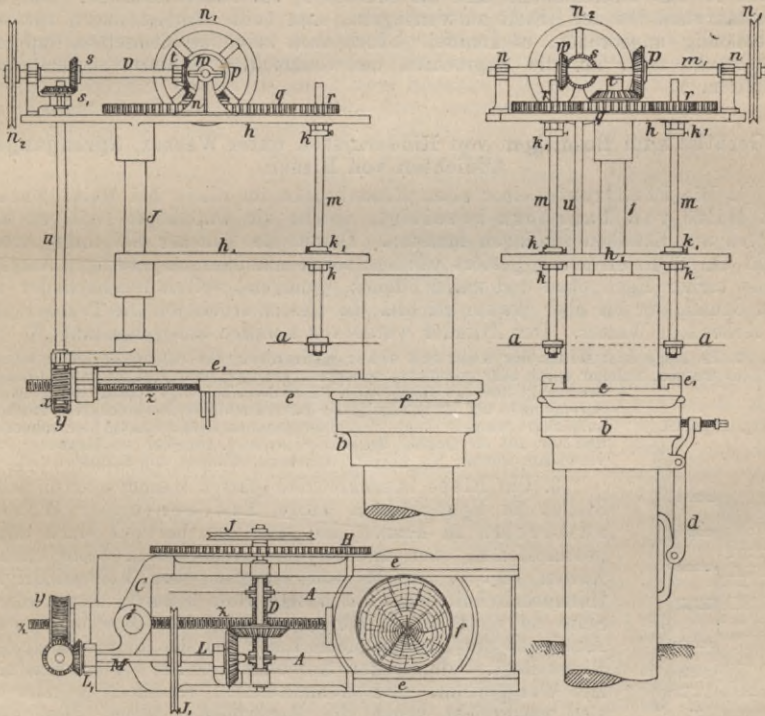
Beseitigung von 2 Brückenpfeilern mittels Dynamits mitgetheilt in: Wochenschrift des österreich. Ing. und Arch. Ver. 1889, No. 13. Ueber Sprengmittel, Vortrag von Dolazeleck auszüglich mitgetheilt in: Deutsche Bauztg. 1887, S. 318. Dieselbe Zeitschrift 1887, S. 371 enthält eine Tabelle nach Berthelot über die Eigenschaften der gebräuchlichsten Sprengmittel.

¹⁾ Centralbl. d. Bauw. 1890, S. 84.

δ. Verfahren zum Anschneiden von Zapfen unter Wasser.

Eine recht zweckmässige Maschine hierfür ist die von Karasek entworfene, durch Fig. 14 bis 16 dargestellte, die selbstverständlich auch zum Anschneiden über Wasser benutzt werden kann. Der über den Pfahl geschobene, mittels Schraubenklemmer *d* gehaltene, gusseiserne Ring *b* trägt die Platte *e*, auf welcher der Support *e*₁ verschiebbar ist. An der Säule *j* (Fig. 14 und 15) desselben ist die Lagerplatte *h*₁ verstellbar, und am Kopfe trägt die Säule die Platte *h*. *h* und *h*₁ besitzen je 2 über einander liegende Schlitze, in welchen sich die aus 2 Theilen bestehenden Lager *k* für die Sägespindel *m* verschieben lassen. Durch Feststellen der Lagerplatte *h*₁ auf der Säule und durch Festklemmen der Stellringe *k*₁ an der Sägespindel werden die Sägeblätter *a* in der gewünschten Höhe festgehalten. Der Antrieb erfolgt von der Schnurscheibe *n*₁ aus,

Fig. 14—16.



welche auf der Welle *m*₁ festgekeilt ist, die in zwei nach rechts verschiebbaren Lagern *n* sich dreht. Die Kraftübertragung von *n*₁ zum Sägeblatt *a* erfolgt durch die Räder *p*, *q*, *r*. Um beim Auseinanderrücken der beiden Sägeblätter *a* (Fig. 14) die Uebertragung der Kraft auf beide möglich zu machen, sind die Lager *n* und der Bolzen *t*, auf welchem *q* sitzt, nach rechts verschiebbar. Von einem zweiten Kegelrade *w* auf Welle *m*₁ erfolgt durch Rad *s* auf Welle *v* und *s*₁ auf *u* die selbstthätige Bewegung des Supportes *e*₁. Am unteren Ende der Welle *u* sitzt die Schnecke *x*, welche in das Rad *y* greift; letzteres, in einem an *e*₁ befestigten Lager drehbar, trägt die Mutter für die Leitspindel *z* des Supportes *e*₁.

Hat man die wagrechte Schmitte nach einer Richtung geführt, so wird der Support um 90° gedreht, was durch einen im Kranze *f* unzusteckenden Stift

genau geschehen kann. Der Antrieb erfolgt nun von der Welle v aus mittels der Schnurscheibe n_2 . Sind auch diese Schnitte fertig, so werden die Lagerplatten h und h_1 mit allen darauf befindlichen Theilen abgehoben, so dass nur der Support mit seinem Antriebe übrig bleibt. Auf die Säule j kommt nun der in Fig. 16 dargestellte Apparat, welcher die senkrechten Schnitte ausführt. Dieser besteht aus 2 wagrechten, parallelen Armen, welche durch ein Querstück C verbunden sind, das mit einer Nabe und Keil auf der Säule läuft.

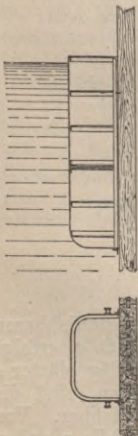
Auf einer Welle befindet sich die Schnurscheibe I und das Zahnrad H , das die Drehung der Sägespindel D bewirkt. Die Sägeblätter A werden durch 2 Schraubenmuttern auf der mit Gewinde versehenen Spindel eingeklemmt. Da das Lager L für den Antrieb der Welle u (Fig. 14) beim Höher- und Tieferstellen der Sägeblätter A mitgeht, ist auch das 2. Lager L_1 der Welle M an der Säule j mittels Gleitkeil und Druckschraube zum Verstellen eingerichtet. Bei der Drehung des Supportes e um 90° wird wieder, ähnlich wie oben, die Welle M zur Antriebswelle und die Scheibe L_1 zur Antriebscheibe. Um den Kraftaufwand bei der Arbeit zu verringern, sind beide Vorrichtungen für sich selbständig angeordnet; es könnten jedoch auch beide an demselben Supporte angebracht sein, um die wagrechten und senkrechten Schnitte zugleich auszuführen.¹⁾

ζ. Geräte zum Beseitigen von Hindernissen unter Wasser, Sprengungen, Abdichten von Rissen.

1. Die Pfahlreste einer alten Römerbrücke im Rhein bei Mainz wurden mit Hilfe von Tauchern beseitigt, welche die Pfahlköpfe freilegen und Ketten um dieselben schlingen mussten. Damit die Taucher bei ihrer Arbeit nicht durch die Strömung gestört würden, setzte man über der jeweiligen Arbeitsstelle vorher einen oben und unten offenen, genügend weiten Blechzylinder auf den Grund, der bis über Wasser reichte. In diesem arbeiteten die Taucher also in stehendem Wasser. Der Zylinder wurde von Schiffen aus gehandhabt.²⁾

2. Es möge hier ferner der Abbruch einer Kaimauer des Albert-Docks in London erwähnt werden, welcher durch sehr geschickte Sprengung erfolgte, ohne dass die nahen Gebäude beschädigt und das angrenzende Fahrwasser belästigt wurde. Da so grosse Sprengungen am zweckmässigsten durch Fachleute (Bergtechniker, Pioniere) ausgeführt werden, kann von einer genauen Beschreibung hier abgesehen und nur auf die Quelle: Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888 verwiesen werden, wo dieselbe eingehend erläutert und dargestellt ist.

Fig. 17 u. 18.



3. Um Risse in senkrechten glatten Mauern oder undichte Stellen in Spundwänden ohne Taucher unter Wasser ausbessern zu können, hat man mit Vortheil einen unten geschlossenen, oben und an einer senkrechten Seite offenen Kasten Fig. 17 und 18 von eckigem oder halbzylindrigem Horizontalschnitte aus Eisen oder Holz benutzt, dessen offene Seite so über den Mauerriss gelegt wird, dass der untere Abschluss des Kastens noch tiefer als das untere Ende des Risses liegt. Die Ränder der offenen Seite des Kastens sind mit Wergpolstern oder Gummistreifen versehen, so dass sie sich wasserdicht gegen die Mauerflächen legen. Man kann alsdann das Wasser aus dem Kasten auspumpen, denselben besteigen und in ihm unterhalb des Wasserspiegels beliebige Arbeiten (Einlassen von Bolzen, Fugendichten usw.) an der Mauerfläche bez. der Spundwand vornehmen.³⁾

4. Ein Meissel zum Zertrümmern von Felsen unter Wasser, ähnlich dem im Grundbau S. 27 dargestellten, aber senkrecht fallend, ist in The Engineer 15. Aug. 1890, S. 127 dargestellt und beschrieben.

¹⁾ Dingler's polytechn. Journal Bd. 258, S. 488.

²⁾ Deutsche Bauztg. 1887, S. 618.

³⁾ Nouv. annal. de la construct. 1889, Mais. S. 46.

5. Bei den Apparaten für Einzeltaucher ist durch die elektrische Beleuchtung unter Wasser ein grosser Fortschritt erzielt. Man benutzt hierzu entweder frei zu tragende elektrische (Glüh-)Lampen, oder damit der Taucher beide Hände frei behält, solche, die gleich oben am Taucherhelme angebracht sind. Nach letzter Anordnung sind die Taucherhelme von Applegarth (The Engineer 10. June 1887 mit Abb.) eingerichtet.

Für grössere Arbeiten bedient man sich auch sogenannter Taucherschächte und zwar namentlich zur Vorbereitung von Felssprengungen unter Wasser. Ein derartiger Apparat für Sprengungen im Rhein von der Firma Hanner & Jaeger in Duisburg gebaut, hat folgende Einrichtung. Ein Stahlschiff von 45 m Länge, 9 m Breite, 1,1 m Tiefgang und 2,8 m Höhe trägt etwas hinter dem Längsmittelpunkt ein 12 m hohes verstrebttes Gerüst, welches über dem im Schiffe befindlichen Schachtloche steht, in welchem die 8,5 m hohe Taucherglocke auf und ab bewegt wird. Diese enthält 3 Abtheilungen; den oberen Arbeitsraum mit 4 Schleusenkammern und 2 Drehkränen, den mittleren eingegengten Theil, welcher in einen Steigeschacht und 2 Förderschächte zerfällt und den unteren Arbeitsraum, welcher 7,2 m lang und 4 m breit ist. In demselben befinden sich 8 unabhängig von einander verstellbare Bohrspitzen zum Anbringen der mit Druckluft von 5 Atm. Spannung betriebenen Bohrmaschine. Das Gewicht der Taucherglocke, (etwa dem Gewichte des verdrängten Wassers gleich) beträgt bei voller Ausrüstung 75 000 kg damit die Glocke während der Arbeit nicht vom Grunde abgehoben werde, wird sie mit einem Theile des Schiffsgewichtes belastet. Das Schiff wird zu dem Zwecke durch ein Winde- werk (30 P.S.) um etwa 25 cm aus dem Wasser gehoben. Daneben hat das Taucherwerk eine Dampfmaschine von 100 P.S. nebst Kompressoren, in 1 Minute 12 cbm Luft auf 5 Atm. zu verdichten, zur Speisung der Bohrmaschinen und der Glocke. Die Bewegung des Taucherschiffes geschieht durch 3 Dampfwinden auf dem Vorderdeck. Der Kessel, welcher alle Maschinen speist, hat 70 qm Heizfläche und 7 Atm. Ueberdruck. In neuester Zeit (1894) hat die Taucherglocke auch eine Dampfheizung erhalten¹⁾.

Der französische Unternehmer Hersent hat zu gleichem Zwecke einen selbstthätig schwimmenden Taucherapparat benutzt, der genau so eingerichtet ist, wie die unten B. VI 1. beschriebenen Taucherglocken: zur Herstellung von Docks und Schleusen. Der Arbeitsraum war 10 m lang, 8 m breit, 2 m hoch; die Schwimmkammer darüber 10 m lang, 8 m breit, 8 m hoch. In letzter befindet sich der erforderliche Ballast. Die Taucherglocke wiegt 330 000 kg. Das Deplacement der Schwimmkammer und des Ballastes beträgt, wenn die Arbeitskammer voll Wasser ist 450 000 kg. Mit diesem Apparate entfernte Hersent den Felsen von Brest zum Preise von 62,5 Frcs. für 1 cbm. Aehnliche Apparate wurden bei Cherbourg und Lorient angewendet²⁾.

Da hier nicht näher auf diesen Gegenstand eingegangen werden kann, so sei noch auf folgende Literatur hingewiesen: Derasement des roches sous l'eau sans explosifs (im Suez-Kanal angewandt). Nouv. ann. de la constr. Mars 1890. — Derasement de la roche La rose dans le port de Brest Ann. Constr. 1881 col. 78. — Destruction des roches sous l'eau Ann. Const. 1882 col. 119. — Derasement des récifs de Hell Gate (New-York) Ann. Constr. 1885 pl. 54-55. — Derasement de la barre de Saint Nazaire Ann. Constr. 1888, col. 57-60. — Ferner auf den Vortrag von Stupakoff, gehalten auf der Techniker-Versammlung in Pittsburg: Taucherarbeiten und Taucher-Apparate, übersichtliche Darstellung mit erläuternden Textfiguren im Techniker 1889/90, XII. No. 2-5, S. 21-58 Das Felsschiff für Sprengarbeiten am eisernen Thore ist beschrieben und abgebildet im Skizzenbuch für Ing. u. Maschinenbauer 1891, Heft 9 u. Dingle's polyt. Journal 1891, Bd. 282, S. 85. — Submarine Mining: Engineering, 14. Okt. 1887, 5. Okt. 1888 und mehre Aufsätze im Jahrgang 1889 u. 1890. — Lobnitz: Description de sa dérocheuse et étude sur les dérochements: Génie civil 28. Dec. 1888 u. Nouvelles ann. mars 1890. — Note sur l'explosion du flood Rock, port de New-York: Génie civil 16. janvr. 1886. — Fondation et exploration sous marines par le procédé Toselli: Revue industr. 3. juillet 1884. — Submarine explosion at Willets, Long Island: Engineering 31. oct. 1885. — Vernon-Harcourt: Blasting operation of Hellgate: Nouv. ann. décembre 1885 und Génie civil 21. nov. 1885. — Extraction des roches dans le port de Blyth Ann. des trav. publ. sept. 1885. — Williamson and Hener: Report upon the removal of Blossom-Rock in San-Francisco Harbour (Californien) Washington 1871, 1 vol. — Abbot: Report of the experiments and investigation system of submarine Mines. Harbut the Unit.-Stat. — Washington 1881. — Hersent: Note sur la cloche à dérochement de la roche La Rose: Ingenieurs civils 1879 und 1881 und Annales industr. 26. mai 1878. — Waddington: Cloche ou

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1891, S. 291.

²⁾ Scientific Amer. 1886, S. 371.

bateau, sous-marin de son invention. — La lumière électrique 7. avril 1888. — Zédé: Cloche à plonger ou bateau sous-marin: Compte rendu de l'Académie des sciences 1886, tome I, S. 809; 17. décembre 1888 ferner: Revue industrielle, décembre 1888, Annales industrielles 16.—30. décembre 1888, und Revue maritime et coloniale, février 1889. — Cloche à plongeur employée au dérasement des roches sous-marines du port de Brest: Livraison 18 du Portefeuille de l'École des Ponts et Chaussées. — Dynamit-Sprengungen bei Gründungen, Centrabl. d. Bauverw. 1887, S. 490, 495 u. 506. — Edison's elektrisches Sprengverfahren ebenda 1885, S. 182. — Felsprengungen in der Mosel ebenda 1884, S. 393. — Sprengung des Oberdrepfels der alten Ruhrschleuse zu Ruhrort ebenda 1888, S. 95. — Sprengungen im Hafen von New-York ebenda 1882, S. 374; 1885 S. 452 und 515; 1886 S. 374. — Sprengungen von Mauertrümmern unter Wasser ebenda 1893, S. 551. — Senkmine mit belastendem, schalenartigem Deckel von Puskás u. Schlenker ebenda 1891, S. 336. — Sprengungen der Pfeiler der Parnitz-Drehbrücke zu Stettin ebenda 1892, S. 145.

d) Baggerapparate.

ε. Krahnbagger und Exkavatoren.

An Krahnbaggern für Fundirungszwecke ist eine ausserordentlich grosse Anzahl neu konstruirt. Hervorzuheben sind von diesen:

1. der Exkavator Gattmell Fig. 19 und 20 für jeden, auch lehmigen Boden geeignet, welcher gleichsam eine doppelte indische Schaufel bildet. Das Gestell besteht aus zusammengenieteten Eisenbahnschienen. Beim Hinablassen

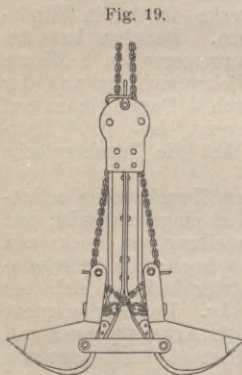


Fig. 19.

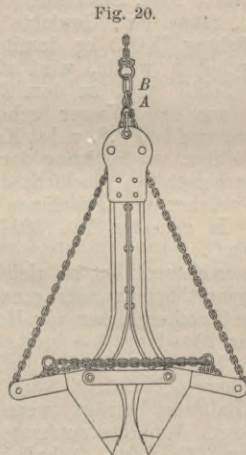


Fig. 20.

(Fig. 20) hängen die Schaufeln durch ihr Gewicht nach unten, da die Ketten, welche den Schluss bewirken, durch Einhaken des Hakens *A* in den Ring *B* ausser Thätigkeit gesetzt sind. Erreichen die Schaufeln den Boden und wird die (einfache) Kette, welche zur Winde führt, schlaff, so fällt der Haken *A* von selbst aus und beim Anwinden treten die Schlussketten in Thätigkeit. Zum Entleeren muss man das Ganze auf eine Plattform setzen, *A* wieder in *B* einhängen und anwinden. Entleerung umständlich, Konstruktion aber einfach und solide. Für kleine Brunnen-senkungen geeignet.¹⁾

2. Für grössere Arbeiten eignen sich besser die Schaufel von Wild, welche ebenfalls nur eine Krahnkette erfordert und im Centrabl. d. Bauverw. 1885, S. 190 beschrieben und abgebildet ist, oder die Schaufel von Price, welche von der Firma John H. Wilson & Co. Sandhills, Liverpool gebaut wird. Letzte ist der Wild'schen ähnlich, aber einfacher als diese.

Fig. 21 zeigt dieselbe im Begriffe nach unten zu gehen, Fig. 22 voll heraufkommend und Fig. 23 während der Entladung. Die Krahnkette *K* (Fig. 22 und 23) läuft durch den Fangapparat, welcher mittels der beiden kurzen Ketten *MM* am Ausleger des Krahn's befestigt ist, und durch die Schaufel hindurch über die Rollen *F*, *E* und *E* zum Punkte *G*; hier ist sie fest gemacht. Wird die Kette angezogen, so werden die Schaufelhälften durch die Arme *B B'*, an deren Enden die Rollen *E* sitzen, geschlossen. Wenn die Schaufel offen niedergeht, hängt dieselbe an den Armen *DD* Fig. 23, welche oben drehbar, aber nicht verschiebbar an der inneren Hülse *I* befestigt sind, die gleichzeitig den Daumen *Q* trägt. Ueber der inneren Hülse *I* kann die Hülse *J* in gewissen Grenzen auf- und abwärts gleiten. Beide Hülsen haben am oberen Ende eine Scheibe. Der Fänger besteht aus einem oberen Ringe, an welchem 4 Doppel-

¹⁾ Angewandt bei einer Brücke über den Sutley (Indien). Annales des trav. publ. 1882, S. 568. Engineering 1887 I, S. 154, Engineer 1887 I, S. 4. Scientific. Amer. 1887, S. 9661.

haken drehbar befestigt sind, sowie aus den beiden Hülzen *S* und *R*, durch welche die Krahnkette läuft, von denen die letztere *R* auf *S* verschiebbar ist und unten eine Scheibe trägt. Ist *R* in seiner unteren Lage, so hält es die beiden Haken *NN* durch diese Scheibe in gespreizter Stellung (Fig. 22). Wird nun die gefüllte Schaufel so hoch aufgewunden, dass die Scheibe *I* der inneren Hülse die äussere Hülse *R* am Fänger etwas anhebt, so fallen die 4 Doppelhaken durch ihr Gewicht nach der Mitte zu und es greifen die oberen Haken *V* derselben unter die Hülse *R* und die unteren Haken *W* unter die Scheibe *J* an der äusseren Hülse der Schaufel. (Fig. 23). Wird jetzt die Kette nachgelassen, so hängt die Schaufel mittels der Haken *W*, der Scheibe *J*, welche unter die Scheibe *I* greift, und die mit letzterer verbundenen Stangen *D* unmittelbar an den Ketten *M* und durch diese am Ausleger des Krahns. Bei weiterem Nachlassen der Krahnkette wird also die Schaufel geöffnet, erreicht die Lage in Fig. 23 und wird entleert. Zieht man die Krahnkette jetzt wieder etwas an, so greift

Fig. 21.

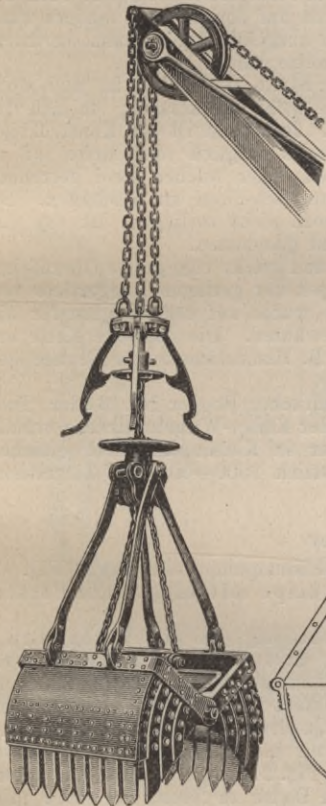


Fig. 22.

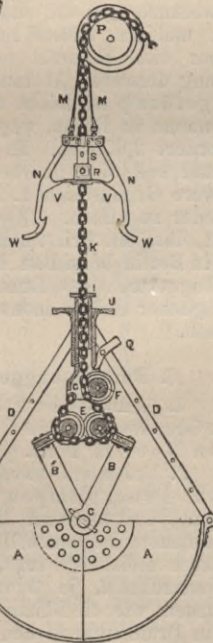
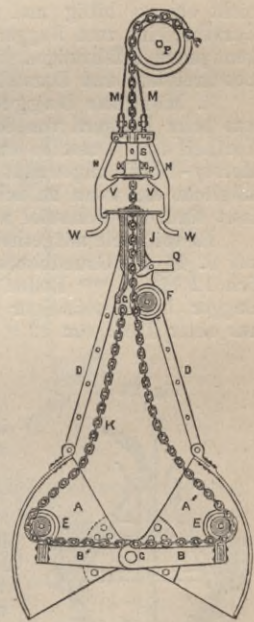


Fig. 23.



der Daumen *Q* in die Kette ein, sodass diese durch die Hülse *I* nicht weiter nach oben gehen kann. Die Schaufel wird also in offenem Zustande gehoben. Dabei kommt die grosse Scheibe der äusseren Hülse *J* unter die schrägen Unterseiten der Haken *V* am Fänger, drückt dadurch die Doppelhaken wieder auseinander, sodass die Scheibe *R* am Fänger wieder herunterfallen und die Haken *V* auseinander halten kann.

Jetzt kann beim Nachlassen der Krahnkette die grosse Scheibe der äusseren Hülse *J* an der Schaufel wieder an den unteren Haken *W* des Fängers vorbei kommen und die Schaufel offen auf den Grund gestellt werden. Steht sie unten

auf und wird schlaff gelassen, so ist der Daumen *Q* gelockert und wird durch die in Folge ihres Gewichtes nach unten gleitende äussere Hülse *J* ausgerückt in die Lage, welche Fig. 22 zeigt. Jetzt kann die Kette die innere Hülse *I* wieder frei passiren und muss, wenn sie aufgewunden wird, die Schaufel zusammensziehen, wobei sich dieselbe füllt. Der Daumen *Q* darf sich nicht mit der Kette zu fest in der Hülse *I* klemmen und die Hülse *J* muss leicht auf der Hülse *I* gleiten und reichlich schwer sein, damit der Apparat sicher funktioniert.

Die Schaufeln mit 1 Kette sind an jedem beliebigen Krahn verwendbar und deshalb für kurze Baggararbeiten bei Bauausführungen (Brunnen) meist zweckmässiger als die früheren mit 2. Bei festerem Boden muss die Schaufel ein grosses Gewicht oder höheren Fall erhalten. (The Engineer Nov. 1890.)

3. Eine sehr sinnreiche Konstruktion besitzt die Schaufel von Grafton¹⁾.

Dieselbe ermöglicht es, dass das Oeffnen und Entleeren nicht nur oben am Ausleger des Krahns und unten beim Aufstossen auf den Grund, sondern auch an beliebiger Stelle des Hubes vom Maschinen ausgeübt werden kann, trotzdem die Schaufel nur an einer gewöhnlichen Krahnkette hängt.

Die letzte Entleerungsweise an beliebiger Stelle des Hubes ist nun wohl entbehrlich, die zweite — auf dem Grunde — recht zweckmässig, da sich dadurch die Schaufel auch zum Betoniren eignet. Immerhin ist die Konstruktion der Schaufel eine ziemlich verwickelte, sodass es fraglich sein dürfte, ob es nicht ebenso billig und zweckmässiger sei, statt einer solchen zwei getrennte Geräte, eins zum Baggern und das andere zum Betoniren zu beschaffen. Da genügende Erfahrungen über diese Schaufel noch nicht vorliegen, ist von der Beschreibung und Darstellung derselben Abstand genommen.

4. Morgans Baggergefäss²⁾ ist leicht und packt eine grosse Oberfläche, was beim Baggern von Schlamm in Docks, wegen der geringen Baggertiefe von Vortheil ist. Dasselbe erfordert 2 Ketten. Es wurde auf den Baggern für die Mersey-Docks angewandt und soll sich gut bewähren. Die doppelte Kette ermöglicht es, wenn zu schwere Gegenstände z. B. Baumstämme am Grunde gefasst sind, die Schaufel wieder zu öffnen.

Es sei noch mitgetheilt, dass ein Priestmann'scher Bagger No. B der Tab. auf S. 41 des Grundbaues in Berlin beim Bau der Kaiser-Wilhelm-Brücke stündlich 12 bis 15 ^{cbm} Boden baggerte, dass ferner in Ketzin a. H. ein gleicher Bagger bei 10stündiger täglicher Arbeit monatlich 2500—3000 ^{cbm} Ziegelthon aus einer Tiefe von 12 ^m hob.³⁾

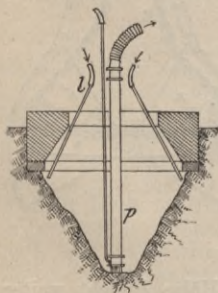
ζ. Pumpenbagger.

1. Aehnlich der Schlammpumpe von Geerts (Fig. 97 in Grundbau) ist die Pumpe mit biegsamer Platte von Noel in Paris.⁴⁾

2. Besonders zweckmässig ist die Verbindung von Druckpumpen mit einer Kreiselpumpe zum Senken von Brunnen. Angewandt bei den Kaimauern des neuen Hafens von Calais.⁵⁾ Die Brunnen hatten meist 8^m im Quadrat Grundfläche. 12 Druckwasserrohre *I*, je 3 von einer Druckpumpe gespeist wurden, wie die Skizze Fig. 24 zeigt, benutzt, um unter dem Brunnenrande den Boden zu lösen, der dann mit dem Wasser durch das Saugrohr *P* einer Kreiselpumpe aus dem Brunnen befördert wurde. Um zu hindern, dass wenn der Kreisel still stand, der Boden im Rohre *P* sich auf der unteren Ventilllappe ablagert und später

das Ansaugen unmöglich macht, ist das Druckwasserrohr *I* angebracht, welches die Klappe frei spült. Steht der Brunnen schief, so wird nur auf der zu hohen

Fig. 24.



1) Centralbl. der Bauverw. 1890, S. 156 mit Abb.

2) Engineering 1890 I, S. 669.

3) Deutsche Bauztg. 1886, S. 379.

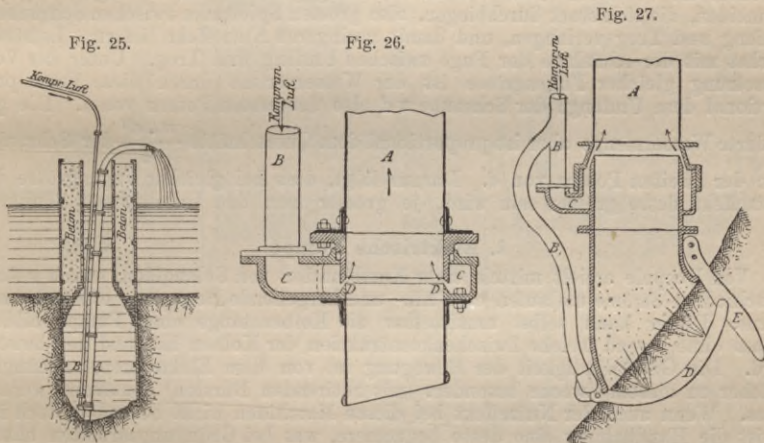
4) Näheres Revue industrielle 1888, S. 414 u. 415.

5) Les ann. des trav. publ. 1891, S. 3.

Seite gespritzt, eventl. mit allen 12 Rohren. Bedienung 1 Vorarbeiter, 1 Heizer für die 4 Druckpumpen, 1 desgl. für die Kreiselpumpe, 6 Arbeiter für das Lenken der Druckrohre *l.* Weite derselben 4 cm. Leistung ungefähr 20 cbm verdrängter Boden in 1 Stunde bei Sand; in Lehm und Thon viel weniger. Trotzdem sind Thonschichten von 1 bis 1,2 m Stärke durchsenkt. Sehr zweckmässig namentlich bei sandigem Boden. Die Druckpumpen müssen womöglich so viel Wasser liefern, als die Saugpumpe hebt, damit der Wasserspiegel im Brunnen nicht sinkt und kein Boden mit dem Wasser von aussen eingespült wird.

7. Hydraulische und Pressluft-Exkavatoren.

Vorteilhafter noch als der auf S. 43 im Grundbau mitgetheilte hydraul. Exkavator scheint der in Fig. 25 bis 27 dargestellte Pressluft-Exkavator zu sein, welcher von Jandin stammt. Bei demselben wird der im Wasser gelöste Boden mit diesem zusammen durch Pressluft, welche man dem Förderrohr zuleitet, gehoben. Fig. 25 allgemeine Anordnung, Fig. 26 Apparat für losen Boden, Fig. 27 für festen Boden. *E* ein Messer, schneidet den Boden beim Bewegen des Apparates pflugartig auf; das nachfolgende Blasrohr *D* lockert ihn durch den Austritt der Pressluft aus kleinen Löchern. Der Schlitz *D*



in Fig. 26 für den Lufteintritt ist regulirbar. Fig. 25 Pfeiler einer Brücke über den Guadalquivir. Förderrohr 23 cm weit, Luftpumpe 6—8 P.S. Steine bis zu 8 kg schwer wurden mit heraufgebracht. Leistungsfähigkeit bei Schlamm, Sand und kleineren Steinen 1 bis 2 cbm für 1 Stunde und 1 P.S. Leistung lässt sich durch Anbringung mehrer Luftrohre in gewissen Abständen über einander steigern. Förderhöhe über Wasser bei nur einem Luftrohre bereits etwa $\frac{1}{3}$ der Wassertiefe. Für loseren Boden sehr zu empfehlen. Bis zu den grössten Tiefen verwendbar bei stets gleichbleibender Leistungsfähigkeit. Bei grossen Tiefen kann das Rohr durch angehängte Schwimkasten beweglicher gemacht werden.¹⁾

1. Pulsometer-Bagger.

Dieselben sind in neuerer Zeit mehrfach zum Baggern von Sand und namentlich von Schlamm angewandt, ohne Rührapparat bei Neufahrwasser. Der Boden wurde durch Druckwasser gelöst, welches 3 kleinere Pulsometer (No. 4, 6 u. 9 von Neuhaus zu 500, 850 und 1800 Ltr. Leistungsfähigkeit), je nach Bedarf

¹⁾ Deutsche Bauztg. 1887, S. 78, Centralbl. d. Bauw. 1887, S. 195. Bei Uleaborg in Finnland angewandt. Ann. des trav. publ. 1888, S. 2190. Génie civil 1888, Bd. XIV, S. 65. Ann. des ponts et chauss. 1888 Jan. S. 1034.

einzeln oder zusammen arbeitend, lieferten. Die Hebung geschah durch 1 Pulsometer No. 11 (3300 Ltr. Wasser in 1 Min. liefernd). Näheres Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 261. Im Hafen von New-York hat ein Pulsometer-Bagger nach Badger's Entwurf gearbeitet, der 6 Pulsometer auf einem Prahmen vereinigte. Der Saugkorb bestand aus einer trichterartigen Erweiterung des Saugrohres. Die Oeffnung war unten durch einen durchlocherten, an Scharnieren beweglichen Deckel geschlossen. Der Rand des Deckels und damit des Saugkorbes trug 10 lange, spitze, senkrechte Zähne, die sich in den Boden eingruben, denselben lockerten und den Saugkorb stets genügend hoch über dem Boden hielten, so dass der Pulsometer arbeiten konnte. Während des Arbeitens hatte der Zahnkranz ungefähr 2000 kg zu tragen. Das ruckweise Arbeiten des Pulsometers beförderte ausserdem die Bodenlockerung. Erfolge günstig.¹⁾

e. Vorrichtungen zum Wasserheben.

β. Die holländische Wasserschraube.

Wasserschrauben mit hölzernen Gerinnen haben sich beim Bau des Nord-Ostsee-Kanales sehr gut bewährt. Bei grossen Hubhöhen wendete man 2 Schrauben über einander an. Die untere lieferte das Wasser in einen Behälter ab, aus welchem die obere förderte. Die Zweitheilung geschah, um zu lange Wellen zu vermeiden, die sich stark durchbiegen, also grossen Spielraum zwischen Schraubenumfang und Trog verlangen, und damit geringeren Nutzeffekt liefern. Letzterer wächst mit der Abnahme der Fuge zwischen Umfang und Trog. Unter der Voraussetzung gleicher Fugengrösse ist der Wasserverlust durch diese Fuge proportional dem Umfange der Schraube πd also der ersten Potenz von d . Die geförderte Wassermenge aber ist proportional dem Querschnitte $\frac{\pi \cdot d^2}{4}$ der Schraube, also der zweiten Potenz von d . Daraus folgt, dass bei gleicher Fugengrösse der Nutzeffekt desto grösser sein wird, je grösser man den Durchmesser d nimmt.

λ. Elektrische Pumpe.

Van Doepele erzielt mittels einer Kombination von Solenoiden, durch welche verschiedene Ströme umlaufen eine hin- und hergehende Bewegung eines eisernen Kerns. Dieser kann selbst unmittelbar die Kolbenstange einer Pumpe bilden, sodass ohne irgend welche Zwischenkonstruktion der Kolben hin und her bewegt wird. Die Geschwindigkeit der Bewegung ist von dem Elektromotor abhängig, welcher zu diesem Zwecke besonders (mit rotirenden Bürsten) konstruirt werden muss. Wenn auch der Nutzeffekt bei diesen Maschinen nicht besonders hoch ist, so ist die Handhabung eine desto bequemere, was bei Gründungsarbeiten häufig mehr ins Gewicht fällt.

Eine solche Solenoid-Pumpe, welche aus einem geschlossenen eisernen Zylinder besteht, kann zur Noth auch unter Wasser liegen. Sie wiegt bei einer Leistung von 227 Liter Wasser in 1 Minute auf 35 m Hubhöhe nur 365 kg, kann also jedenfalls viel leichter aufgestellt werden, als irgend eine andere Pumpe. Die Zuleitung der Kraft ist die denkbar bequemste²⁾.

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

α. Zerkleinerungsmaschinen für Rohmaterial.

1. Zum Mahlen von Trass haben sich beim Nord-Ostsee-Kanale die sog. Kugelmühlen (System Jenisch) sehr bewährt. Fig. 28 u. 29. Eine solche besteht aus einer um ihre Achse drehbaren Trommel, welche eine Anzahl Stahlkugeln verschiedener Grösse enthält. Die Zuführung des Mahlgutes erfolgt kontinuierlich durch einen seitlichen Trichter und ist so eingerichtet, dass bei den grösseren Mühlen eine Karre auf einmal eingeschüttet werden kann, ohne dass Verstopfung eintritt. Grösse der Stücke bis doppelte Faustgrösse. Das fertige Mehl wird ohne Verstäubung in Säcke oder Fässer abgeliefert. Das gemahlene Gut geht

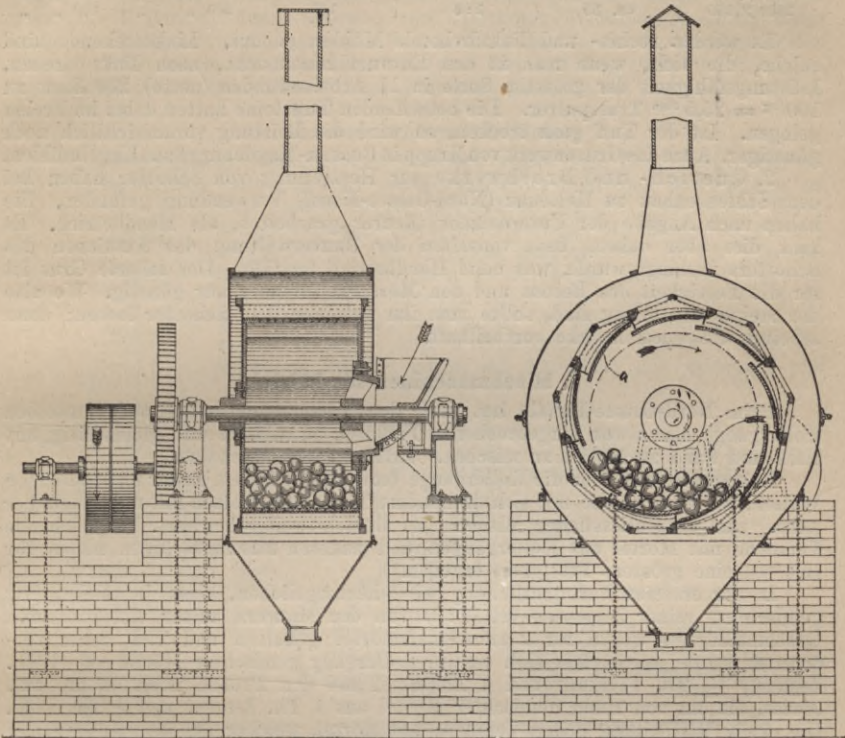
¹⁾ Centrabl. der Bauw. 1886, S. 172.

²⁾ Nach de ingénieur 1893, No. 13 aus d. Deutsch. Bauzeitung 1893, S. 487.

zunächst durch die rd. 10 mm grossen Löcher der inneren gepanzerten (sog. Auf-
laufplatten) Platten a Fig. 29, dann durch die Schutzsiebe und endlich durch
die äusseren Siebe. Alles Material, das noch nicht fein genug ist, fällt während
des Betriebes durch die aus der Erhebung der Auflaufplatten gebildeten Öff-

Fig. 28.

Fig. 29.



nungen in die Trommel zurück und wird weiter vermahlen. Der ganze Apparat
befindet sich in einem dichten, die Verstäubung verhindernden, eisernen Gehäuse
Folgende Tabellen sind dem Preiscurante von 1893 der Fabrik von Herm. Löhner.
in Bromberg, welche diese Mühlen baut, entlehnt.

Vollständige Mühlen mit eiserner Staubverkleidung und den
erforderlichen Sieben, aber ohne die Kugeln.

Mühlengrösse mm	Gewicht kg	Kraftverbrauch P.S.	Preise		Gewicht der Kugelfüllung kg
			für die Mühle einschl. Siebe M.	für Verpackung M.	
2000 × 900	rd. 8500	12	5300	120	rd. 900
1800 × 900	" 7500	10	4600	110	" 750
1600 × 900	" 6500	8	3850	100	" 600
1000 × 550	" 1500	2-3	1650	40	" 200

Die Kugeln (geschm. Gussstahl) kosten 25 M. für 50 kg.

Transmission und Riemenscheiben:

Grösse der Mühle mm	Umdrehung der Trommel in 1 Min.	Transmission.	Umdrehung der Riemenscheibe in 1 Min.	Grösse der festen und losen Riemenscheibe.
2000 × 900	21—22	1:6	126	1200 mm Durchm. 200 mm breit
1800 × 900	23—24	1:6	140	1000 " " 180 " "
1600 × 900	27—28	1:5	135	900 " " 150 " "
1000 × 550	ca. 35	1:3	105	500 " " 100 " "

Es werden rechts- und linksdrehende Mühlen gebaut. Linksdrehende sind solche, die sich, wenn man in den Einwurf hineinsieht, nach links drehen. Leistungsfähigkeit der grössten Sorte in 11 Arbeitsstunden (netto) 230 Sack zu 100 kg = 25,5^{cbm} Trasspulver. Die betreffenden Tuffsteine hatten dabei im Freien gelegen. Ist der Tuff ganz trocken, so wird die Leistung voraussichtlich noch günstiger. Auch das Grusonwerk von Krupp in Buckau-Magdeburg baut Kugelmühlen.

2. Quetsch- und Brechwerke zur Herstellung von Schotter haben bei dem Schleusenbau zu Holtzau (Nord-Ostsee-Kanal) Verwendung gefunden. Sie haben nach Angabe der Unternehmer theurer gearbeitet, als Handbetrieb. Es kam dies aber daher, dass vonseiten der Bauverwaltung das Aussieben des Schotters verlangt wurde, was beim Handbetrieb fortfällt. Der scharfe Grus ist für die Festigkeit des Betons und den Mörtelbedarf aber nur günstig. Wo also die Steine rein genug sind, sollte man ihn zwischen dem Schotter lassen; dann arbeiten die Quetschwerke vortheilhaft.

β. Mischmaschinen für Mörtel.

Beim Nord-Ostsee-Kanale hat man den Versuch gemacht, auf demselben Kollergänge den etwas vorgebrochenen Tuffstein zu mahlen und gleichzeitig mit Kalk und Sand zu Mörtel zu mischen. Erfolge nicht besonders.

Dagegen haben sich die Kollergänge (sowohl mit festem Teller und laufenden Walzen, als auch solche mit sich drehendem Teller und Walzen mit unbeweglicher Achse) zum ausschliesslichen Mischen des Mörtels weiter bewährt. Vergleichende Versuche mit Mörtel aus Kollergängen und anderen Mischmaschinen haben für ersteren eine grössere Festigkeit ergeben.¹⁾

In der ersteren Veröffentlichung wird hervorgehoben, dass im Kollergang gemischer, reiner Zementmörtel (1:3) von den Maurern seiner viel grösseren Geschmeidigkeit wegen für Zement-Kalkmörtel gehalten und viel lieber verarbeitet wurde, sowie dass sich ein im Kollergang gemischer Mörtel aus 1 Th. Zement, $\frac{1}{2}$ Th. Fettkalk und 4 Th. Sand bei den Proben noch ebenso fest erwies, als ein von Hand gemischer Mörtel aus 1 Th. Zement und 3 Th. Sand. Die zweite Mittheilung bringt Versuche mit Mörtel, welcher auf dem Kollergange hergestellt wurde, der der Firma Böklen in Lauffen a. N. patentirt wurde und der sich dadurch auszeichnet, dass der Mörtel einem Druck unter gleichzeitiger seitlicher Verschiebung unterworfen wird. Proben aus 1 Th. Zement und 3 Th. Normalsand mit nur 10 Schlägen in die Formen gepresst ergaben nach 1 Monat folgende Zugfestigkeiten:

	a. mit der Schaufel	b. im Kollergange
	gemischt:	gemischt:
	kg/qcm	kg/qcm
Lufttrocken	27,15	47,20
Wassersatt	17,35	44,13
An der Luft gefroren	19,55	39,85
Unter Wasser gefroren	18,00	31,25

Aus einer Mittheilung der Firma Böklen vom Jahre 1893 sei erwähnt:

Nummer des Kollerganges	Preis des Kollerganges M.	Preis der Rampe M.	Preis der Wasch- vorrichtung M.	Erfordert Pferdekräfte
I	2500	75	25	3 bis 5
II	3000	120	40	8 bis 10

¹⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauw. 1892, S. 237, 1893, S. 76.

Je länger die Mahlung des Mörtels dauert (gewöhnlich 5 bis 10 Minuten) und je schwerer die Walzen, desto fester der Mörtel.

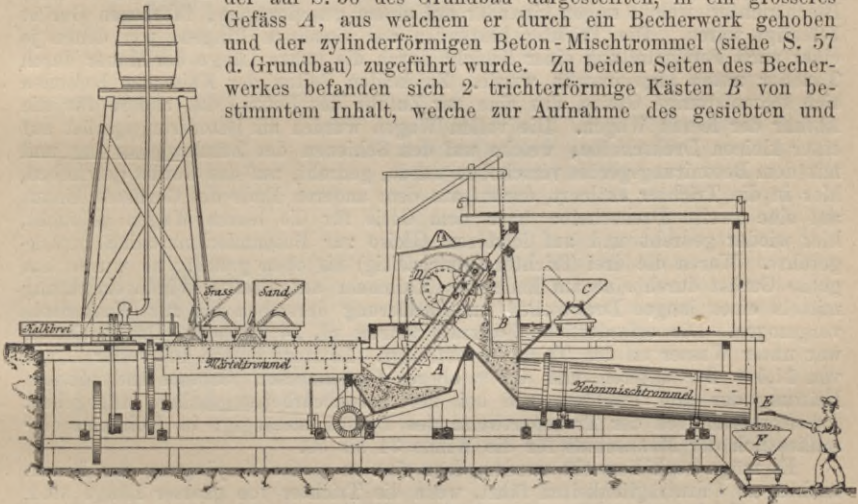
Es sei noch eine Anlage zur Bereitung von 200 cbm Kalk oder Kalk-Trassmörtel in 10 Stunden kurz beschrieben, bei welcher die Handarbeit möglichst eingeschränkt ist¹⁾.

Der gebrannte Kalk wird bei derselben in einem Bottich mit Rührwerk gelöscht. Die Kalkmilch fließt in Gruben, aus denen sie nach einigen Tagen durch eine Rinne mit Schnecke in den Kalksumpf mit Rührwerk gefördert wird. Aus diesem wird die Kalkmilch durch Pumpen mit Hartgummi-Ventilen in einen höher stehenden Kalkmilchbottich gehoben und in demselben nochmals durchgearbeitet. Hierauf fließt sie in die Mörtelmaschine, um hier mit dem gesiebten Sand (ev. auch Trass) durch eine Schnecke mit Rührwerk gemischt zu werden.

γ. Mischmaschinen für Beton.

Eine zweckmässige Betonbereitungs-Anlage wurde vom Reg.-Bmstr. Frentzen für die Herstellung einer Kaimauer am Vorhafen der Schleusen zu Holtenu am Nord-Ostsee-Kanale ausgeführt. Fig. 30.

Fig. 30.



gewaschenen Kieses bezw. Steinschlages dienten. Letzter wurde in Kippwagen *C* von Pferden herbeigeschafft. Während man den einen der beiden Kasten durch eine Schützöffnung am Boden in die Betontrommel entleerte, wurde der andere von neuem gefüllt. Um nun die gewünschte, gleichmässige Mischung des Betons zu erzielen, stand das Becherwerk durch Schnurscheiben mit einem Läutwerke in Verbindung, welches regelmässig nach einer bestimmten, aber veränderlich-einstellbaren Anzahl von Becherentleerungen (17) ein Zeichen gab. Ertönte dasselbe, so musste der Arbeiter, welcher die Schottertrichter bediente, das Bodenschütz eines vollen Trichters öffnen und denselben gleichmässig bis zum nächsten Zeichen in die Betonmischtrommel sich entleeren lassen.

Eine Umdrehung des Zeigers auf dem Ziffernblatt *D* entsprach der Anzahl der Becherentleerungen (17), welche zu einem Trichter voll Kies gehörten. Aus der Anzahl der Becher, welche der Zeiger *D* anzeigte und der Kiesmenge, welche noch in dem sich entleerenden Kasten vorhanden war, konnte die Gleichmässigkeit der Kieszuführung kontrollirt werden. Ein Zählwerk notirte ausserdem die

¹⁾ Uhlund's praktischer Maschinen-Konstrukteur 1892. XXV, S. 169 mit Zeichn.

Gesammtzahl der entleerten Mörtelbecher. Am unteren (Ausfluss) Ende der Betontrammel fiel der Beton in Kippwagen *F* und wurde in ununterbrochenem Betriebe den Betontrichtern zugeführt. War ein Wagen gefüllt, so drückte ein Arbeiter, um den Auslauf des Betons zu verhindern, eine vor der Öffnung der Trammel lose aufgehängte Blechtafel *E* mit einer Schaufel so lange vor dieselbe, bis der volle Wagen entfernt und ein leerer vorgeschoben war. Die Anlage lieferte bei $11\frac{1}{2}$ stündiger Arbeitszeit im Durchschnitt etwa 350 cbm Beton täglich. Die grösste Leistung betrug 900 Mischungen mit 475 cbm. Der Kraftverbrauch betrug 25 P.S., die Anzahl der bei der Maschine erforderlichen Arbeiter, ohne die für Zu- und Abfuhr der Materialien 8 Mann.

Eine Betonbereitungsmaschine von Coster, Rickers & Co., welche täglich 500 cbm liefert ist beschrieben und abgebildet in Annales industrielles 1890 II, S. 474.

In Deutschland liefert ausser anderen besonders die Firma Bünger & Leyrer, Düsseldorf Mörtel und Betonbereitungs-Maschinen sowie ganze Anlagen.

d. Versenk-Einrichtungen.

1. Betontrichter.

Bei der bereits unter γ erwähnten Kaimauer in Holtenau geschah die Schüttung in ganzer Breite des Fundamentes durch 3 konische (unten weitere) Blechtrichter, welche neben einander auf einem gemeinsamen, fahrbaren Gerüst befestigt waren. Die Trichter bestanden aus einzelnen Ringen, von denen je einer nach Fertigstellung einer Schicht durch die ganze Länge der Mauer durch Taucher unten abgenommen wurde. Zu beiden Seiten der Kaimauer befanden sich schmalspurige Gleise, das eine zur Zufuhr des Beton, das andere für die Abfuhr der leeren Wagen. Die vollen Wagen wurden am Betonierungsgerüst auf einer kleinen Drehscheibe, welche auf den Schienen des Zufuhrgleises lag und mit dem Betonierungsgerüst verschoben wurde, gedreht, auf das Gerüst geschoben, hier in die Trichter entleert, darauf aus dem anderen Ende des Gerüstes hinaus auf eine zweite Drehscheibe über dem Gleis für die leeren Wagen gebracht, hier wieder gedreht und auf letzterem Gleise zur Betonmischmaschine zurückgeführt. Waren die drei Trichter (gleichzeitig) bis oben gefüllt, so wurde das ganze Gerüst durch eine am Ende der Kaimauer aufgestellte Windevorrichtung mittels eines langen Drahtseiles zur Entleerung derselben bis zur Wasserlinie vorgezogen. Die erforderliche Zugkraft betrug rd. 24 Tonnen. Das Drahtseil war unter Wasser an den Trichtern befestigt. Letztere hatten bei voller Länge von $11,5^m$ 2^m unteren und $0,8^m$ oberen Durchmesser. Grösste und mittlere Leistung der drei Trichter, wie bei der Betonbearbeitungsanlage angegeben. Arbeiteranzahl von der Transportweite des Betons abhängig; in Holtenau einschliesslich der Mannschaft für die Winde 34 bis 50.

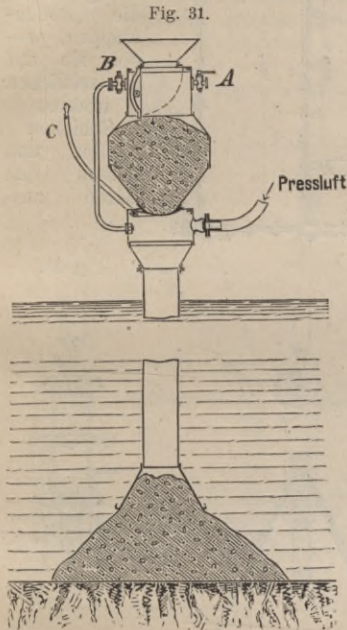
Es möge noch bemerkt werden, dass eine zu starke Verjüngung der Betontrichter zu Unzuträglichkeiten führt, wenn die Trichter von grosser Länge sind. Die vom Trichter bestrichene Grundfläche wird dann ein Vielfaches seines oberen Querschnittes sein und ein geringes Vorrücken desselben bedingt bereits die Entleerung einer grossen Länge des oberen Theiles. Es wird also sehr leicht beim Vorrücken die Oberfläche des Betons im Trichter unter Wasser gerathen, was vermieden werden muss. Die Verjüngung, welche sich aus den Maassen der beim Bau einer Kaimauer in Holtenau gebrauchten Betontrichter ergibt, scheint schon mehr als reichlich zu sein. Es genügt $\frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{50}$ Anlauf.

Andererseits ist, um ein Festklemmen des Betons in einem mässig verjüngten Trichter zu vermeiden, die Innenfläche recht glatt zu halten (versenkte Niete). Auch verwendet man besser langsam bindenden, geschmeidigen Trass- oder Zement-Kalkmörtel für den Beton, als reinen Zementmörtel.

Während hier in Holtenau das Fundament in einzelnen Schichten hergestellt wurde, liess man bei einer Kaimauer in Strassburg vier Betontrichter sich in kurzen Abständen hinter einander folgen, von denen der erste, längste die unterste, der zweite, kürzere, die zweite Lage u. s. f. schüttete. Auf diese Weise wird ein innigerer Verband der einzelnen Lagen untereinander erreicht, der allerdings bei Kaimauern weniger nothwendig ist, als bei Betonsohlen für Docks und Schleusen. Vergl. B. II.

Von einer kleineren Betonirungsanlage mit einem Trichter giebt die Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 515, folgende Leistungsfähigkeit an. In 24 Stunden (Tag und Nacht) wurden 100 bis 160 cbm geschüttet; dabei waren 50 Arbeiter und 4 Maurer an den Mischbänken (Handbetrieb), 10 Arbeiter und 3 Zimmerleute beim Herankarren des Betons vom Aufzuge (Dampfmaschine) nach dem Trichter und dem Bewegen des letzteren sowie der Laufbrücke ständig beschäftigt.

Für sehr tiefe Betonirungen in Brunnen hat Jandin einen Betontrichter entworfen, Fig. 31, der, durch Pressluft im Innern trocken und schwimmend ent-



halten, oben eine kleine Luftschleuse trägt, die aber nicht von Menschen bestiegen wird, sondern nur zum Einschleusen von Beton dient. Das bis 100 m lang gedachte eiserne Schachtrohr kann, da es schwimmt, im Brunnen leicht hin- und hergesetzt werden. Das Rohr hat unten eine trichterförmige Erweiterung und wird nur in diesem Theile mit Beton angefüllt, und nachdem dies geschehen, gehoben und versetzt.¹⁾

Es sei noch bemerkt, dass runde Betontrichter im allgemeinen vortheilhafter sind, als viereckige, weil in den Ecken trotz der Verjüngung nach oben der Beton leicht fest gehalten wird. Ferner, dass weite und lange Trichter günstig wirken, weil bei solchen der Beton unten unter bedeutendem Drucke steht. Dadurch wird derselbe nicht nur fest gelagert, sondern rollt auch beim Austritt aus dem Trichter nicht die Böschung hinab, sondern drückt die Böschung vor, ähnlich dem in Fig. 12 des Grundbau dargestellten Verfahren.²⁾ Den Schlamm, welcher sich bildet und der von der fortschreitenden Betonschüttung beiseite gedrückt wird, muss man vorsichtig durch Pumpen absaugen.

Beim Bau der Pfeiler einer Loire-Brücke hat man den Betontrichter an eine hochstehende, fahrbare Winde angehängt, um die Zwischenräume zwischen den Rostpfählen gut bestreichen zu können. Ergebnis günstig, Leistung bis 60 cbm im Tag.³⁾

2. Betonkasten.

Beim Bau der neuen Strassenbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg hat sich der in Fig. 32 bis 36 dargestellte Betonkasten⁴⁾ sehr gut bewährt, der sich selbstthätig unten öffnet, wenn er auf dem Grunde aufsteht und die Kette schlaff wird. Der Kasten hat nach unten aufschlagende Bodenklappen *l* (Fig. 35) und einen eisernen Führungsrahmen, an dessen aus Quadrateisen gebildeten Pfosten er mittels der Oesen *o* Fig. 33 gleiten kann. Je nachdem der Zug der Krahnkette, an welche die ganze Vorrichtung durch die Achse *g* angehängt wird, allein auf den Kasten oder mittels des Hakens *a* auf den Führungsrahmen übertragen wird, muss der Kasten beim Anziehen der Kette sich öffnen oder geschlossen bleiben. Nach Füllung des Kastens und Einhängung des Hakens *a* über die Achse *h* durch einen Arbeiter hielt letzter diesen Haken so lange aufrecht, bis die Kette trug. Darauf wurde der Betonkasten hinabgelassen, und sobald

¹⁾ Näheres in les ann. des trav. publ. 1886, S. 1587 u. 1608, Centrabl. d. Bauverw. 1887, S. 195, Genie civil 1886 No. 14, S. 219.

²⁾ Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 516.

³⁾ Näheres Ann. des ponts et chauss. 1885, Avril, S. 776.

⁴⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 353 u. f.

Fig. 32.

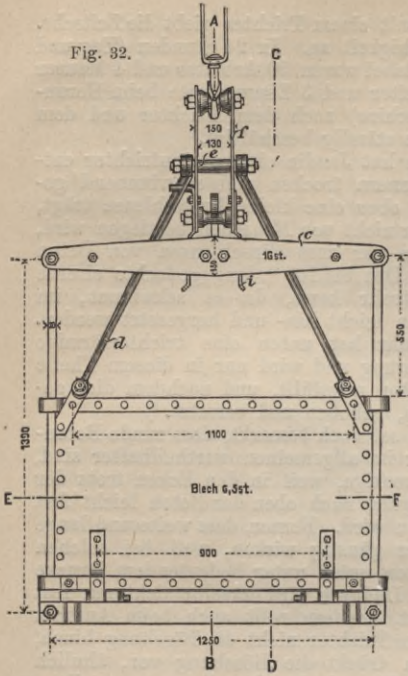
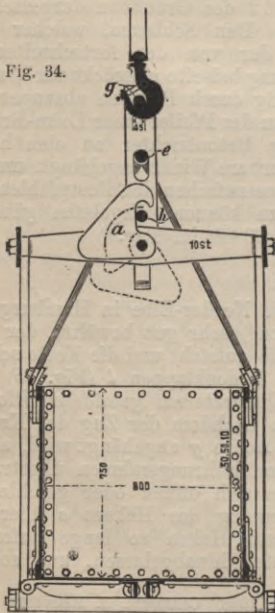
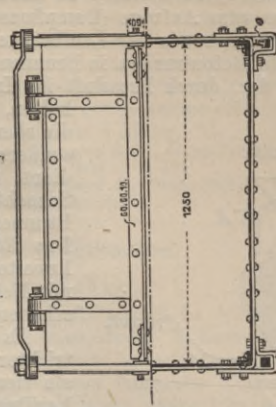


Fig. 34.



er den Grund erreichte und die Kette schlaff wurde, fiel *a* von selbst wieder aus.

Fig. 33.

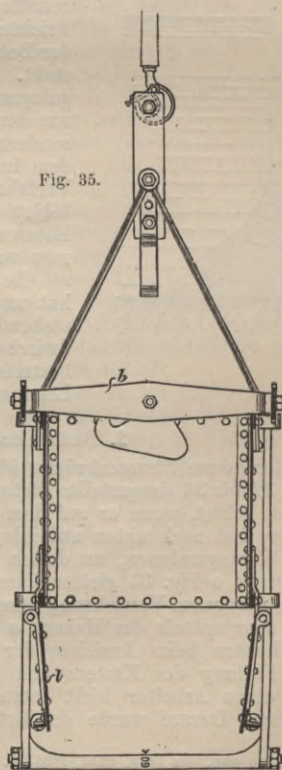


Beim Anwenden wirkte der Zug der Kette durch die Stangen *d* am Kasten. Es öffneten sich infolge dessen die Bodenklappen, wobei sie auf den seitlichen unteren Schienen rollten und liessen den Beton aus-

Fig. 36.



Fig. 35.



fließen, indem der Kasten in den Führungen *h* so lange gehoben wurde, bis er oben gegen den Bügel *b* stiess und durch diesen das ganze Gestell mit nach oben nahm. Fassung des Kastens 0,75 cbm, Gewicht des Kastens 600kg. Preis 288 M.

Die Versenkung geschah durch 1 Dampfkrahn, für den aber mehrere Kasten (6 Stück) beschafft waren, um schnell arbeiten zu können. Leistung durch-

schnittlich 65 ^{cbm} täglich. Grösste Leistung 97 ^{cbm}. Kosten der Versenkung und Herstellung des Betons ausschliesslich des Materials, der Gebäude und Maschinen, aber einschliesslich der Miethe und Bedienung der Fahrzeuge bei den Strompfeilern 6,08 M., bei den Landpfeilern 8,57 M.

Eine amerikanische Konstruktion (Fig. 37 und 38) von W. O. Tayler, welche denselben Zweck verfolgt, hat folgende Einrichtung. Die beiden Seitenwände des Betonkastens, an denen die Scharniere der Bodenklappen nicht befestigt sind, sind soweit unter den Boden verlängert, dass die beiden Bodenklappen zwischen ihnen aufschlagen können, wenn der Kasten am Grunde auf diesen verlängerten Wänden aufsteht. Zwei Haken *a*, die sich ebenfalls selbstthätig öffnen, wenn der Kasten aufsteht, greifen durch die verlängerten Seitenwände hindurch und

halten die Bodenklappen geschlossen, so lange der Kettenzug auf die Haken wirkt. Hört der Zug an ihnen auf, so drückt das Gewicht des Betons die Klappen auf, wobei diese die Haken nach unten schieben, die dabei infolge ihrer Abschrägung gleichzeitig seitlich nach aussen gedrängt werden. Bei dieser Anordnung bleibt der Beton auch beim Herausgleiten noch zwischen vier Wänden eingeschlossen, er fällt aber, sobald die Klappen nicht mehr von den Haken gehalten werden, eine mässige Höhe frei herab. Diese Fallhöhe kann durch Verbreiterung der Haken vermindert werden. Andererseits lassen sich auch an der Konstruktion Fig. 32 bis 36 Seitenwände anbringen, zwischen denen die Klappen sich öffnen.

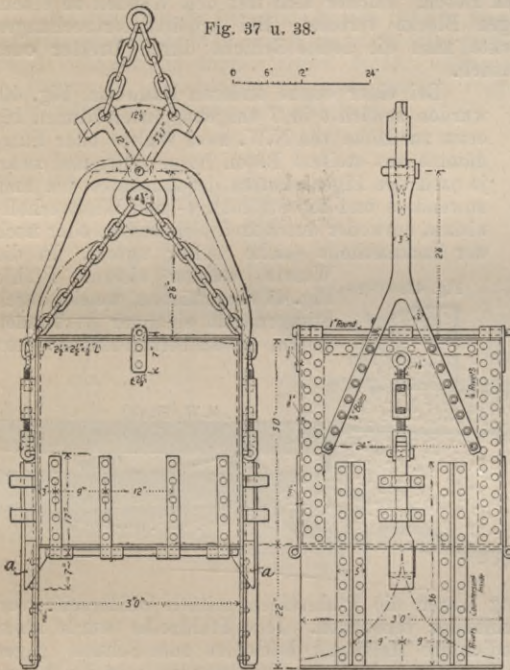
Der Kasten Figur 32 bis 36 ist übrigens bequemer wieder zu schliessen, als derjenige Fig. 37 u. 38, während dieser einfacher ist.¹⁾

Will man den Kraftverbrauch beim Versenken von Beton mittels Kästen und Handwinden vermindern, so ist es zweckmässig, an dem anderen Ende der Kette, welche die Betontrommel trägt, ein Gegenwicht anzubringen. Bemisst man dies so, dass es leichter ist als die gefüllte, aber schwerer als die leere Trommel, so sinkt die volle Trommel von selbst auf den Grund, während sich die leere von selbst wieder hebt. Ein Arbeiter hat also nur nöthig, durch eine Bremse die Geschwindigkeit zu regeln und die Trommel oben erforderlichen Falls anzuhalten.

4. Besondere Schüttungsweisen.

1. Das Kinipple'sche Monolith-System ist in England inzwischen mehrfach angewandt. In Greenock wurde für den Kern der Hafendämme Beton aus 1 Theil Zement und 6 Theile Sand und Schotter, für die Aussentheile 2 Theile Zement und 7 Theile Sand und Schotter verwendet. Die letztere Mischung liess man vor der Versenkung 3 Stunden abbinden bis sie plastisch war, die magerere

¹⁾ Engineering news 1894, S. 349.



Mischung aber bis zu 5 Stunden. Diese Zeit hängt übrigens ganz von den Eigenschaften des Zementes ab, der verwendet wird und muss stets sehr sorgfältig beobachtet werden. Die Aussenfläche schützte man gegen Wasserangriffe anfangs durch Segeltuch oder andere Umhüllungen. In starken Strömungen oder See-gang setzte man auch unmittelbar vor der Versenkung noch eine geringe Menge schnellbindenden Zement zu.

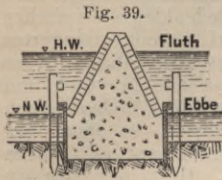


Fig. 39.

Bei einigen Mauern wurden die über N.W. reichenden Theile durch geböschte Seitenwände begrenzt, welche aus leicht zu handhabenden Betonblöcken von nur 82 kg Gewicht hergestellt wurden. Hinter bzw. zwischen solche Böschungswände (Fig. 39), deren Fugen mit schnell bindendem Zement vergossen wurden, schüttete man steifen Beton, welcher sich mit den Wänden zu einem einzigen Blocke verband. Bei Arbeitsunterbrechungen bedeckte man die letzte Schicht durch Bretter oder Segeltuch.

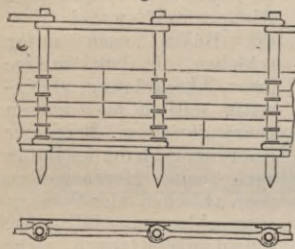


Fig. 40.

Bei einer etwas anderen Bauweise, Fig. 40, wurden zunächst in 2 ausgebaggerten Rinnen bis etwa zur Höhe von N.W. zwei Wulste oder Fussdämme aus steifem Beton hergestellt, und zwar, je nach den Eigenschaften des Zementes den man anwendete und den Strömungs- und Windverhältnissen, entweder durch freie Schüttung, oder nach der Sackmethode (siehe weiter unten). In die Wulste wurden eiserne Pfähle (Fig. 41) eingetrieben, welche durch Stangen mit einander verbunden waren, die an beiden Enden Oesen

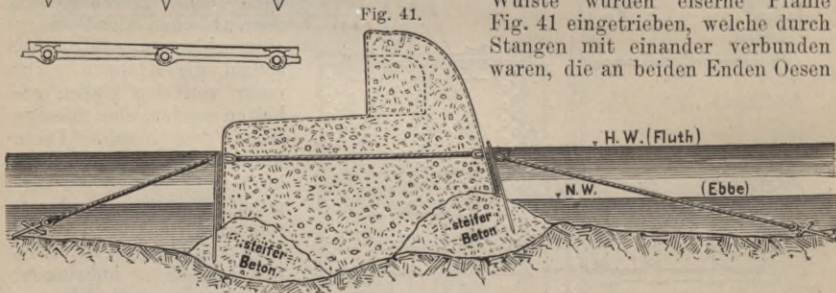


Fig. 41.

hatten. Nach der Querrichtung waren die Pfahlreihen mittels beiderseits verankerter Kabel Fig. 41 mit einander verbunden. Jede Pfahlreihe wurde innen durch eine mit Segeltuch gedichtete Holzwand bekleidet zum Schutze gegen Auswaschen des Betons. Der Raum zwischen den Pfahlwänden war der Länge nach durch Querscheidewände abgetheilt, welche aus versenkten kleinen Betonblöcken gebildet wurden. Die einzelnen Abtheilungen wurden dann mit plastischem Beton gefüllt, der die Fugen der Scheidewände so vollkommen ausfüllte, dass der ganze Damm einen einzigen Körper bildete.¹⁾

2. Die oben erwähnte sog. Sack-Methode besteht darin, dass Säcke aus durchlässigem Stoff mit Beton gefüllt auf dem Grunde als Mauer oder Damm eingebaut werden. Der durch den Stoff dringende Mörtel verbindet die Säcke zu einem gemeinsamen festen Körper. Ist der Stoff der Säcke sehr durchlässig, so verwendet man anstatt des frischen schon angebandenen Beton. Stets aber möglichst wenig Wasser, wie beim Monolith-Verfahren. Dies Verfahren ist namentlich in bewegtem Wasser und bei unebenem Grunde sehr zweckmässig, da die Säcke sich allen Unebenheiten anschmiegen und eine fast wagrechte Abgleichung der Oberfläche liefern, auf der dann die Herstellung von Hafendämmen oder Ufermauern in anderer Weise ausgeführt werden kann.

¹⁾ Centrabl. der Bauverw. 1888, S. 196 und Les annales des trav. publ. 1887, 1879, Nouv. ann. de la constr. 1887, Dec. 4^e ser., S. 187.

In Newhaven hat man Säcke verwendet, welche bis zu 100^t Beton enthielten. Man versenkte diese grossen Säcke mit Hilfe von Klapprahmen, um sie beim Absenken möglichst ausgiebig zu unterstützen und ein Zerreißen derselben zu vermeiden. Trotz dieser Vorsicht ist zu befürchten, dass das Aufschlagen der grossen Massen auf den Grund ein Platzen der Säcke herbeiführt und es dürften kleinere Säcke deshalb zweckmässiger sein. Meistens hat man auch (zu Aberdeen, Wick, Plymouth u. a. a. O.), und zwar wohl, weil man dies befürchtete, kleinere Säcke von kaum halb so grossem Inhalt angewendet.

Weiteres über diesen Gegenstand siehe: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 157. Minutes of proceedings Nov. 1886, S. 92 und Fortschritte der Ingenieurwissenschaften Hafendämme, Ufermauern usw. von G. Franzius.

ε. Geräte zum Stampfen von Beton.

Die zunehmende Verwendung des Betons anstatt des Mauerwerkes auch zu Ausführungen über Wasser und die bei weitem grössere Festigkeit, welche derselbe durch Stampfen in dünnen Lagen erhält, macht es zweckmässig, bei grösseren Ausführungen maschinelle Einrichtungen zu treffen, durch die ein möglichst gleichmässiges Stampfen erreicht wird.

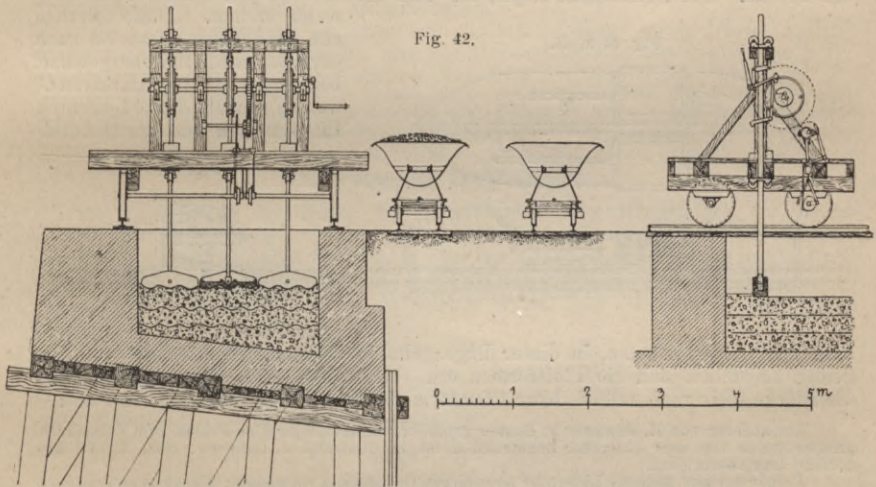


Fig. 42 zeigt eine solche Anlage, welche Vering zum Stampfen des Betons in den Aussparungen der Kaimauern für die Hafenanlagen in Bremen verwendete und die sich gut bewährte. Sie besteht aus einem Gerüste, welches auf einem Gleise läuft. In dem Gerüste hängen 3 Stampfen mit wellenförmigen unteren Flächen neben einander, welche mittels eines durch 4 Mann zu bedienenden Windwerkes (versehen mit Hebelverbindungen, Mitnahmescheiben und Ausrückvorrichtungen) 0,30^m von der Betonoberfläche abgehoben werden und dann kurz hinter einander frei herabfallen. Das Fallgewicht dieser Stampfen betrug 60 bis 120^{kg} bei 0,2 bis 0,4^{qm} Grundfläche. Durch eine entsprechende Verbindung des Windwerkes mit einer Laufachse des Gerüsts wurde nach jedesmaligem Anheben und Fallen der drei Stampfen eine Vorwärtsbewegung des ganzen Gerüsts mittels Einrückens einer der beiden vorhandenen Sperrklinken (die eine für Vorwärts-, die andere für Rückwärtsbewegung) bewirkt, welche bei einer Breite der Stampfen von 40^{cm} etwa nur 35^{cm} betrug.

Die wellenförmige Unterfläche der Stampfen ist notwendig, weil bei geraden Flächen der Beton seitlich ausweicht, ohne genügend verdichtet zu werden.¹⁾

¹⁾ Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 441.

ζ. Geräte zum Heben und Bewegen schwerer Werkstücke.

1. Steinklauen und Wölfe.

In den Ann. des trav. publ. 1885, S. 1483, sind 2 Werkzeuge zum Versetzen von Betonblöcken abgebildet und beschrieben, welche dem in Fig. 181 des Grundbau ähneln. Ohne dass hier näher darauf eingegangen werden kann, möge nur bemerkt werden, dass besonders für Betonblöcke solche, die wie genannte Fig. 181 Zugspannungen erzeugen, misslich sind, und dass solche, welche nach Fig. 182 nur Druckspannungen hervorrufen, den Vorzug verdienen.

2. Einrichtungen zum Transport schwerer Werkstücke.

Ein Kippwagen zum Bewegen schwerer Steine von 12 und 20^t Tragfähigkeit ist im Engineer 1889, I., S. 424, dargestellt. Die Steine gleiten von der mit Eisen beschlagenen Plattform in der Richtung des Eisenbahngleises, auf dem der Wagen fährt, hinab. Im übrigen bietet die Konstruktion nicht viel zu bemerken.

Zum Verstürzen grosser Blöcke wurde beim Hafen von St. — Jean — de Luz der in Fig. 43 bis 45 dargestellte Prahm benutzt. Derselbe enthält vier um wagrechte, längsschiffsliegende Achsen pendelnde Plattformen zur Aufnahme der Blöcke. Die Drehachsen liegen so, dass die unbeladenen Plattformen wagrecht stehen. Diese werden nun so beladen, dass sie nach der Wasserseite zu Uebergewicht bekommen und durch Klinken *C*, welche mittels der wagrechten Eisenstangen und der Hebel *D*

Fig. 43 u. 44.

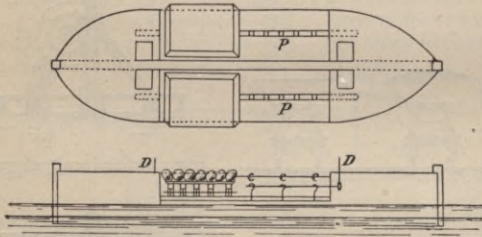
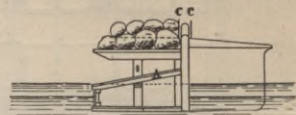


Fig. 45.



ausgelöst werden können, in dieser Lage gehalten werden. Werden die Klinken gelöst, so stellen sich die Plattformen etwa unter 30° schräg nach dem Wasser, die Blöcke gleiten ab und die leere Plattform richtet sich von selbst wieder auf.¹⁾

Ein anderer von H. Edwards in Boston gebauter, selbstthätiger Kipp-Prahm zum Verstürzen grosser Steine von sehr einfacher Konstruktion ist im Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 137, abgebildet und beschrieben.

Ferner sei auf folgende Litteratur über diesen Gegenstand verwiesen: Wagen zum Transport von Betonblöcken, Apparat zum Verstürzen von Blöcken Wochenbl. für Arch. u. Ing. 1883, S. 454. Vorrichtungen zum Anfertigen, Fortschaffen und Versetzen von Betonblöcken in Encyclopédie des travaux publics, Travaux maritimes, phénomènes marins-accès des ports par F. Laroche, Paris, Baudry & Cie., Annales de ponts et chauss. 1890, S. 239.

II. Baugrund und Tiefe der Fundamente.

a. Eigenschaften der verschiedenen Bodenarten.

γ. Sandschichten.

Bei Gründungen in Triebsand hat man sich zu hüten, von mehren nahe gelegenen Fundamentgräben (Spundkästen für Brückenpfeiler) nur den einen trocken zu legen, während die übrigen voll Wasser bleiben. Es kann bei solcher Anordnung leicht ein Wasserdurchbruch (unter den Spundwänden hindurch, wenn diese mit den Spitzen noch im Sande stehen) von den vollen Baugruben nach der trocken gelegten stattfinden, wodurch eine starke Lockerung des Bodens entsteht.²⁾

¹⁾ Ann. des trav. publ. 1882, S. 554.

²⁾ Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 40 — 41.

a¹. Ermittlung der Pressung auf den Baugrund.

Die Ermittlung der Pressung auf den Baugrund erfolgt nach den aus der Berechnung von Stütz- und Futtermauern bekannten Grundsätzen, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann. Es muss aber auf einen vom Baugrunde abhängigen Punkt aufmerksam gemacht werden, der meistens übergangen zu werden pflegt, d. i. der Auftrieb des Wassers, falls das Fundament in durchlässigem Boden liegt. Der Auftrieb, dessen Grösse von der Bodenart abhängt. (vergl. Abschn. B. II) wirkt senkrecht gegen die Sohle und greift, da er in gleichmässigem Boden auch gleichmässig vertheilt ist, im Schwerpunkt der Sohlenfläche an. Wenn nun die Mittelkraft aus den gegen das Bauwerk wirkenden von oben nach unten gerichteten und wagrechten Kräften (Erdd- oder Bogenschub) in bedeutendem Abstände vom Schwerpunkt der Sohle diese schneidet, sodass also ohne Rücksicht auf den Auftrieb eine ungleichmässige Vertheilung der Erdpressungen stattfindet, so kann es leicht eintreten, dass die grösste Bodenpressung an der Fundamentkante durch den Auftrieb vergrössert wird, trotzdem der letztere die Gesamtbelastung des Bodens vermindert. Man muss daher bei durchlässigem Baugrunde, wenn man genau rechnen will, auch den Auftrieb berücksichtigen, wie dies in der zeichnerischen Untersuchung von Dock- und Schleusensohlen in Abschn. B. II. geschehen.

Diese Untersuchungen gestalten sich einfach, so lange die gedrückte Bodenfläche ein einfaches Rechteck ist, und die Horizontalkräfte nur gegen eine Seite des Bauwerkes wirken. Unter anderen Verhältnissen werden sie schwieriger.

Ohne hierauf näher eingehen zu können, sei auf die Arbeit von Keck „Ueber die Vertheilung der exzentrischen Druckbelastung eines Mauerkörpers“, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 627 und von Mohr in ders. Zeitschr. 1883, S. 163 verwiesen.

b. Grösse der Tragfähigkeit.

Die Berechnung der Grösse der Tragfähigkeit des Baugrundes ist immer noch nicht in genügender Weise gelöst. Es fehlt dazu noch immer an den nothwendigen umfassenden Versuchen. Es erscheint wegen der ausserordentlich verschiedenartigen Zusammensetzung der Erdarten überhaupt zweifelhaft, ob eine theoretische Lösung dieser Frage in solcher Weise, dass sie auch für die Praxis allgemeinen Werth besitzt, möglich sei.

Für cohäsionsloses, reibungsfähiges Material, also reinen Sand und Kies giebt Schwedler für eine Grundfläche von konstanter Breite b und unbegrenzter Länge die Tragkraft eines Flächenstückes von der Länge l bei der Annahme einer senkrechten, zentrischen Belastung an:

$$G = b \cdot g = \frac{b^2 \cdot \gamma}{8} \frac{e^{3 \rho \alpha}}{\sin^3 \alpha} \frac{e^{3 \rho \frac{\pi}{2}} + e^{-3 \rho \frac{\pi}{2}}}{3 \rho + \frac{1}{3} \rho} + \frac{3 b t \gamma}{8} \frac{e^{2 \rho \left(\frac{\pi}{2} + \alpha\right)}}{\sin^2 \alpha}$$

oder abgekürzt $G = A b^2 \cdot \gamma + B \cdot b \cdot t \cdot \gamma$ und $g = A b \gamma + B \cdot t \cdot \gamma$.

Darin bedeutet $\rho = t g \varphi$ die Reibungsziffer (φ nat. Böschungswinkel), α einen Winkel $= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, e die Basis der nat. Logarithmen, t die Gründungs-Tiefe, γ das spezif. Gewicht des Bodens, G die Gesamtbelastung (Tragkraft) und g die auf die Flächeneinheit bezogene Grenzbelastung (Tragfähigkeit). Diese Formel berücksichtigt zwar die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Grösse der Grundfläche, aber nicht die Reibung der höher als die Grundfläche liegenden Erdmasse. Ferner hat Schwedler ein einseitiges Ausweichen des Erdkörpers unter der Belastung vorausgesetzt, während nach Versuchen von Kordjümoß ein doppel-seitiges Ausweichen stattfindet. Die Formel liefert nach Ansicht von Engesser für kleine Werthe von φ zu geringe Werthe der Tragfähigkeit g , für grosse Werthe von φ zu grosse, giebt aber immerhin bei nicht tiefen Gründungen einen wünschenswerthen Anhalt.¹⁾

¹⁾ Centrallbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.

Nach Engesser ist zu erwarten, dass bei gleichgrossem Inhalte kreisförmige und geviertförmige Grundflächen die grösste Tragfähigkeit aufweisen, dass bei Grundflächen beliebiger Gestalt sich bei gleichmässiger Aenderung sämmtlicher Abmessungen (auch der Gründungstiefe t) die Tragfähigkeit in gleichem Verhältnisse ändert. Für eine n mal grössere Grundfläche erhöhen sich hiernach die Tragfähigkeit (für die Flächeneinheit) auf den \sqrt{n} -fachen und die (Gesamt-) Tragkraft auf den $n\sqrt{n}$ -fachen Betrag. Danach würde man die Tragfähigkeit eines Baugrundes in der Weise ermitteln können, dass man eine Probelastung desselben vornimmt mittels eines Körpers, dessen Grundfläche ähnlich und $= \frac{1}{n}$ des späteren Bauwerkes ist, und dann die beobachtete Tragfähigkeit mit \sqrt{n} , die Tragkraft mit $n\sqrt{n}$ multiplicirt. Als zulässige Belastung wird man dann nur einen Theil der ermittelten Tragfähigkeit annehmen. Die angeführte Arbeit von Engesser bringt dann noch eine Betrachtung über die Grösse der Senkung, deren Ergebniss folgendes ist:

1. Die einzelnen Punkte einer gleichmässig belasteten Grundfläche senken sich ungleich und zwar die in der Mitte stärker als die am Rande und zwar bei sehr grossen Flächen nahezu doppelt so stark. Die Senkung eines Eckpunktes ist bei einem Rechteck gleich dem vierten Theil eines mittleren Punktes, bei einem Eckwinkel von α Grad $= \alpha : 360$ von dieser Senkung. Soll ein Bauwerk mit durchgehendem Fundament sich möglichst gleichmässig setzen, so muss man also die Ecken entsprechend stärker belasten, oder bei gleichmässiger Belastung an ihnen die Fundamentfläche entsprechend verkleinern.

2. Die Senkungen ähnlicher Grundflächen nehmen mit der Grösse zu. Bei n -fachem Gesamtdruck muss daher die Grundfläche mehr als die n -fache Grösse erhalten, wenn die Senkungen die gleichen bleiben sollen.

3. Bei gleicher Grösse aber verschiedener Gestalt der Grundflächen fallen die Senkungen um so grösser aus, je gedrängter die Grundflächenform ist. Am grössten ist die Senkung bei einer Kreisfläche, wie schon im Grundbau, S. 79, hervorgehoben:

Die Grösse der Senkung an sich ist meist ohne besondere Bedeutung. Die Unterschiede der Einzelsenkungen aber führen Risse herbei. Man wird also, wie oben angegeben, Grundfläche und Lastvertheilung so anzuordnen haben, dass die Unterschiede der Senkungen ein für die Verhältnisse des Bauwerkes passendes Maass nicht überschreiten. Die absoluten Werthe der Senkungen sind dann belanglos. Nur bei ungleichmässigem Grunde muss man diese berücksichtigen und sie so niedrig halten, dass die grössten möglichen Werthe der Unterschiede keine gefährliche Grösse erreichen können.

Zum Schluss wird nochmals ausdrücklich auf das verschiedenartige Verhalten von Tragfähigkeit und Senkung zur Grundflächengrösse hingewiesen, indem beide bei gleicher Einheitsbelastung mit zunehmender Grundfläche wachsen. Steigt also die Gesamtbelastung um das n -fache, so genügt es, die Grundfläche in geringerem Maasse zu vergrössern ($F_n < n \cdot F$), um die gleiche Sicherheit gegen die Ueberlastung der Grundfläche zu behalten. Soll dagegen die Senkung unter der n -fachen Belastung nicht grösser werden als unter der einfachen, so muss die Grundfläche $F_n > n \cdot F$ sein.

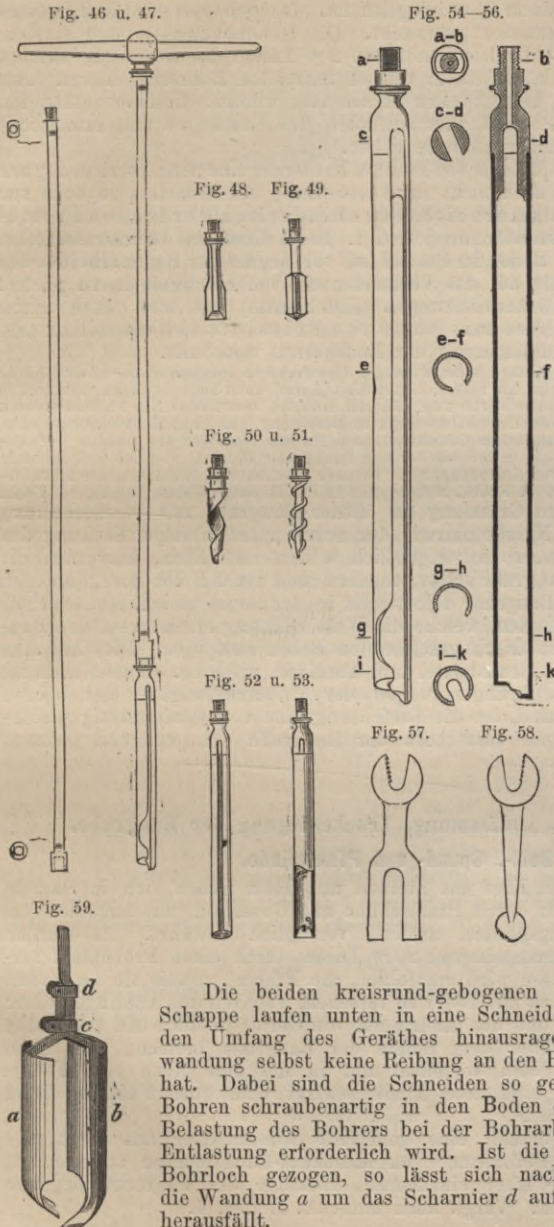
Zur weiteren Unterweisung seien folgende Arbeiten angeführt: Die erwähnte Arbeit von Engesser, Centrallbl. d. Bauw. 1893, S. 396 und von Schwedler ebenda 1891, S. 95. Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden von Kurdjumoff übersetzt von E. v. Paton Civilingenieur 1892, Heft 4, S. 293—311. Ueber den Widerstand sandigen Bodens gegen lothrechte Lasten von Yankowsky in Memoires de la societé des ing. civ. 1892, Nov. S. 848 und 937.

c. Bodenuntersuchungen.

Ein neues sehr zweckmässiges Bohrgeräth ist das in Fig. 46 bis 58 dargestellte vom Bergrath Tecklenburg entworfene (patentirt), welches von P. Graef in Darmstadt angefertigt wird. Das Bohrloch erhält nur 22 bis 33^{mm} Weite und ist infolge dessen mit geringem Kraftaufwande herzustellen. Die Bohrstangen sind Gasrohre; Gewicht eines vollständigen Geräthes für 10^m Tiefe nur 7^{kg}. Zu dem Geräthe liefert die Fabrik folgende Bohrer: Meisselbohrer Fig. 48 mit Schneiden in der Sohle und an beiden Seiten, zum Durchstossen festen Gesteins; Kronenbohrer Fig. 49 mit 6 unteren strahlenförmigen und

6 seitlichen Schneiden für zerklüftete, feste Gesteine; zum Verbohren in verwittertem Schiefer; Spiralbohrer

Schneckenbohrer Fig. 50
zum Verbohren in verwittertem Schiefer; Spiralbohrer Fig. 51 zum Auflockern von festem Kies; Hohlbohrer Fig. 52 für Schotter und Gerölle; Schlammloffel mit Fussventil Fig. 53 zum Bohren in Trieb sand und zum Reinigen des Bohrloches vom Bohrschlamm; endlich die Schappe Fig. 54 bis 56 zum Bohren in Thon, Lehm, Muttererde, Sand, Mergel, Kies usw.



Preis des Apparates: Hohlgestänge für 1 lfd. Meter 3 M., der Drehkopf (siehe Fig. 46) 4 M., Meißelbohrer 7 M., Kronenbohrer 18 M., Schneckenbohrer 10 M., Spiralbohrer 12,50 M., Hohlbohrer 12 M., Ventilbüchse 20 M., die Schappe bei 25 cm Länge 15 M., bei 40 cm Länge 18 M., die Abfanggabel Fig. 57 4 M.; der Reiner mit Schlüssel Fig. 58 (zur Beseitigung des Bohrschwandes aus der Schappe unentbehrlich) 3 M. Diese Preise beziehen sich auf den 22 mm weiten Bohrer. Für den 33 mm weiten sind die Preise um $\frac{1}{3}$ höher.

Einen recht zweckmäßigen Bohrer für Tiefen bis zu 30 m in felsfreiem Boden zeigt auch die Fig. 59. Derselbe ist in Nordamerika vielfach im Gebrauch.

Die beiden kreisrund-gebogenen Wandplatten *a* und *b* der Schappe laufen unten in eine Schneide aus, deren Spitzen über den Umfang des Geräthes hinausragen, sodass die Schappenwandung selbst keine Reibung an den Bohrlochwänden zu erleiden hat. Dabei sind die Schneiden so gestellt, dass sie sich beim Bohren schraubenartig in den Boden einschneiden, sodass keine Belastung des Bohrers bei der Bohrarbeit, sondern vielmehr eine Entlastung erforderlich wird. Ist die Schappe gefüllt aus dem Bohrloch gezogen, so lässt sich nach Lösung des Schlosses *c* die Wandung *a* um das Scharnier *d* aufheben, worauf die Füllung herausfällt.

Es empfiehlt sich bei trocknen Bohrlochern die Bohr- und Schöpfarbeit durch Einfüllen von etwas Wasser zu erleichtern. Durch Erde, Sand, Letten

selbst festen Thon hindurch arbeitet diese Schappe ohne jeglichen Aufenthalt. Auch wird sie durch Geröll und Steine von der Grösse ihres halben Umfanges nicht behindert. 8 Umdrehungen genügen im allgemeinen zu ihrer Füllung, wobei ein Bohrfortschritt bis zu 75 cm möglich ist. Die Schappe wird in 2 Grössen von 30 bzw. 42 cm Durchmesser gebraucht. Die Handhabung ist sehr einfach. 2 Arbeiter fassen mit je 1 Drehschlüssel von 2 m Länge das Gestänge, welches an einem über eine Rolle zu einem Haspel führenden Bohrseile hängt. Am Widerstande der Schappe beim Drehen fühlen sie, wieweit dieselbe gefüllt ist. Der Haspel mit Vorgelege dient zum Aufholen des Gestänges und ermöglicht der Schappe den richtigen Vorschub zu geben.¹⁾

Das Verfahren des Einspritzens von Pfählen hat ferner eine neue Vorrichtung zur Bodenuntersuchung, wenn auch nicht zur Feststellung der Erdarten, so doch zur Ermittlung der bei Rammarbeiten etwa hinderlich werdenden Fremdkörper, als Steine und Baumstämme, gezeitigt. Es ist dieses das Druckwasserrohr, mit dem man in sandigem Boden im Stande ist, vor Beginn der Rammarbeiten den Baugrund schnell und billig auf das Vorhandensein von Hindernissen zu prüfen.

Bei sehr wichtigen Bauausführungen (Eiffelthurm) hat man auch durch Abteufen eines Schachtes mit Hilfe von Pressluft sich ein vollkommen sicheres Bild über Art und Lagerung der Bodenarten verschafft.

Da für den Grundbau bei Anlage sehr wichtiger Bauwerke in bergmännisch-unterhöhltem Gelände oder auch im Kalkgebirge mit natürlichen Höhlen (Karst) auch Tiefbohrungen erforderlich werden können, so sei auf folgende Werke zum näheren Studium verwiesen: Die Tiefbohrtechnik im Dienste des Bergbaues und der Eisenbahntechnik in Beziehung auf ihren Entwicklungsstandpunkt der Gegenwart, nebst praktischen Gesichtspunkten für die Wahl der den lokalen Verhältnissen anzupassenden Bohrmethode in technischer und finanzieller Hinsicht von Leo Stripplmann Leipzig bei G. Knapp. Enthält viel Kostenangaben. Ferner: Tecklenburg, Handbuch der Tiefbohrkunde, Leipzig bei Baumgärtner. A. Fauck, Neuerungen in der Tiefbohrtechnik, Leipzig bei Felix.

Beabsichtigt man, eine Gründung in offener Baugrube mit Wasserhaltung durch Pumpen oder auch Nassbetonirung der Sohle unter mässiger Senkung des Wasserspiegels auszuführen, so ist eigentlich selbstverständlich, dass man die Bohrlöcher nicht in der Baugrube selbst, sondern rund um dieselbe herum anlegen muss. Bohrungen in der Baugrube selbst sind in der Regel gleichbedeutend mit ebenso viel gefährlichen Quellen, welche die Wasserhaltung erschweren, den Baugrund auflockern, bezw. den frisch geschütteten Beton ausspülen. Dies hat man beim Bau der Schleusen in Brunsbüttel und Ymuden erfahren. Namentlich im Alluvium, wo Trockenausführungen wegen der Undurchlässigkeit der oberen Schichten häufig möglich sind, ist die Schichtung eine verhältnissmässig gleichmässige, so dass Bohrungen ausserhalb der Baugrube ein genügend genaues Bild liefern.

III. Einschliessung, Abdämmung, Trockenlegung der Baugrube.

a. Bohrl-, Spund- und Pfahlwände.

In sehr fest gelagertem Kies mit Steinen und Holz haben sich in Hameln Spundwände von Buchenholz durch Pfahlschuhe aus Gusseisen, mit angienieteten, schmiedeisernen Verbindungsplatten armirt, vorzüglich bewährt. Es wurden Steine aus festem Keupersandstein von 20 cm Dicke durch einen Probepfahl zertrümmert. In solchem Boden wird empfohlen, die Pfähle, soweit sie im Boden stehen, weder mit Nuth, noch mit Feder zu versehen, wodurch das Anbringen einer kräftigen Spitze erleichtert und das Eindringen von Geröll in die Nuth vermieden wird. Soweit die Pfähle über dem Boden der Baugrube bleiben, kann man sie dann beiderseits mit Nuth versehen und in die eine Nuth eine Feder einsetzen. Dieser obere gespundete Theil bewirkt eine gute Führung beim Rammen und dichten Schluss.²⁾

Ferner hat man mit Vortheil eine gemischte Konstruktion aus Eisen und Holz zur Begrenzung der Betonirung von Kaimauer-Fundamenten angewendet, indem man Pfosten aus H-Eisen einrammte, zwischen die wagrecht liegende Bohlen eingeschoben wurden. Vergl. auch unter A. I. f. d. 4.

¹⁾ Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1889, S. 688.

²⁾ Centralbl. d. Bauv. 1889, S. 472.

In Bezug auf die S. 90 des Grundbau bereits erwähnte Abdichtung der Spundkästen für die Pfeiler der Brücke über die Nordereibe in Hamburg sei auf die ausführliche Darstellung und Beschreibung in der Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 358 hingewiesen. Hier sei nur kurz erwähnt, dass die Ausführung nach Fig. 60 sich

Fig. 60.



am besten bewährte. Die 25 × 5 cm starken Bohlen, welche das Segeltuch an den Pfahlwänden befestigten, reichten bis Betonoberkante und wurden durch

15 cm lange Drahtstifte angenagelt. Die Zahl der Stifte wurde nach der Grösse des Wasserdrucks bestimmt, wobei bei 10 facher Sicherheit jeder Stift mit 40 kg beansprucht wurde. Abstand der Bohlen von Mitte zu Mitte 57 cm. Der grösste vom Segeltuch aufzunehmende Wasserdruck hatte 3,5 m Druckhöhe. Die Dichtigkeit war eine sehr gute. Preis dieses Fangedamms beim nördlichen Strompfeiler auf das Quadratmeter der dem Wasserdrucke ausgesetzten Fläche berechnet 18,81 M., beim südlichen 15,03 M. Bei beiden Pfeilern war die ganze Segeltuchhülle vorher zusammengenäht. Beim Bau der Billhorner Brücke wurden vor der Betonirung einzelne, etwa 2 m breite Streifen aus Segeltuch mit 0,3 m breiter Ueberdeckung der Fugen angenagelt. Die wagrechten, unteren Ränder der Streifen waren um Rundeisenstangen (2 cm Durchmesser) genäht, welche die Bahnen gleichmässig straff zogen. Die Bohlen zur Befestigung des Segeltuches wurden auf 1 m Länge mit einbetonirt. Die Firma Rommel, Weiss & Co., Segeltuchweberei pp. zu Mülheim a. Rh. befasst sich mit Lieferung solcher Abdichtungen und versendet autographirte Beschreibung des Verfahrens.

In Betreff der Stärke der Spundpfähle ist zu bemerken, dass man dieselben nicht nur nach der Länge, sondern auch nach dem Boden, in welchen sie eingetrieben werden sollen, bemessen muss. Bei schwierigem Boden (Kies, hartem Mergel) muss dieselbe stärker als üblich (Grundbau S. 87) bemessen werden, weil die Pfähle beim Rammen sonst zu sehr federn. Druckwasser ausser dem Rammen erleichtert immer die Arbeit.

Dauernd zu verwendende Spundwände in Bohlwerken als Uferbefestigungen verlangen auch wegen der grossen Beanspruchung grössere Stärke. In der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893, S. 30, hat Verf. ein Bohlwerk berechnet (vergl. auch Abschn. B. III. d. der Ergänzungen) und für die Bohlen von 30 cm Stärke 11,5 m Länge (wovon 6,5 m im Boden stehen) und einer Stülwand über den Bohlen von 3,5 m Höhe unter Annahme einer Nutzlast = 1 m Bodenschüttung eine grösste Beanspruchung von 320 kg/cbm ermittelt, trotzdem die Bohlwand am Kopf noch verankert ist. Wenn auch diese Beanspruchung in Folge der Unsicherheit unserer Erddruck-Theorien zu gross berechnet sein dürfte, so ist es doch zweifellos, dass das Holz in den Bohlwerken meist weit höher, als in anderen Bauausführungen beansprucht wird und dass Vorsicht geboten ist.

b. Einschliessungen aus Fassoneisen.

Zu den Einschliessungen aus gusseisernen Platten haben sich in neuerer Zeit solche aus Fassoneisen gesellt.

Fig. 61.

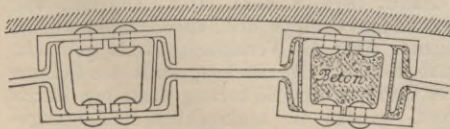
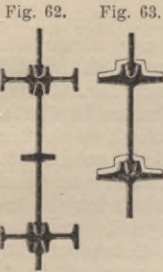


Fig. 61 zeigt eine aus **U**- und **I**-Eisen zusammengesetzte Wand (Patent Simon Zeitschr. für Berg-Hütten u. Sal.-Wesen 1893 S. 48), welche auch für runde Wände sich eignet. Die Verbindung der **U**-Eisenpaare zu einem Kasten erfolgt durch 5 Paar festgenietete Streben aus **U**-Eisen. Durch

radiale Stellung der Stege dieser **U**-Eisenstreben wird die Rundung der Wand erreicht. Sind die **I**-Eisen in die **U**-Eisenkästen von oben eingeschoben, so

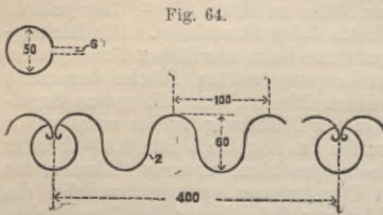


bildet die Wand ein zusammenhängendes gelenkiges Ganzes, dessen einzelne Glieder einzeln eingetrieben werden können. Die unteren Enden der Eisen werden angeschärft. Ist die Wand heruntergetrieben, so werden die U-Eisenkasten zur Verdichtung mit Mörtel ausgefüllt. Sehr gut für grossen Druck. Näheres in der Quelle.

Den Horizontalschnitt durch Wände aus besonders für diesen Zweck gewalzten Profileisen zeigen Fig. 62 u. 63 nach Patent Ohlogge. Auch diese Eisen kann man bei geeigneter Gestalt der Nuth und Federn zur Bildung runder Wände verwenden.

Siehe auch Abschn. B. IX f. der Ergänzungen.

c. Einschliessungen aus Wellblech.



Ein Beispiel dieser Einschliessung zeigt Fig. 64, angewendet beim Bau von Durchlässen in der Oebisfelde-Salzwedeler Eisenbahn.

Die geschlitzten Röhren können zur grösseren Dichtigkeit mit geeigneten Stoffen ausgefüllt werden.

Nach beendeter Gründung wurden Rohre und Wellblechtafeln aus dem Boden gezogen, um von neuem verwendet zu werden. Dabei zeigten sich

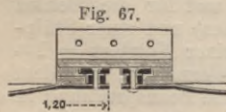
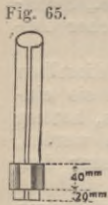
unten vielfach durch eingedrungenen Boden aufgetrieben. Um dies zu hindern, wurden sie unten durch Ringe Fig. 65 verstärkt, was sich gut bewährte. Statt der Ringe werden in der Quelle (Centralbl. d. Bauw. 1889 S. 391) auch volle Spitzen Fig. 66 empfohlen. Die Wellbleche waren unten unversehrt, dagegen oben an den Schlitzrohren theilweise gerissen, in Folge des Rammens. Bleche und Rohre wurden theilweise 3 mal verwendet, worauf mindestens gerechnet werden kann. Höhe der Wand 2,6 m, Kosten für 1 lfd. Met. 36,38 M., wenn das Altmaterial zu 2,5 Pf. für 1 kg gerechnet wird. Hölzerne Spundwände gleicher Länge hätten 37,5 M. f. 1 lfd. Met. gekostet. Preisunterschied also gering, Eisenwände aber erheblich dichter.

Neben Wellblechwänden hat man auch Buckelbleche nach Fig. 67 anstatt der Spundwände bei der Gründung einzelner Pfeiler der neuen Tay-Brücke bei Dundee verwandt.

Die im Abstände von 1,2 m senkrecht über einander an die Führungspfähle angenieteten Winkelstücke dienen zum Anschlusse der Versteifungen, welche den aus Flacheisen gebildeten Spundpfählen die erforderliche Steifigkeit geben und den von aussen wirkenden Wasserdruck aufnehmen.

d. Fangedämme.

Es ist hier noch eine ältere Konstruktion eines schwimmend versenkten Fangedammes nachzutragen, der beim Bau der Pfeiler einer Duero-Brücke von Wex angewendet wurde (Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 461). Der Baugrund war nackter, sehr unebener Fels. Das doppelwandige Gerippe des Fangedammes wurde, an einem schwimmenden Gerüste hängend, über die Versenkungsstelle gebracht und es wurden dort die Stiele möglichst nach der Oberflächengestalt des Felsens abgeschnitten. Nach Hinabsenkung des Gerippes und Sicherung desselben durch äussere Steinpackung gegen den Strom, wurden die senkrechten Bekleidungsbohlen der doppelten Wände einzeln hinabgelassen und möglichst an den Felsen angepasst. Der Zwischenraum zwischen den Wänden wurde unten mit Beton, oben mit Lehm gefüllt. Erfolg gering, weil der Fels rissig war. Nur zweckmässig bei



durchaus dichtem Felsen von möglichst glatter, wenn auch stark abschüssiger Oberfläche, sonst Pressluftgründung sicherer, schneller und billiger.¹⁾

f. Allgemeines über Anordnung der Wasser-Bewältigung.

Wo es die Bodenverhältnisse und der Werth des Bauwerkes gestatten, ist diejenige Wasserbewältigung für die Sicherheit des Bauwerkes die günstigste, welche den Grundwasserstand vor dem Aushub des Bodens so weit senkt, dass das Aufquellen des Wassers eine Lockerung des Bodens nicht mehr befürchten lässt. Es lässt sich dies dadurch erreichen, dass man rund um die Baugrube herum Brunnen senkt, welche in die wasserführende Schicht tiefer hinabreichen, als die Sohle des Bauwerkes. Die Anzahl der erforderlichen Brunnen hängt von der Grösse der Baugrube und des Wasserzuflusses ab. Man kann sich am sichersten hierüber ein Urtheil verschaffen, wenn man zunächst nur einen Brunnen und zwar auf der Seite der Baugrube senkt, von welcher das Wasser wahrscheinlich zufließt, während man längs der anderen Seite der Baugrube Bohrlöcher bis in die wasserführende Sandschicht eintreibt, deren Futterrohre man oben zum Schutz gegen das Eindringen von Tageswasser mit einem Deckel verschliesst. Nachdem man nun in dem Brunnen ein Pumpwerk aufgestellt hat, beobachtet man die Grundwasserstände in sämtlichen Bohrlöchern und ermittelt ihre Höhenlage zu derjenigen des Wasserstandes im Brunnen. Diejenigen Bohrlöcher, in denen der Grundwasserstand am höchsten bleibt, zeigen die Stellen an, welche die Absenkung weiterer Brunnen erfordern. Es ist selbstverständlich, dass man die Brunnen möglichst lange Zeit vor Beginn der Bauausführung senken muss, um mit dem Pumpen früh genug beginnen zu können. Ferner muss man die Sohle der Brunnen sichern, damit bei starker Senkung des Wasserspiegels in denselben der Sand nicht vom Grunde auftreibe. Man macht dies in der Weise, dass man auf die etwa aus feinem Sande bestehende, natürliche Sohle der Brunnen über einander eine Reihe von dünnen Schichten Sand, Kies bis Steinschotter aufbringt, welche allmählich immer grösseren Korndurchmesser haben, sodass die Körner der unteren Schicht nicht durch die Zwischenräume der nächst oberen hindurchgeschlemmt werden können. Damit dieser Filter nicht etwa im Ganzen gehoben werde, kann die oberste Schicht mit einem kräftigen Lattenrost bedeckt werden, den man gegen die Brunnenwände absteift. Die Oberkante dieses Rostes, auf dem der Saugkorb der Pumpe steht, muss genügend tief unter der Sohle des Bauwerkes liegen, um die Baugrube vollständig entwässern zu können.

In ähnlicher Weise ist man bei der Gründung der Schleusen des Nordostsee-Kanals zu Hohenau vorgegangen und hat mit nur 3 ausserhalb der Spundwände gelegenen Brunnen von 5,04 m äusserem, unterem Durchmesser, welche 6,18 bis 7,9 m unter die tiefsten Theile der Schleusensohle hinabreichten, nach 1½jährigem Pumpen den Grundwasserstand um mehr als 15 m gesenkt, sodass er in der Mitte der Baugrube nur noch 1,23 m höher stand, als die tiefsten Theile der Sohle derselben. Die in der wasserführenden Sandschicht nach erfolgtem Trocken-aushube der Baugrube auftretenden Quellen standen in Folge dessen unter so geringem Drucke, dass sie den Baugrund nicht mehr lockerten. Zur Abführung des zu Tage tretenden Wassers wurde eine ausgiebige Drainage aus 30 cm weiten Thonrohren gelegt, welche das Wasser den 3 Brunnen zuführten und in dieselben seitlich einmündeten. Die Drainage blieb unter der Sohle liegen und dient in Verbindung mit den Brunnen dazu, bei späteren Trockenlegungen der Schleusen die Sohlen durch Senkung des Grundwasserspiegels zu entlasten. Die Kosten der 3 mit Pressluft gegründeten Brunnen betragen rund 100,000 M.

Ob es möglich ist, den Grundwasserspiegel vollständig bis zur Sohle der Baugrube in dieser Weise zu senken, hängt von dem Abstände dieser Sohle von der wasserführenden Schicht ab; denn die Brunnenunterkante muss zwar möglichst tief unter der Sohle der Baugrube, aber noch hoch genug über der

¹⁾ Ueber bewegliche Fangedämme siehe ferner Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 71 und Wochenblatt f. Baukunde 1885, S. 446. Ueber Dichtung von Quellen in felsigem Boden vergl. den Abschnitt B. II. Gründungen auf Beton am Schluss.

Unterkante der wasserführenden Schicht stehen, um genügend Wasser in den Brunnen eintreten zu lassen¹⁾.

Um mässig starke Quellen zu stopfen, welche sich in der Baugrube zeigten, hat man beim Alexandra-Dock in Hull den quelligen Grund etwa 3 m tief aufgeräumt und die entstandene Grube mit Kreidekalk und Zementsäcken gefüllt. Stärkere Quellen hat man dadurch unschädlich gemacht, dass man kleine Abtheilungen durch z. Th. 15, z. Th. 30,5 cm starke, bis zum undurchlässigen Boden gerammte Spundwände herstellte. Namentlich wurde die Stelle des Drempels mit einer der stärkeren Wände umschlossen. Es gelang so die Quellen abzuschneiden.²⁾

IV. Wahl der Gründungsart.

In der Wahl der Gründungsart wird oft fehl gegriffen, namentlich in Bezug darauf, dass durchgehende Fundamente und sog. aufgelöste (Pfeiler-) Fundamente nicht bei den für sie geeigneten Verhältnissen angewendet werden.

Man beachte Folgendes: Aufgelöste Fundamente für Kaimauern, Brückenpfeiler und Gebäude sind grundsätzlich da richtig, wo in grösserer Tiefe unter schlechtem, weichem Boden ein fester, recht tragfähiger Baugrund getroffen wird. Man spart hier bedeutend, wenn man einzelne Pfeiler auf Brunnen, Senkkasten oder Pfahlbündeln auf dem festen Grunde mit gehöriger Ausnutzung der Tragfähigkeit desselben aufführt und dieselben oben durch Bögen verbindet. Grundsätzlich falsch dagegen sind aufgelöste Fundamente, wenn der Boden durchweg auch in der mit den Pfeilersohlen (Pfahlspitzen) erreichbaren Tiefe nur geringe Tragfähigkeit besitzt, wie z. B. häufig in den Marschgegenden, wenn der feste Sand zu tief liegt.

Hier muss man wie schon die Tabelle auf S. 100 des Grundbau lehrt die Lasten nicht konzentriren, sondern im Gegentheile das Fundament möglichst verbreitern, um eine geringe Belastung für die Flächeneinheit des Baugrundes zu erzielen. Ganz besonders geeignet sind hier für Kaimauern hohe und breite Pfahlroste mit nur kleinen Mauern an der Vorderkante. (Vgl. Abschn. III Pfahlrost). Wenn man auch in Marschboden nicht auf die Verdichtung des Bodens rechnen darf, weil diese mit der Zeit nachlässt und wohl ganz verschwindet, so ist man mit einem Pfahlroste dennoch im Stande, die Last eines Bauwerkes nicht nur in wagrechter Richtung auf eine grosse Fläche zu vertheilen, sondern gleichsam durch die Reibung des Bodens an den Pfählen auch auf eine grosse Tiefe. Baut man aber in einem solchen Boden Pfeiler auf Pfahlbündeln, die den festen Grund nicht erreichen, wie z. B. beim Binnenhafen des Nord-Ostsee-Kanals zu Brunsbüttel geschehen, so mag anfangs die Verdichtung des Bodens durch die Pfähle vielleicht genügen, um die konzentrierte Last der Mauer zu tragen; sobald aber diese Verdichtung nachlässt kann die geringste anderweitige Veranlassung das Gleichgewicht so weit stören, dass, wie dort geschehen, eine Katastrophe eintritt.

Es sei ferner noch auf einen Vorzug aufmerksam gemacht, den Brunnen- und Pressluftgründungen vor Fangedamm- und Spundwand-Gründungen voraus haben. Dieser besteht darin, dass man bei jenen die Fundamenttiefe je nach dem Befunde des Baugrundes beliebig gegen den ursprünglichen Entwurf verändern kann, während man bei diesen durch die Länge der nach dem Entwürfe beschafften Spund- oder Pfahlwände an verhältnissmässig enge Grenzen gebunden ist. Wo also die Bodenuntersuchungen kein genügend sicheres Bild über den Baugrund ergeben haben und die Brunnen- oder Pressluftgründung auch ohnehin mit den anderen in Wettbewerb treten kann, wird man letzteren aus dem beregten Grunde den Vorzug geben.³⁾

¹⁾ Ueber Gründung von Schleusen im Trocknen bei durchlässigem Boden vergl. auch Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888 S. 419 u. d. f.

²⁾ Für die Bestimmung der etwa solchen Brunnen zufließenden Grundwassermengen sei noch auf folgende Arbeiten aufmerksam gemacht. Die Bestimmung der Geschwindigkeit eines Grundwasserstromes von A. Thiem i. Journal f. Gasbel. u. Wasservers. 1888 S. 18—28. Lueger, Bewegung des Grundwassers. Vgl. auch Abschn. B. II. Gründungen auf Beton unter Wasser.

³⁾ Ueber die Wahl der Gründungsart siehe ferner L. Brennecke: Ueber die Beurtheilung des Werthes und die Wahl der Gründungsart Deutsche Bauztg. 1887, S. 412. Ueber die Wahl der Gründungsart bei Brückenpfeilern Engineering news 1891 II. S. 367—368. L. Brennecke: Wann soll man durchgehende und wenn sog. aufgelöste Grundmauern anwenden: Centralbl. d. Bauv. 1891 S. 434. Mehrstens: Ueber Flachgründung und Tiefgründung von Brückenpfeilern: Centralbl. d. Bauv. 1894 S. 164.

B. Die wichtigsten Gründungsarten.

I. Befestigung schlechten Baugrundes.

a. Verdichtung des Bodens.

In eigenthümlicher Weise hat der Baurath Edens in Rendsburg den schlammigen Grund zum Tragen der Schienen einer Aufschleppe für Baggerprahme fähig gemacht, indem er Kies in denselben einführte. Zu diesem Zwecke wurde mit eisernen Stangen die man in den ohne besondere Vorkehrungen nicht betretbaren Schlamm steckte in demselben herungerührt, indem man mit dem oberen Stangenende einen wagrechten Kreis beschrieb. Dadurch wurde der Schlamm so flüssig, dass aufgeschütteter Kies in demselben untersank, während der Schlamm selbst um den zum Rühren benutzten 1,5 bis 2 m langen Eisenstab wulstartig über den Kies hervorquoll und abgeschöpft werden konnte. Der Boden wurde schliesslich so fest, dass man mit der Radehacke (Picke) Platz für die Schwellen machen musste.

Eine weitere eigenthümliche Verdichtung des Bodens durch das Gewicht des Bauwerkes selbst hat ein Bauunternehmer in Cincinnati in folgender Weise bewirkt. Es handelte sich um den Bau eines Fabrikschornsteines, der wegen nachgiebigen Baugrundes bereits 2 mal eingestürzt war. Der Baugrund am Ufer eines grossen Flusses zeigte sehr verschiedene Schichtungen von ganz ungleicher Tragfähigkeit. Mit Rücksicht auf diese Bodenbeschaffenheit befolgte der Baumeister folgendes Verfahren: Im Gegensatze zu der üblichen Verbreiterung des Fundamentes verjüngte er dasselbe nach unten, um die grösste Last auf einen zentralen verhältnissmässig kleinen Unterbau zu vereinigen, damit die unvermeidliche Senkung womöglich in der Richtung der Achse des Schornsteines erfolge.

Er liess zu dem Zwecke einen Granitblock in Form einer viereckigen abgestumpften Pyramide mit der kleineren Fläche nach unten in die Baugrube versenken. Auf der nach oben gerichteten grösseren Grundfläche wurde das Mauerwerk in der Weise ausgeführt, dass jede Ziegelschicht so lange über die untere ausgekragt wurde, bis die Grösse der als nothwendig erkannten Grundfläche erreicht wurde, auf welche dann sofort der Schornstein gesetzt wurde, indem mit Rücksicht auf die zu erwartende Setzung demselben eine Ueberhöhung von 20 Fuss gegeben wurde. Hiervon versanken nach Verlauf von 3 Monaten 17 Fuss. Nach dieser Zeit hörten die Senkungen auf und der Schornstein steht seit seiner Vollendung (d. i. seit 8 Jahren) vollkommen senkrecht.

Diese bemerkenswerthe Ausführungsweise, welche im Techniker Jahrg. 1888 April No. 6, S. 62 ausführlicher beschrieben ist, erscheint in der That recht zweckmässig für solche Bauwerke, deren Masse sich gleichmässig um eine senkrechte Achse vertheilt und die bei verhältnissmässig grossem Gewichte einen geringen Umfang einnehmen, wie Schornsteine, Thürme oder Säulen. Man muss dieselben dann aber ohne Zusammenhang mit anderen Baulichkeiten ausführen und bei ihrer Gliederung besondere Rücksicht darauf nehmen, dass es nicht zu berechnen ist, wie gross die Setzung derselben bis zur endgiltigen Ruhelage sein werde.

Endlich sei noch erwähnt, dass Verf. den Boden in den Caissons der neuen Newa-Brücke in St. Petersburg, welcher aus thonigem Triebande bestand und beim Begehen so weich wurde, dass die Arbeiter in demselben versanken und ohne fremde Hilfe nicht wieder herauskonnten, vor Beginn der Ausmauerung durch Aufstreuen trocknen Zementes befestigte. Dies Mittel bewährte sich sehr gut.

b. Verbreiterung der Fundamente.

a. Betonbett.

Im Grundbau S. 116 Fig. 252 ist empfohlen, die Verbreiterung so gross zu machen, dass eine Linie, die von der Aussenkante der Mauerwerkssohle unter 45° nach der Betonsohle gezogen wird, ungefähr die Aussenkante der letzteren trifft. Richtiger ist es, die Beanspruchung der verbreiterten Fundamente wie folgt zu berechnen.

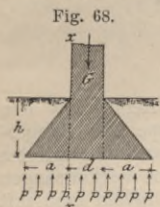


Fig. 68.

Nach Fig. 68 ist die Belastung des Baugrundes für die Längeneinheit einer Mauer von gleichmässigem Querschnitt $= G + (d + 2a) h \cdot \gamma$ wenn γ das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk oder Erde und G = Gewicht der Längeneinheit der Mauer über der Erde ist. Die belastete Fläche hat die Grösse $1 \cdot (d + 2a)$; mithin ist die Belastung f. d. Flächeneinheit der Sohle:

$$I. p = \frac{G + (d + 2a) h \cdot \gamma}{d + 2a}$$

Die Belastung für die seitlich überstehenden Theile der Breite a wird $a \cdot p$ das Biegemoment im Schnitte x also $\frac{a^2 \cdot p}{2}$. Dies muss $= W \cdot k = \frac{h^2 \cdot k}{6}$ sein. Daraus folgt:

$$II. \frac{h^2 \cdot k}{3 \cdot a^2} = \frac{G + (d + 2a) h \cdot \gamma}{d + 2a}$$

Um h zu berechnen, nimmt man zunächst einen Werth für a an, setzt in Gl. II den Werth von k (zulässige Zugspannung des Fundamentmauerwerkes) ein und ermittelt damit h aus Gl. II. Dieses h setzt man dann in Gl. I ein und berechnet die spezifische Bodenpressung p . Fällt diese für den vorliegenden Baugrund zu gross aus, so muss mit grösserem a die Rechnung wiederholt werden.

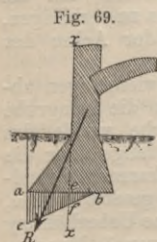


Fig. 69.

Ist die Belastung G keine senkrechte, zentrische, Fig. 69 so löst man die Aufgabe am besten zeichnerisch, indem man die Mittelkraft R aus G und den Gewichten der Boden- und Fundament-Lamellen bildet. Nach Ermittlung der Lage und Grösse von R bildet man in bekannter Weise die der senkrechten Seitenkraft von R entsprechende Druckfigur abc , und ermittelt die Beanspruchung des Fundamentmauerwerkes k im Schnitte xx durch die Belastung $acfe$.

Die Zugbeanspruchung findet an der Unterkante des Fundamentes statt. Durch Einlage von Eisenstäben, (Moniersystem) alten Schienen u. dergl. kann die Widerstandsfähigkeit sehr erhöht werden.

β. Liegender Rost.

Ein solcher empfiehlt sich namentlich bei nachgiebigem Boden für Fundamente von Durchlässen und Sielen unter Dämmen. Wegen der ungleichmässigen Belastung muss man in solchen Fällen ein stärkeres Setzen in der Mitte unter der Dammkrone, als unter den Böschungen befürchten, sodass der Durchlass in der Mitte nach unten durchgebogen und nach unten klaffende Risse erhalten wird. Um dies möglichst zu verhindern, legt man zu unterst Längsschwellen, deren Stösse durch starke Hakenblätter mit eisernen Ankern gebildet werden. Die Schwellen unterstützen in dieser Gestalt die Zugfestigkeit des Bauwerkes in der Längsrichtung.

Will man unter die Längsschwellen Querschwellen oder Bohlen legen, so müssen diese unter der Dammkrone entsprechend der grösseren Last dichter liegen, und länger sein, als unter der Böschung. Eine grossartige Bauausführung mit liegendem Rost ist im Engineering 1891 April, S. 394 u. 395 abgebildet, und S. 400 beschrieben. Es handelt sich um die Gründung des Auditorium-

Gebäudes in Chicago. Des leichteren Verständnisses wegen zeigt Fig. 70 eine der in der Quelle enthaltenen zahlreichen Abbildungen. Auf doppeltem Roste von sich kreuzenden, dicht an dicht liegenden Hölzern von $12''/12''$ Querschnitt

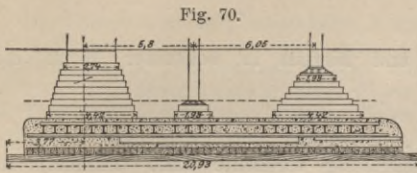


Fig. 70.

ist eine Betonschüttung von $4' 4,5''$ angebracht, in welche starke I-Eisen ($15''$) und Eisenbahnschienen eingelagert sind. Die unter den Längswänden durchlaufenden I-Schienen sind an den Stößen verlascht. Die Betonmischung bestand aus 2 Th. groben Steinschlag, 3 Th. feinen Steinschlag, 2 Th. groben, 1 Th.

feinen Sand und 1 Th. Zement. Diese Mischung grober und feiner Theile ist für die Festigkeit sehr zweckmässig.

γ. Umgekehrte Gewölbe.

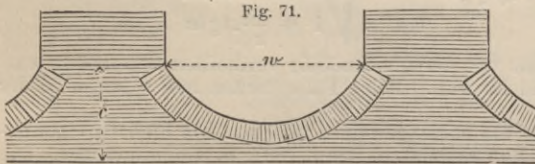


Fig. 71.

Ueber Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen (Fig. 71) zwischen Pfeilern theilt Könen im C.-Bl. d. B. V. 1885, S. 11, Folgendes mit:

Es sei für den Bogen von der Tiefe (rechtwinkl. zur Bildfläche) = 1 der

gleichmässig vertheilte Gegendruck, bezogen auf die Längeneinheit der wagrechten X-Achse (Fig. 72), die in Höhe des Bogenscheitels angenommen, = z_0 , das Gew. der Cub.-Einheit des Bogenwickelkörpers sei gleich der Einheit, dann ist, wenn die Y-Achse mit der Symmetrie-Achse des Bogens zusammenfällt, an beliebiger Stelle x die Gegendruckordinate:

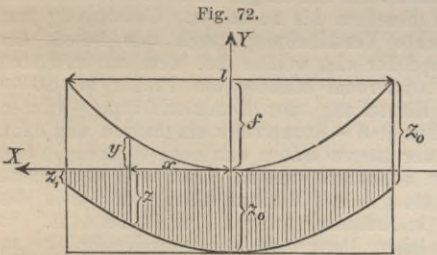


Fig. 72.

1) $z = z_0 - y$. Die weitere Berechnung liefert dann als Gleichung der Stützlinie:

$$2) y = z_0 \left(1 - \cos \frac{x}{\sqrt{H}} \right).$$

Mit den zusammengehörigen Werthen $x = \frac{l}{2}$ und $y = f$ (Fig. 72) ergibt sich aus Gl. 2.

$$3) H = \frac{l^2}{4 \left(\text{arc. cos } \frac{z_1}{z_0} \right)^2} \text{ und hieraus die Gewölbestärke im Scheitel:}$$

$$4) d_0 = \frac{H}{K} \text{ (K zulässige Druckbelastung).}$$

An beliebiger Stelle, entsprechend dem Drucke

$$T = \frac{H}{\cos \alpha} \text{ (Fig. 73) wird bekanntlich } d = \frac{d_0}{\cos \alpha}.$$

Der für die Zeichnung der Stützlinie wichtige Krümmungsradius derselben hat allgemein die Grösse:

$$5) \rho = \frac{H}{z \cdot \cos^3 \alpha}.$$

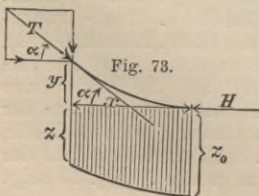


Fig. 73.

Für den Scheitel berechnet sich der Krümmungsradius:

$$6) \varrho_0 = \frac{l^2}{4 \cdot z_0 \left(\text{arc. cos} \frac{z_1}{z_0} \right)^2} \quad \text{und mit diesem Werthe von } \varrho_0 \text{ erhält man}$$

allgemein:

$$7) \varrho = \frac{\varrho_0}{\cos^3 \alpha \sqrt{1 - \frac{\varrho_0}{z_0} \cdot \text{tg}^2 \alpha}} \quad \text{und hieraus in bekannter Weise die}$$

Bogenform.

Fig. 74.



Für gleichmässig vertheilte Last (Parabel) ist $\varrho = \frac{\varrho_0}{\cos^3 \alpha}$. Zieht man die Zwickellast hinzu (Fig. 74) so entsteht die horizontal abgegliche Belastung, für welche

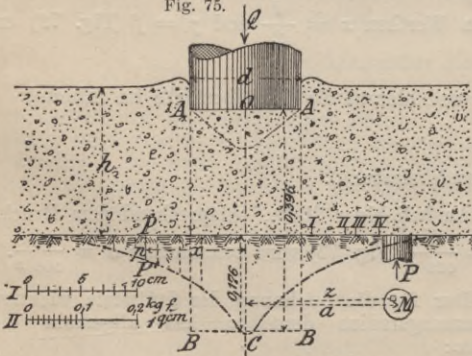
$$8) \varrho = \frac{\varrho_0}{\cos^3 \alpha \sqrt{1 + \frac{\varrho_0}{z_0} \cdot \text{tg}^2 \alpha}}$$

Zieht man die Zwickellast von der gleichmässig vertheilten Last ab, so entsteht der vorstehend behandelte Fall. Beide Fälle treffen mit $z_0 = \infty$ in der Parabel zusammen.

Eine neuere Anwendung von Sohlengewölben zwischen den Pfeilern einer gewölbten Eisenbahnbrücke ist im Centrabl. d. Bauw. 1887, S. 250 mitgetheilt. Die Brücke in der Hadamar-Westerburger Bahn steht mit einigen Pfeilern auf weicherem Thon. In Folge dessen senkten sich dieselben bis zu 66 cm. Gleichzeitig trat eine, wenn auch geringere, wagrechte Verschiebung durch den Druck des Damms gegen den einen Widerlagspfeiler ein, welche bei dem am stärksten Betheiligten Pfeiler 16 cm betrug. Ausserdem standen die Pfeiler bis 20 cm aus dem Loth. Nach vorläufiger Einstellung der Dammschüttung wurden 3 Sohlengewölbe, 1 zu 12 m und zwei zu je 8 m Spannweite eingezogen und dann die Dammschüttung beendet. Trotz der Bögen traten nun neue Senkungen ein, die aber wie man hoffte vollständig aufhören werden, wenn sich der Damm fertig gesetzt hat. Die grösste Setzung eines Pfeilers betrug zur Zeit des Berichtes 1,25 m. Ob die Hoffnung in Erfüllung ging ist nicht bekannt. Es scheint aber verkehrt, auf einen solchen Baugrund eine massive Brücke zu errichten. Entweder musste man mit den Pfeilern festen Grund zu erreichen suchen oder eine leichte eiserne Brücke anstatt der gewölbten bauen.

d. Sandschüttung.

Fig. 75.



Achse des belastenden Zylinders mit der Bodenfläche, zu wächst. Fig. 75 zeigt

die Vertheilung des Druckes auf die Einheit der Bodenfläche als Ordinate über der bezüglichen Entfernung PO von O aufgetragen.

In geringen Tiefen wird der Druck auf die Flächeneinheit grösser als $\frac{Q}{F}$, wenn F die Grundfläche des belastenden Körpers und Q dessen Gewicht ist. Um keine Ueberlastungen des Baugrundes zu erhalten, wird man also die Sandschüttungen nicht zu schwach nehmen dürfen. Der Einfluss der Sandschüttung erstreckt sich übrigens nach obiger Figur mindestens so weit, wie in Fig. 265 des Grundbau angenommen wurde. Ueber ausgeführte Sandschüttungen in Verbindung mit anderen Gründungsarten vergl. Abschn. B. IX.

II. Gründungen auf Beton unter Wasser.

Eine vollkommen dichte Sohle kann man nur dann erhalten, wenn man dieselbe nicht in einzelnen Lagen nach einander, sondern sogleich in voller Stärke herstellt. Bei der Trichterbetonirung lässt sich dies in der Weise erreichen, dass man gleichzeitig mehrere Trichter unmittelbar hinter einander folgen lässt, von denen jeder eine Lage schüttet, sodass der folgende stets um die Stärke einer Lage kürzer ist, als sein Vorgänger.

Am günstigsten ist es (— auch für Trockenbetonirung —) dabei, wie Fig. 76 andeutet in schrägen Lagen zu schütten. Ein solches Betonbett besitzt, wenn auch die einzelne Lage nur in sich, aber nicht die eine an die andere anbindet, stets ein Widerstandsmoment mit dem Faktor $\frac{h^2}{6}$, während das Widerstandsmoment

einer Sohle nach Fig. 77 aus n nicht mit einander verbundenen Lagen nur ein solches mit dem Faktor $\frac{h^2}{6n}$ besitzt. Ersteres ist also n mal stärker.¹⁾ Auch wenn man mit Kasten betonirt, soll man in schrägen Lagen schütten.

Es ist ferner zu bemerken, dass es fehlerhaft ist, Dock- oder Schleusensohlen zur Hälfte aus Beton und zur Hälfte aus Mauerwerk herzustellen, weil darunter der Zusammenhang (Homogenität) leidet. Am besten ganz Beton und nur zur Herstellung einer glatten Oberfläche eine schwache Verkleidung.

Im Anschluss an die im Grundbau S. 123—126 mitgetheilten Versuche des Verf. über die Grösse des Wasserdruckes im Boden sei auf die Untersuchungen von Prof. Wollny in: Forschungen auf dem Gebiete der Agrikulturphysik Bd. 14 S. 1 und den Auszug aus dieser Arbeit im Centrabl. d. Bauv. 1891 S. 229, über die Durchlässigkeit des Bodens für Wasser hingewiesen. Wollny kommt zu dem Schlusse,

- 1) dass die grosse Durchlässigkeit des Sandes durch Mischung mit verhältnissmässig geringen Mengen von Lehm in ausserordentlichem Grade vermindert wird;
- 2) dass die Beimengung von Lehmmengen über eine gewisse Grenze hinaus (30 Vol. p. Ct.) für die durch den Boden tretenden Wassermengen belanglos ist, derart dass die betreffenden Gemische sich bezüglich ihrer Durchlässigkeit dem reinen Lehm analog verhalten.

Eine eingehende Behandlung und Berichtigung erfordert die im Anschluss an obige Versuche des Verf. im Grundbau gegebene Berechnung von Betonsohlen, und zwar soll hier gleich, um kürzer sein zu können, auch die Berechnung von Betonsohlen folgen, deren mittlere Theile im Trocken oder mit Hilfe von Pressluft unter Wasser (vergl. Abschn. B. VI. I. d. Ergänz.) nach Fertigstellung der Seitenwände eingesetzt werden. Die auf Seite 127 und 128 des „Grundbau“ unter No. IV. bis IX b. mitgetheilten Formeln zur Berechnung rechteckiger und kreisrunder Betonböden von Bauwerken mit massiven Wänden gingen von der früher ausschliesslich herrschenden Ansicht aus, dass die Gefahr, welche solchen

¹⁾ Vergl. Centrabl. d. B.-V. 1890 S. 5 Herstellung grosser Betonbetten unter Wasser vom Verf.).

Fig. 76.

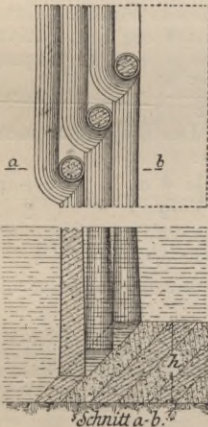
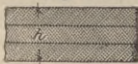
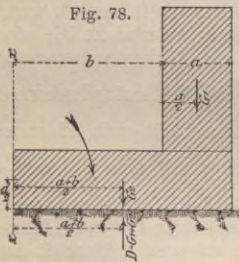


Fig. 77.



Böden mit Zerstörung durch Aufbrechen in der Mitte drohe, ausschliesslich von dem Auftrieb des Grundwassers gegen die Sohle herrühre, während der mittelbare Einfluss der in und auf die Seitenwände wirkenden Kräfte auch auf die Sohle unberücksichtigt blieb. Diese Auffassung ist nicht richtig; denn Sohlenbrüche kommen viel häufiger in wenig durchlässigem aber nachgiebigem Marschboden vor, als in festem aber durchlässigen Sand oder Kies. Die Formeln haben daher nur dann Anspruch, einigermassen richtig zu sein, wenn die Bauwerke auf absolut fester aber wasserführender Unterlage stehen, z. B. rissigem Fels. Wo dies aber nicht der Fall ist, wo also der Untergrund nachgiebig ist, sind die unmittelbaren und mittelbaren Einwirkungen der Seitenwände auf die Sohle wichtiger, als der Auftrieb, wie die Untersuchungen des Verfassers in der Zeitschr. f. Bauw. 1892 S. 523 gezeigt haben.

Um ein recht klares Bild von den verschiedenen Einflüssen zu bekommen, welche auf Zerstörung der Sohle eines Docks oder einer Schleuse hinwirken, ist es zweckmässig, dieselben der Reihe nach unabhängig von einander zu betrachten. Die auf eine Betonsohle einwirkenden Kräfte sind 1) das Gewicht der Sohle und der Seitenmauern, 2) der Erd- und Wasserdruck gegen die Seitenflächen von aussen, 3) das Gewicht und der Seitendruck des Wassers in dem Bauwerke, 4) endlich der Auftrieb und die Bodenreaktion gegen die Sohle.



Man betrachte einen Querschnittstreifen von der Tiefe = 1 und möglichst einfacher Gestalt, wie ihn nebenstehende Fig. 78 zeigt. Der Baugrund sei von gleichmässiger, nachgiebiger Beschaffenheit. Dann muss die Gesamtreaktion (Auftrieb der Erdreaktion) $D = G_1 + G_2$ sein und, so lange eine Verbiegung nicht stattfand, im Abstände $\frac{a+b}{2}$ vom mittleren Sohlenschnitte xx aus angreifen. Das Biegemoment in Folge der Gewichte wird also:

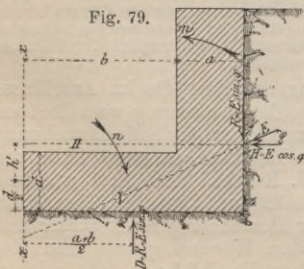
$$1) M_G = G_1 \left(b + \frac{a}{2} \right) + G_2 \left(\frac{b+a}{2} \right) - D \left(\frac{b+a}{2} \right)$$

$$\text{oder da } D = G_1 + G_2, M_G = G_1 \cdot \frac{b}{2}.$$

Dies Moment dreht in der Richtung des gefiederten Pfeiles, sucht also die Sohle in der Mitte aufzubrechen und wächst mit G und b .

In weichem Untergrunde ist dies Moment wie viele Sohlenbrüche z. B. bei beiden Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals zu Brunsbüttel, zu Rendsburg, der zweiten Hafeneinfahrt zu Wilhelmshaven, der Hellinge in Kiel u. a. a. O., deren Wände auf die durchgehende Sohle gesetzt wurden, zeigen, die Hauptursache der Zerstörung. Ist der Bruch erfolgt, so bilden sich in demselben bei durchlässigem Untergrunde Quellen, welche Boden mitreissen, die Sohle dadurch unterspülen und die weitere Zerstörung, namentlich auch Querrisse erzeugen. Der Auftrieb wird also erst gefährlich nach erfolgtem Bruche und braucht keineswegs die Ursache des Bruches zu sein.

Betrachten wir nun die Wirkung des Wasser- und Erddruckes gegen die Seitenwände, deren Resultante E sein möge. (Fig. 79.) Die Richtung dieses Druckes ist ungewiss. Nach den Versuchen von Donath (Zeitschr. f. Bauw. 1891 S. 492) wirkt der gegen eine unbewegliche Wand gerichtete Erd- und Wasserdruck wahrscheinlich senkrecht zur Wandfläche (Lage II in Fig. 79). Macht die Wand aber in Folge der Hinterfüllung eine geringe Kippbewegung, so wirkt derselbe, wie Haeseler im Handbuche der Ingenieur-Wissenschaften nachweist, unter dem Reibungswinkel (Richtung I), den man meist gleich dem nat. Böschungswinkel des Bodens zu nehmen pflegt. Hinterfüllt man nun eine Schleusenwand, welche auf der Betonsohle und auf weichem Baugrunde steht, fortlaufend während der Aufmauerung,



so wird das Hinterfüllen eine Drehung der Mauer im Sinne des Pfeiles m ,

das wachsende Gewicht der Mauer aber eine Biegung der Sohle und damit eine Drehung der Mauer im Sinne des Pfeiles n bewirken, sodass dadurch die Richtung des Erddruckes zweifelhaft wird. Von dieser Richtung hängt es aber ab, ob der Einfluss von E auf die Sohle schädlich oder nützlich sei.

Zerlegt man E in seine beiden Seitenkräfte, die senkrechte (Reibung) $R = E \cdot \sin \varphi$ und die wagrechte $H = E \cdot \cos \varphi$, so wird der ersteren eine ebenso grosse Erdreaktion $D = E \cdot \sin \varphi$ entsprechen müssen, deren Hebelsarm in Bezug auf die Sohlenmitte $\frac{a+b}{2}$ sein muss, so lange noch keine Biegung der Sohle stattfand. Der Einfluss der Reibung R erzeugt also in der Sohlenmitte das Biegemoment:

$$2) M_R = E \cdot \sin \varphi (a+b) - E \cdot \sin \varphi \left(\frac{a+b}{2} \right) = E \cdot \sin \varphi \left(\frac{a+b}{2} \right)$$

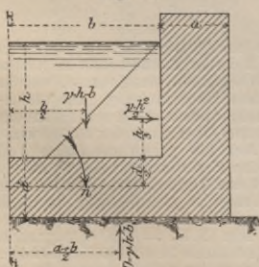
Das Moment wirkt in demselben Sinne wie M_G in Richtung des Pfeiles n , sucht also die Sohle in der Mitte aufzubrechen. Die Seitenkraft $H = E \cdot \cos \varphi$ dagegen erzeugt das entgegengesetzt drehende Moment 3) $M_H = h' \cdot E \cdot \cos \varphi$, wirkt also günstig gegen das Aufbrechen. Ausserdem erzeugt H noch in der Sohle die auf den ganzen Querschnitt $d \cdot l$ gleichmässig vertheilte Druckspannung: $\frac{H}{d}$ für die Flächeneinheit. Da das Widerstandsmoment der Sohle in der Mitte $\frac{d^2 \cdot l}{6}$ ist, so wird die durch den Erddruck erzeugte Gesamtspannung $k = \pm \frac{(M_R + M_H)}{d^2} \cdot 6 - \frac{H}{d}$.

Oder nach Einsetzung der Werthe für M_R , M_H und H :

$$4) k = \pm \frac{\left(E \cdot \sin \varphi \left(\frac{a+b}{2} \right) - E \cdot \cos \varphi \cdot h' \right) b}{d^2} - \frac{E \cdot \cos \varphi}{d} \text{ und zwar}$$

5) $k = + \frac{E}{d^2} \left\{ 6 \cdot \sin \varphi \left(\frac{a+b}{2} \right) - 6 \cdot \cos \varphi \cdot h' - d \cdot \cos \varphi \right\}$ für die Oberkante der Sohle. Je nachdem die negativen oder das positive Glied in der Klammer überwiegt, wird diese Spannung eine Druck- oder Zugspannung sein. Für $3 \cdot \sin \varphi (a+b) = \cos \varphi (6h' + d)$ wird $k = 0$. Der Werth von k wächst offenbar mit a , b und φ und zwar insofern in doppelter Weise mit φ , weil ein wachsendes φ nicht nur den $\sin \varphi$ im positiven Theile des Ausdrucks vergrössert, sondern auch zugleich $\cos \varphi$ im negativen verkleinert. Da für ein bestimmtes Bauwerk a und b als nahezu unveränderlich gelten können, so muss man, um kleine oder gar keine Zugspannungen durch den Erddruck in der Sohlenoberkante zu erhalten, φ möglichst zu verkleinern suchen. Man muss also die Aussenseite der Wand möglichst glätten und einen Hinterfüllungsboden wählen, der einen möglichst kleinen natürlichen Böschungswinkel hat. Es würde daher zur Hinterfüllung feiner, rundgeschliffener, reiner Sand, dessen natürlicher Böschungswinkel klein ist, der aber den vollen Druck des Grundwassers gegen die Wand zur Geltung kommen lässt aus rein statischen Gründen für die Sohle am geeignetsten sein. Ob allerdings eine solche Hinterfüllung aus anderen Gründen zulässig oder unzulässig sei, ist eine andere Frage, die zu beantworten nicht hierher gehört.

Fig. 80.



Betrachtet man nun nach Fig. 80 den Einfluss, welchen die Wasserfüllung bis zu beliebiger Höhe h auf die Sohle theils unmittelbar als Last, theils mittelbar durch den Druck gegen die Seitenwand ausübt, so ist zunächst das durch dieselbe erzeugte Biegemoment in der Mitte;

$$6) M_W = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \left(\frac{h}{3} + \frac{d}{2} \right) + h \cdot b \cdot \gamma \cdot \frac{b}{2} - h \cdot b \cdot \gamma \left(\frac{a+b}{2} \right).$$

Das letzte Glied stellt die linksdrehende Reaktion des Untergrundes (einschl. Auftrieb) dar, welche gleich dem Gewichte der Wasserfüllung sein muss (γ = Gewicht von 1 cbm). Etwas umgeformt lautet der Ausdruck:

$$7) M_W = \frac{\gamma \cdot h}{2} \left\{ h \left(\frac{h}{3} + \frac{d}{2} \right) - a \cdot b \right\}.$$

Ausser der Biegungsspannung durch dies Moment erzeugt der Horizontalschub des Wassers $H = \frac{\gamma \cdot h^2}{2}$ noch eine auf den ganzen Sohlenquerschnitt (d) gleichmässig vertheilte Zugspannung von der Grösse $\frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot d}$ für die Flächeneinheit. Die grösste Spannung (+ oben, - unten) wird also, da das Widerstandsmoment $= \frac{d^2}{6}$ ist,

$$8) k = \pm \frac{3 \gamma \cdot h}{d^2} \left\{ h \left(\frac{h}{3} + \frac{d}{2} \right) - a \cdot b \right\} + \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot d}$$

oder die grösste Spannung oben nach einiger Umformung:

$$9) k_0 = \frac{\gamma \cdot h}{d} \left\{ \frac{h^2}{d} + 2h - \frac{3 \cdot a \cdot b}{d} \right\}.$$

k_0 ist eine Zugspannung, d. h. die Wasserfüllung sucht also die Sohle in der Mitte aufzubrechen, so lange $\frac{h^2}{d} + 2h > \frac{3 \cdot a \cdot b}{d}$ ist. Die Spannung wird = 0 für $\frac{h^2}{d} + 2h = \frac{3 \cdot a \cdot b}{d}$ oder für $h = -d \pm \sqrt{d^2 + 3 \cdot a \cdot b}$ die Sohle erhält auch in der Oberkante durch die Wasserfüllung Druckspannung, wenn $\frac{h^2}{d} + 2h < \frac{3 \cdot a \cdot b}{d}$ ist. Der letzte Fall ist der günstige, indem er die durch das Moment M_G erzeugte Zugspannungen an der Sohlenoberkante theilweise aufhebt. Dieser tritt ein für kleinere Werthe von h , während sehr hohe Wasserfüllungen einen Bruch der Sohle befördern.

Die vierte auf die Sohle wirkende Kraft, die Reaktion D , haben wir bisher stets gleichmässig vertheilt, den Hebelsarm, an dem sie wirkt, also $\frac{a+b}{2}$ angenommen. Das Moment, welches D erzeugt, wirkt stets M_G entgegen, also günstig. Es ist daher vortheilhaft $D \cdot \frac{a+b}{2}$ möglichst gross zu erhalten. Da aber die Grösse D = der Summe aller von oben nach unten wirkenden Kräfte bei einem bestimmten Bauwerke und bestimmter Hinterfüllung als gegeben zu betrachten ist, so kann dem Momente nur durch Vergrösserung des Hebelsarmes ein grösserer Werth gegeben werden, indem man die Reaktion nicht gleichmässig, sondern vielmehr so zu vertheilen sucht, dass ihre Mittelkraft in grösserem Abstände als $\frac{a+b}{2}$ von der Sohlenmitte aus angreift.

Diese hier durch Rechnung an einem einfachen Querschnitte nachgewiesenen Einflüsse der einzelnen Kräfte hat Verf. in seiner oben erwähnten Arbeit in der Zeitschr. f. Bauwesen an einem komplizirteren Querschnitte zeichnerisch ermittelt, indem er die Drucklinien einzeichnete, welche sich aus den verschiedenen Belastungen ergaben. Fig. 81 zeigt diese Untersuchung. Die strichpunktirte Drucklinie fast in der Mitte der Sohle entspricht der Annahme, dass das Dock im Innern wasserleer ist, dass aber im Hinterfüllungsboden aussen das bis zur Oberkante der Seitenwand hinaufreichende Grundwasser den vollen Druck ausübe und der Auftrieb gegen die Sohle voll zur Geltung komme. Das Gewicht des Bodens ist zur Berechnung des Erddruckes, welcher ausser dem Wasserdrucke gegen die Seitenwand wirkt, mit Rücksicht auf den Verlust durch Eintauchen in Wasser nur zu 1 t/cbm gerechnet. Die Erdreaktion gegen die Sohle ist gleichmässig vertheilt angenommen.

Nimmt man nun an, dass aussen der Grundwasserstand dem N.W. = 0,90 entspräche, während die übrigen Verhältnisse dieselben bleiben, so sinkt die Drucklinie in die nächst darunter liegende Lage und nähert sich in der Sohlenmitte sehr der Unterkante der Sohle, sodass in der Oberkante derselben starke Zugspannungen vorhanden sein müssen, oder falls man solche überhaupt nicht rechnen will, in der Unterkante ganz unzulässige Druckspannungen. Der Vergleich dieser beiden Drucklinien zeigt die günstige Wirkung eines hohen Seitendruckes gegen die Wände für die Sohlenmitte.

1 : 250.

Annahme A.
Voller Aufrich und Erddruck gleich-
mässig vertheilt.

Annahme B.
Voller Aufrich, Erddruck in der Mitte = 0
nach den Seiten bis 19,41 t/qm nachsend.

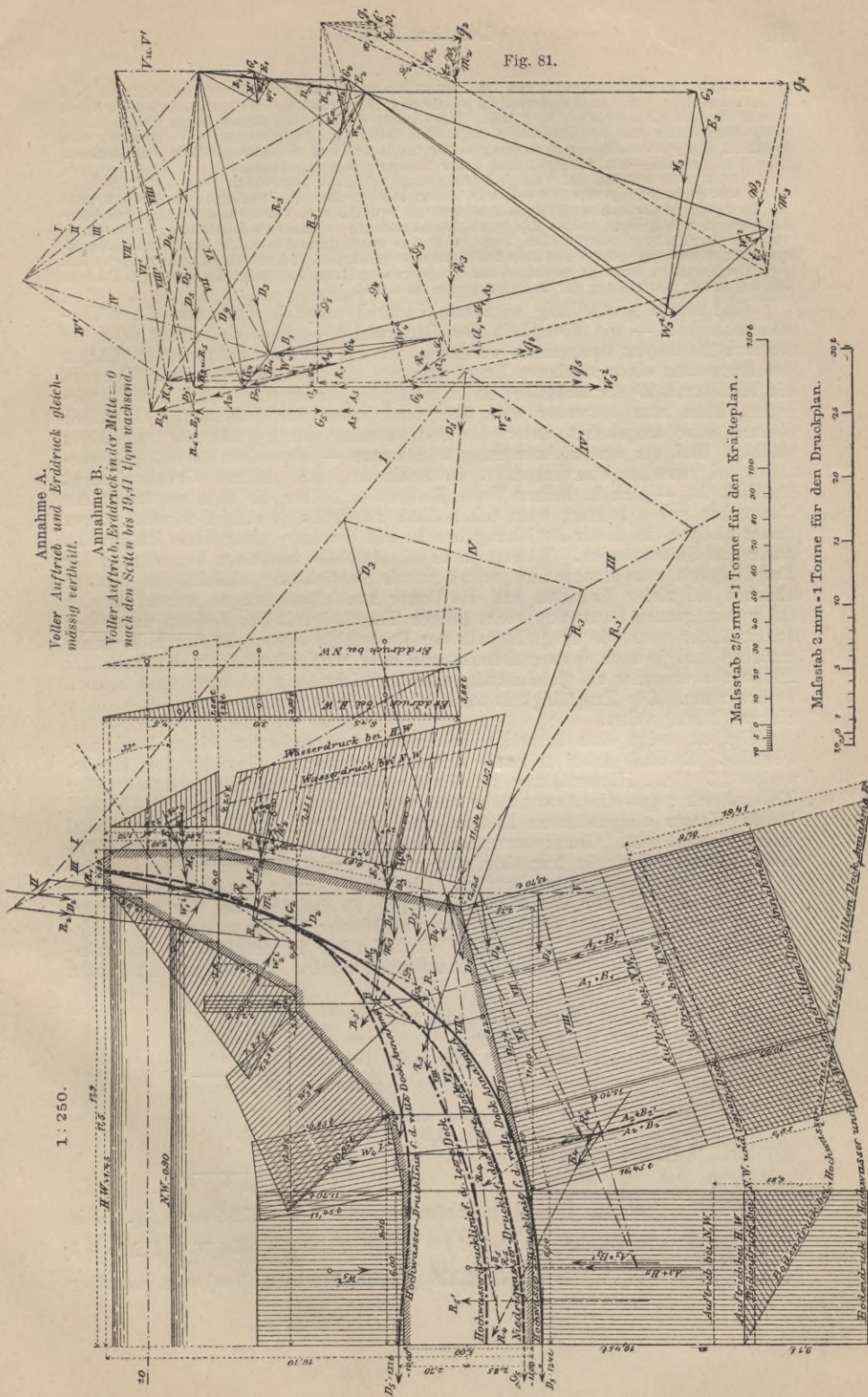
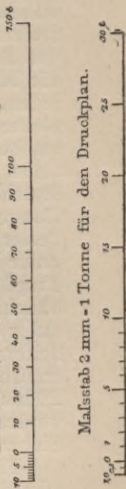


Fig. 81.

Mafstab 2/5 mm = 1 Tonne für den Kräfteplan.

Mafstab 2 mm = 1 Tonne für den Druckplan.



H. W. K. N. E. H. 3. 17.

XIV. 0.00

2.0

19.19

4.70

2.85

5.00

6.00

7.00

8.00

9.00

10.00

11.00

12.00

13.00

14.00

15.00

16.00

17.00

18.00

19.00

20.00

21.00

22.00

23.00

24.00

25.00

26.00

27.00

28.00

29.00

30.00

2.0

19.19

4.70

2.85

5.00

6.00

7.00

8.00

9.00

10.00

11.00

12.00

13.00

14.00

15.00

16.00

17.00

18.00

19.00

20.00

21.00

22.00

23.00

24.00

25.00

26.00

27.00

28.00

29.00

30.00

2.0

19.19

4.70

2.85

5.00

6.00

7.00

8.00

9.00

10.00

11.00

12.00

13.00

14.00

15.00

16.00

17.00

18.00

19.00

20.00

21.00

22.00

23.00

24.00

25.00

26.00

27.00

28.00

29.00

30.00

Nimmt man jetzt an, dass das Dock innen bis zum Rande voll Wasser sei, dass aber im übrigen dieselben Verhältnisse herrschen, welche für die strichpunktirte Drucklinie maassgebend waren, so sinkt die Drucklinie noch tiefer und erreicht die voll ausgezogene Lage, welche in der Sohlenmitte tiefer als die Unterkante liegt, also unbedingt Zugspannungen voraussetzt. Ein Vergleich dieser Drucklinie mit derjenigen für das leere Dock bei sonst gleichen Verhältnissen (strichpunktirt) lässt den Nachtheil sehr hoher Wasserfüllungen erkennen.

Nimmt man endlich an, dass bei dem ganz mit Wasser angefüllten Dock die Erdreaktion nicht mehr gleichmässig vertheilt sei, wie bisher, sondern dass die Druckfigur ein Dreieck bilde mit der Spitze in der Sohlenmitte, so hebt sich die Drucklinie so stark, dass sie in der Sohlenmitte über der Sohle liegt, sodass also unten Zugspannungen vorhanden sein müssten, die übrigens, weil sie die Sohle nicht aufbrechen, bezw. weil eine unten gerissene Sohle immer noch Druckspannungen übertragen kann und dicht bleibt, nicht so gefährlich sind, als die Zugspannungen oben.

Der Vergleich dieser höchsten mit der tiefstliegenden Drucklinie zeigt den günstigen Einfluss der ungleichen Vertheilung der Reaktion gegen die Sohle.

Eine solche Vertheilung wird nun dadurch möglich, dass man die Widerstandsfähigkeit — die Festigkeit des Baugrundes — ungleich macht; denn die festeren Theile des Baugrundes werden gegen den als starr anzusehenden Körper des Bauwerkes einen stärkeren Druck ausüben als die nachgiebigeren. Um also die Mittelkraft D der Reaktion mehr nach den Enden der Sohle hin zu verlegen, kann man entweder, den Baugrund unter der Sohlenmitte künstlich lockern oder umgekehrt unter den Seitenwänden durch Pfahlrost tragfähiger machen. Bei der ersten Anordnung würde man — abgesehen davon, dass dieselbe bei manchen Bauwerken, z. B. Schleusen, aus anderen Gründen nicht statthaft ist — sich in keiner Weise Rechenschaft über die Standsicherheit des Bauwerkes geben können, wenn schon diese zweifellos gewinnen würde. Etwas besser steht es in dieser Beziehung bereits mit der Anordnung eines Pfahlrostes unter den Seitenwänden. Wenn man in diesem Falle von einer Vermehrung der Tragfähigkeit des Baugrundes selbst durch Verdichtung absieht, da letztere ohnehin bei vielen Erdarten auf die Dauer zweifelhaft ist, so kommt zu der unter dem ganzen Bauwerk gleichmässigen Tragfähigkeit des Bodens, unter den Seitenwänden noch die Tragfähigkeit der Rostpfähle hinzu, die durch Versuche ermittelt und je nach dem gleichmässigen oder ungleichmässigen Abstände der Pfähle von einander als gleichmässig oder ungleichmässig vertheilt angenommen werden muss. Die Tragfähigkeit wird dabei in ihrer ganzen Grösse, d. h. ohne Sicherheit eingeführt.

Fig. 82 zeigt eine derartige zeichnerische Berechnung eines Dockquerschnittes. Es sind dabei folgende Annahmen gemacht. Gewicht des Mauerwerkes $2,3 \frac{t}{\text{cbm}}$, Hinterfüllung der Wand vollkommen durchlässig, daher voller Wasserdruck gegen die Aussenfläche und ausserdem der Erddruck; das Gewicht des in Wasser eingetauchten Bodens aber nur $1 \frac{t}{\text{cbm}}$, nat. Böschungswinkel (unter Wasser) 24° . Grundwasserstand ausserhalb des Bauwerkes bis zur Oberkante. Baugrund wenig tragfähig aber wasserdurchlässig, sodass der Auftrieb $= 0,4$ des vollen Auftriebes beträgt. Die Tragfähigkeit der Pfähle ist durch Versuch zu nur 12^t für den Pfahl ermittelt. Es ist zunächst der ungünstige Fall untersucht, dass das Dock bis oben voll Wasser ist, für welchen bei gleichmässiger Vertheilung der Erdreaktion die Stützlinie in der Sohlenmitte wahrscheinlich unter die Sohlenmitte hinaustreten würde. Von oben nach unten wirken:

die Gewichte des Mauerwerkes zusammen	=	188,6 t
das Gewicht der Wasserfüllung	=	80 t
die senkrechte Seitenkraft des Erddrucks	= etwa	10,8 t
		zusammen 279,4 t
diese Vertikalkräfte werden aufgenommen:		
durch den Auftrieb $= 14 \cdot 11,5 \cdot 0,8$	=	128,8 t
durch 7 Pfähle zu je 12^t	=	84 t
		212,8 t

Es bleibt also noch vom Boden aufzunehmen $279,4 - 212,8 = 66,6^t$. Die Höhe der Erddruckfläche ist bei 14^m Länge also $\frac{66,6}{14} = 4,76^t$ (Linie ab bezw. gf in der Fig.). Da die 7 Pfähle gleiche Abstände (1^m) von einander

haben, so ist auch ihre gemeinsame Druckfigur ein Rechteck (*cdef*) von 7 m Grundlinie und $14 \frac{t}{m}$ Höhe, also $84 \frac{t}{m}$ Inhalt. Im linken Kräfteplane sind die sämtlichen am Querschnitte angreifenden Kräfte in bekannter Weise zusammengesetzt und es ist dann mit Hilfe desselben die im Querschnitt eingetragene, stark ausgezogene Drucklinie gezeichnet.

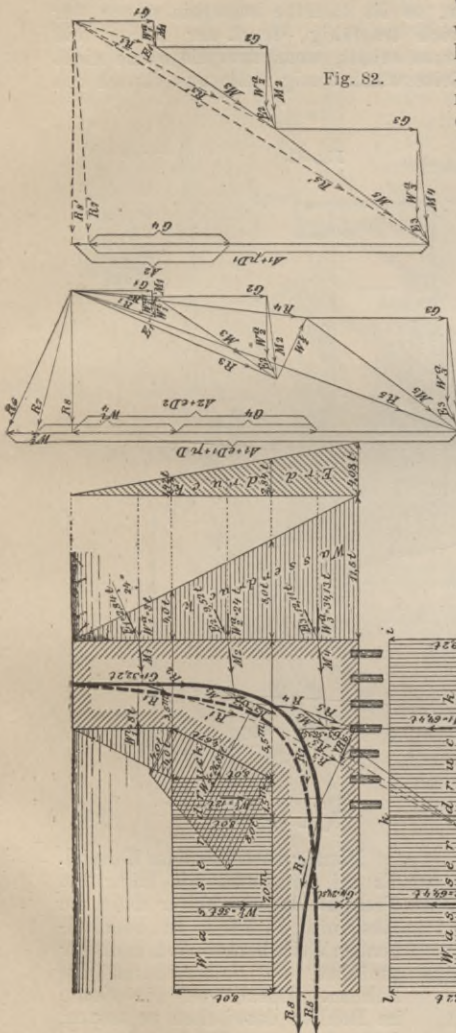
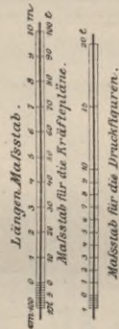


Fig. 82.

Wird das Dock leer gepumpt, so muss im Verhältniss des sich mindernden Wassergewichtes auch die Summe der von unten nach oben wirkenden Reaktionskräfte abnehmen, und zwar muss, da der Auftrieb nicht fortfallen kann, die Verminderung zunächst den Erddruck und demnächst den Pfahldruck treffen. Das

Rechteck *abfg*, welches den Erddruck darstellt, wird also während des Pumpens immer niedriger werden und wird da der Inhalt desselben nur $2.33,3 = 66,6 \frac{t}{m}$ beträgt, das Gewicht der Wasserfüllung aber $80 \frac{t}{m}$, bereits 0 geworden sein, bevor alles Wasser ausgepumpt ist. Nach völliger Entfernung des Wassers, werden auch die Pfähle noch um $80 - 66,6 = 13,4 \frac{t}{m}$ entlastet und die den Pfahldruck darstellende



Figur wird das Rechteck *cdef* mit $10,23 \frac{t}{m}$ Höhe sein.

Im rechten Kräfteplan sind die an dem Querschnitte

jetzt noch wirkenden Kräfte unter Beibehaltung derselben Buchstaben, aber die Resultanten *R* mit Index (°) versehen, zusammengesetzt. Die zu diesem Kräfteplane gehörige Drucklinie im Querschnitte ist die gestrichelte, welche in der Achse fast die Mitte der Sohle hält.

Beide Drucklinien liegen so günstig, dass offenbar die Sohle noch schwächer gemacht werden könnte. Die Linie *bcde* möge Vertheilungslinie genannt werden, weil ihr Verlauf die Vertheilung der veränderlichen Reaktion kennzeichnet. Wären die Pfähle nicht gleichmässig vertheilt, sondern nähmen die Entfernungen

derselben z. B. von der Sohlenmitte nach dem Sohlenende hin ab, so würde *de* nicht mehr eine Gerade, sondern eine treppenartig gebrochene Linie oder statt dessen eine die Stufen der Treppe ausgleichende Kurve (bezw. eine schräge Gerade) sein. Wären auch unter dem mittleren Theile der Sohle Pfähle, aber in grösseren Abständen von einander, gerammt, so würde man auch hier eine entsprechend gestaltete Druckfigur für die Reaktion der Pfähle erhalten.

Wenn schon es möglich ist, sich in dieser Weise ein Bild vom Verlaufe der Drucklinie im Querschnitte zu verschaffen, so ist dasselbe immerhin wegen der verschiedenen Annahmen (alle Pfähle gleich tragfähig, desgl. der Boden) ein weniger genaues, als dasjenige, welches man erhält, wenn man die Sohle nicht einheitlich durchführt, sondern erst die Seitenwände fertig stellt und danach den mittleren Theil der Sohle einfügt.

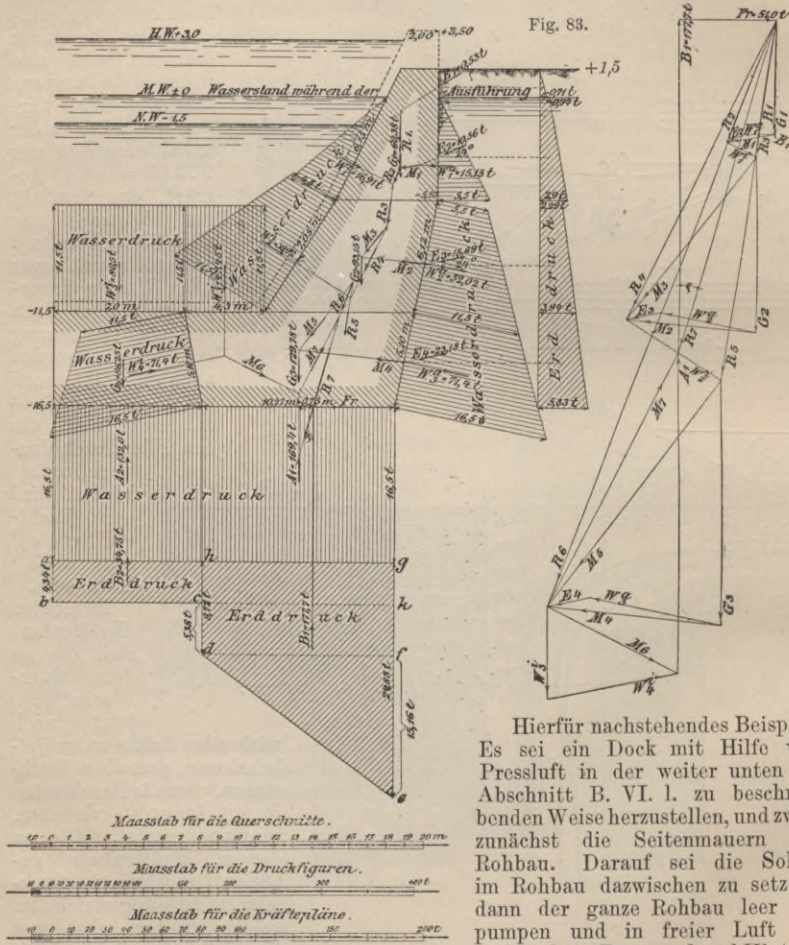


Fig. 83.

zu Fig. 83-86.

Hierfür nachstehendes Beispiel. Es sei ein Dock mit Hilfe von Pressluft in der weiter unten im Abschnitt B. VI. 1. zu beschreibenden Weise herzustellen, und zwar zunächst die Seitenmauern im Rohbau. Darauf sei die Sohle im Rohbau dazwischen zu setzen, dann der ganze Rohbau leer zu pumpen und in freier Luft zu verblenden. Baugrund und Hinterfüllungserde sei reiner, wenig fester Sand, in welchem der volle Wasserdruck zur Geltung kommt, Gewicht des Hinterfüllungsbodens über Wasser $1,77 \frac{t}{cbm}$, unter Wasser nach Abzug des Auftriebes $1 \frac{t}{cbm}$, der nat. Böschungswinkel betrage über Wasser 33° , unter

Sand, in welchem der volle Wasserdruck zur Geltung kommt, Gewicht des Hinterfüllungsbodens über Wasser $1,77 \frac{t}{cbm}$, unter Wasser nach Abzug des Auftriebes $1 \frac{t}{cbm}$, der nat. Böschungswinkel betrage über Wasser 33° , unter

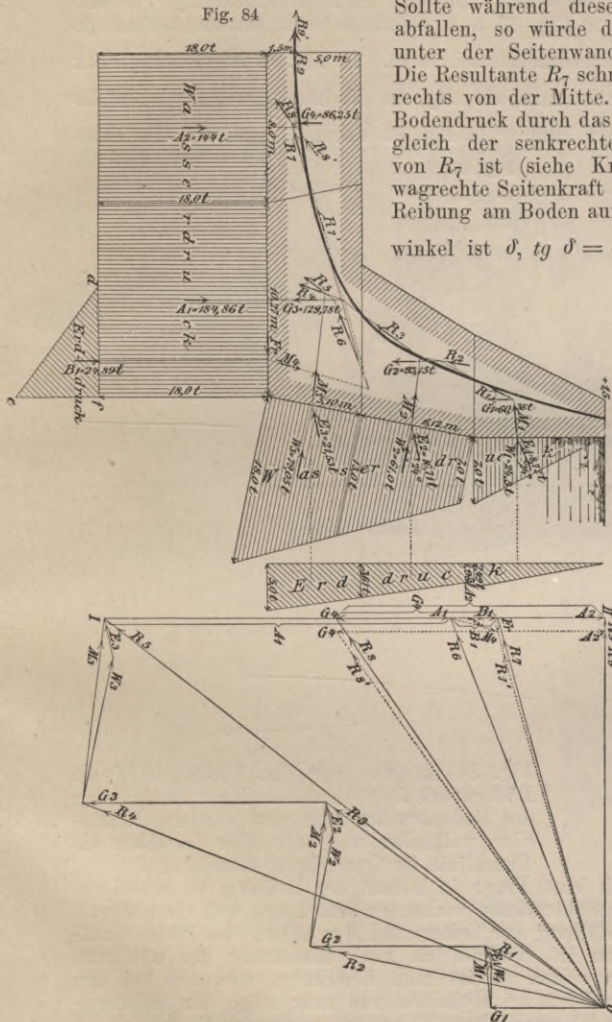
Wasser 240; das Gewicht des Granitbetons 2,3 $\frac{1}{\text{cbm}}$. Die Seitenwand werde vor dem Einsetzen der Sohlenmitte bis zur Ord. + 1,5 mit Boden hinterfüllt. Es wird nun zunächst die Bodenpressung unter der Seitenwand in bekannter Weise mit Berücksichtigung des Erd- und Wasserdruckes gegen die Flächen der Wand und des Auftriebes gegen die Sohle ermittelt. (Fig. 83.) Dabei wird der mittlere Wasserstand + 0 zu Grunde gelegt, weil man annehmen kann, dass dieser während

der Ausführung mindestens eintreten wird. Sollte während dieser Zeit das Wasser tiefer abfallen, so würde die Verdichtung des Bodens unter der Seitenwand noch günstiger werden. Die Resultante R_7 schneidet die Grundlinie 0,75^m rechts von der Mitte. In Folge dessen wird der Bodendruck durch das Trapez $hdeg$, dessen Fläche gleich der senkrechten Seitenkraft B_1 (177,7 $\frac{1}{\text{q}}$) von R_7 ist (siehe Kräfteplan) bezeichnet. Die wagrechte Seitenkraft (51 $\frac{1}{\text{q}}$) = F_r wird durch die Reibung am Boden aufgenommen. Der Reibungswinkel ist δ , $\text{tg } \delta = \frac{F_r}{B_1}$ (Kräfteplan).

Wird jetzt der mittlere Sohlentheil ebenfalls unter Wasser eingefügt, so liefert dieser die Bodenbelastung B_2 die als gleichmässigvertheilt angenommen werden kann. Die Linie $abcdefg$ ist jetzt wieder die Vertheilungslinie für den Bodendruck. Es ist angenommen, dass die Seitenwand im Rohbau vor Einsetzung des mittleren Sohlentheiles nur bis + 1,5 fertig gestellt werde, während die weitere Aufmauerung bis + 3,5 zugleich mit der Verblendung des ganzen Bauwerkes ausgeführt werden soll. (Punktirte Linie in Fig. 83). Es war dies geschehen unter der Voraussetzung, dass ein höheres Ansteigen des Wassers als + 1,5 während der Ausführung der Verblendung höchst unwahrscheinlich sei.

Denken wir uns nun, dass das im Rohbau fertige Dock abge-

schlossen und allmählich leer gepumpt werde, während aussen (im Boden) zufällig der hohe Grundwasserstand + 1,5 vorhanden sei, so wird die Erdreaktion sowohl in Folge des gewachsenen Auftriebes als auch wegen des verminderten Gewichtes des Docks bis auf das kleine Dreieck def in Fig. 84 verschwunden sein, dessen Spitzenwinkel e in Folge der Bedeutung der Vertheilungslinie gleich dem Winkel e in Fig. 83 sein muss. Die Fläche des Dreiecks ist gleich dem Bodendruck B_1 ,



dessen Grösse man am einfachsten aus dem Kräfteplane ermittelt. Zu dem Zwecke zeichnet man denselben bis zur Resultante R_5 fertig und misst dann den Abstand des Punktes I von der Horizontalen OII . Fügt man zu dieser senkrechten Kraft das Gewicht von G_4 hinzu und zieht den Gesamtauftrieb $A_1 + A_2$ von dieser Summe ab, so bleibt der ganze Bodendruck übrig. Ist dieser Bodendruck grösser als das Trapez $cdek$ in Fig. 83 so wird der Ueberschuss des Bodendruckes über den Inhalt dieses Trapezes gleichmässig (als Rechteck) über die ganze Docksohle vertheilt. Man erhält dann also als B_1 eine Druckfigur, welche aus einem Trapez = $cdek$ in Fig. 83 und einem Rechteck besteht, welches je nach Umständen $\simeq hckg$ ebendasselbst sein wird. In Fig. 86 ist dies Rechteck z. B. grösser. Ferner erhält man als B_2 ein Rechteck, welches ebenfalls $\simeq abch$ in Fig. 83 sein kann. (In Fig. 86 ebenfalls grösser). Im Falle

Fig. 85.

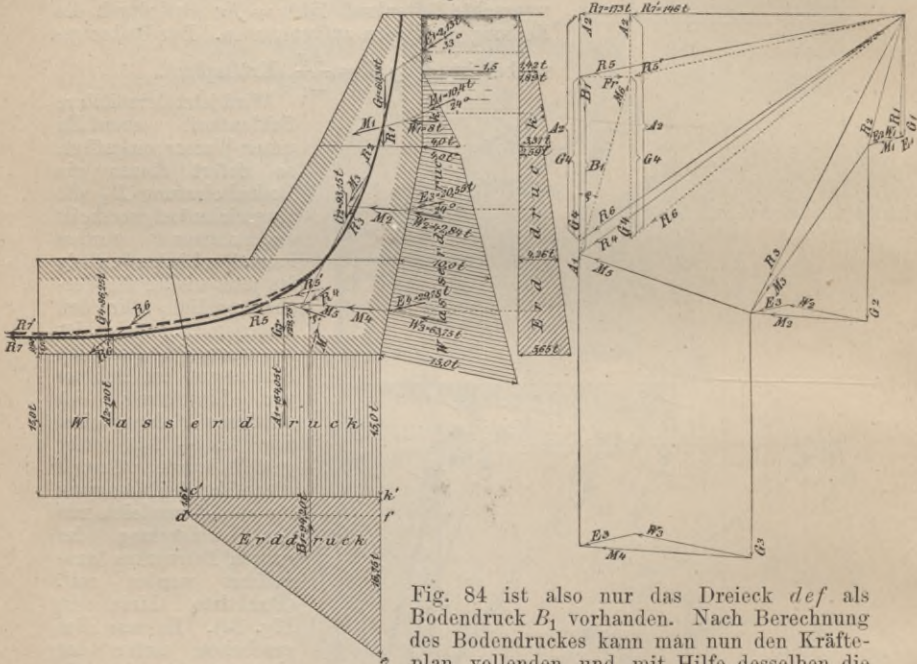


Fig. 84 ist also nur das Dreieck def als Bodendruck B_1 vorhanden. Nach Berechnung des Bodendruckes kann man nun den Kräfteplan vollenden und mit Hilfe desselben die Drucklinie im Querschnitt einzeichnen.

Es bleibt hierbei noch eine Frage in Betreff der Reibung zu erledigen, welche unter dem seitlichen Sohlentheile vorhanden sein kann, weil sie während der Ausführung und Hinterfüllung der Seitenwand den Schub des Bodens aufnahm. Da nicht einzusehen ist, weshalb sie nach Einsetzung des mittleren Sohlentheiles verschwinden sollte, so ist man berechtigt, sie auch bei den Untersuchungen am fertigen Dock beizubehalten und zwar möge der Reibungswinkel stets = dem in Fig. 83 ermittelten (d) genommen werden.¹⁾

Die Berücksichtigung der Reibung hebt die Drucklinie in der Sohle und zwar um so mehr, je grösser B_1 ist. Bei der Untersuchung in Fig. 84 ent-

¹⁾ In der ersten Arbeit des Verf. über diesen Gegenstand Zeitschr. f. Bauw. 1892 S. 523 u. f. ist eine etwas abweichende Annahme gemacht, die aber nur in den seltensten Fällen wenig abweichende Ergebnisse liefert. Vergl. auch Handbuch der Ing.-Wissenschaften 3. Band Wasserbau Kap. XIV, die Schiffschleusen § 6.

spricht dem kleinen Werthe von B_1 auch nur eine geringe Lagen-Aenderung der horizontalen Ordinate R_0 in der Sohlenmitte. Im Kräfteplan und im Querschnitte entsprechen die punktirten Linien und die mit einem Strich als Index versehenen Kräfte der Berücksichtigung der Reibung. Für die ausgezogenen dagegen ist die Reibung vernachlässigt. Rechnet man ohne die Reibung, so erhält man also eine etwas zu tief liegende d. i. (meistens) ungünstigere Drucklinie, als sie in Wahrheit sein dürfte. In Fig. 84 ist nur die Drucklinie ohne Berücksichtigung der Reibung als starke Linie dargestellt.

Fig. 86.

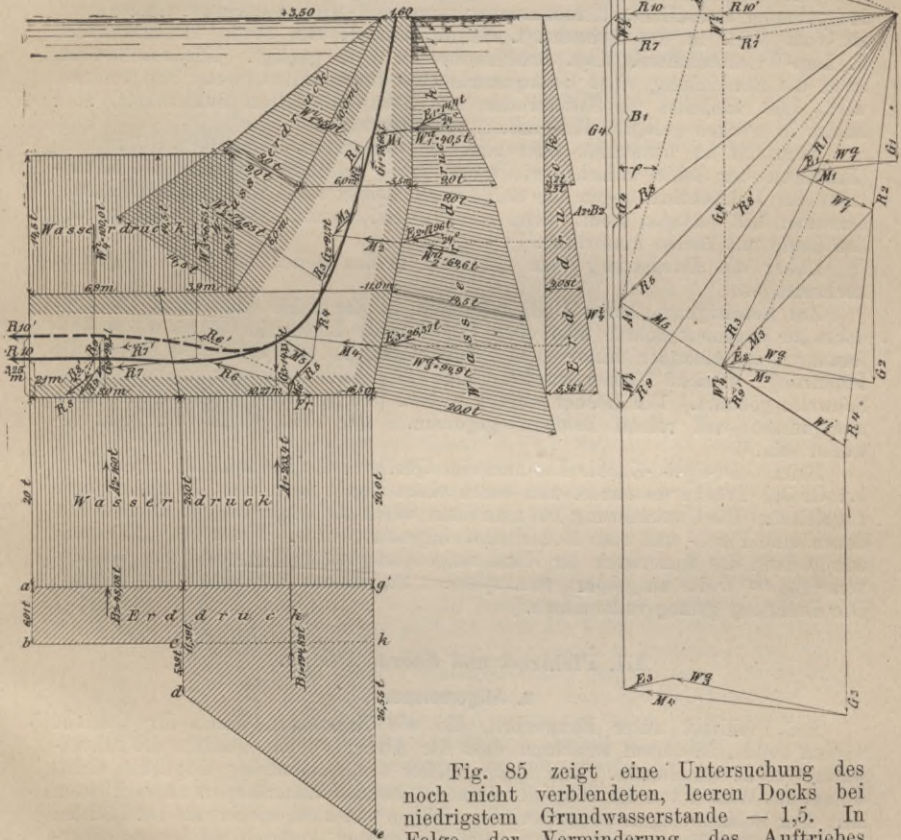


Fig. 85 zeigt eine Untersuchung des noch nicht verblendeten, leeren Docks bei niedrigstem Grundwasserstande — 1,5. In Folge der Verminderung des Auftriebes ergibt sich hier ein grösserer Werth von B_1 .

Als Fläche dargestellt bildet derselbe das Trapez $c'dek'$, welches das Dreieck def aus Fig. 83 voll enthält, dessen Rechteck $c'dfk'$ aber niedriger ist als $cdfk$ in Fig. 83. Die ausgezogene Drucklinie ist wieder ohne Berücksichtigung der Reibung, die gestrichelte mit Berücksichtigung derselben gezeichnet. Letztere liegt in der Sohlenmitte etwa 0,2 m höher als erstere. Vergleicht man die ausgezogene Drucklinie in Fig. 85 mit derjenigen in Fig. 84 so erkennt man den für die Sohlenmitte günstigen Einfluss eines starken Schubes gegen die Seitenwand.

Endlich ist noch in Fig. 86 der fertige Dockquerschnitt untersucht für den Fall, dass innen und aussen der höchste Wasserstand + 3,5 vorhanden und die Seitenwand ganz mit Boden hinterfüllt sei. Trotz des gegen die Ausführung (Fig. 83) grösseren Auftriebes ist hier der Gesamt-Erddruck sowohl als auch jeder einzelne Theil (B_1 u. B_2) grösser als in Fig. 83. Die Vertheilungslinie $b c d e$ ist in ihrer ganzen Lage vorhanden, $c d$ ist wie in Fig. 83 = 5,38⁴, aber das Rechteck $a' b k k' g'$ ist hier höher, als $a b k k g$ ebenda. Die ausgezogene Drucklinie ist wieder ohne Berücksichtigung der Reibung, die gestrichelte mit Berücksichtigung derselben dargestellt. Letztere liegt bedeutend höher als erstere, beide aber sehr günstig, während die Drucklinie unter die Sohle fallen würde, wenn die Seitenwand auf eine durchgehende Sohle aufgemauert und in Folge dessen die Erdreaktion gleichmässig vertheilt anzunehmen wäre.

Wie die Pressung im Verblendungsmauerwerk, welches spannungslos dem in Spannung befindlichen Rohmauerwerk vorgesetzt wird, berechnet werden kann, ist vom Verf. in der Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 542, sowie im Handbuche d. Ing.-Wissenschaften, Kap. Schiffschleusen § 6, gezeigt. Ebendasselbst ist auch die Berechnung eines Dockquerschnittes durchgeführt, wenn angenommen wird, dass zunächst die Seitenwände und dann der mittlere Sohlentheil, aber beides in trocken gelegter Baugrube hergestellt wird.

Noch ist zu bemerken, dass man bei der zuletzt besprochenen Bauweise (Einsetzen der Sohle zwischen die vorher fertig gestellten Wände) die Mittelkraft der Erdreaktion gegen die Sohle nach Bedarf noch mehr nach dem Ende derselben hin verlegen kann, wenn man die Seitenwand erst nach Einsetzung der Sohle mit Boden hinterfüllt.¹⁾

Ueber die Dichtung von Quellen in den Böden ist noch Folgendes nachzutragen:

Zur Beseitigung starker Undichtigkeiten in der Sohle eines alten Trockendocks zu Greenock bohrte man etwa 76 mm weite Löcher in 0,3 bis 0,6 m Entfernung von einander hinter dem Schleusenhaupte bis etwa 1 m unter die Fundirung. Gleiche Löcher wurden durch den Dockboden vor und hinter der Schwelle gebohrt. Die Löcher wurden sodann bei gleichem Wasserstande innen und aussen voll reinen Zements gegossen. Der Erfolg soll sehr gut gewesen sein.²⁾

Beim Oder-Spree-Kanale hat man eine Quelle in der Betonsohle der Schleuse bei Grosse Tränke ummauert und durch einen Kanal nach dem Pumpensumpfe abgeleitet. Die Ummauerung hat man dann durch \perp Träger abgedeckt, zwischen denen eine Flach- und eine Rollschicht eingesetzt wurde. Ueber den \perp Trägern wurde dann das Mauerwerk der Wand aufgeführt und in demselben eine Schacht von $\frac{25}{25}$ cm Weite ausgespart zum späteren Zuschütten der Mauer mit Zement. Die Dichtung gelang vollkommen.³⁾

III. Pfahlrost und eiserne Pfähle.

a. Allgemeines.

Bei Pfahlrost unter Bauwerken, die wie Kaimauern durch ihr Gewicht wirken sollen, ist darauf zu achten, dass der Auftrieb das Gewicht des Mauerwerkes nicht vermindere. Man mache daher den Bohlenbelag möglichst dicht, sodass das Wasser von der Sohle des darauf stehenden Mauerkörpers abgeschlossen ist. Der Bohlenbelag ist dann auf den Holmen und diese wieder auf den Pfählen in genügender Weise zu befestigen, um den ganzen Auftrieb auf letztere übertragen zu können. Man wird also die unterste Mauerschicht auf dem Bohlenbelage gut in fettem Mörtel verlegen müssen, um keine wasserdurchlassende Fuge zu erhalten. Desgl. sollte die Resultante aus Erdschub und Mauergewicht das mittlere Drittel dieser Fuge nie verlassen, damit ein Klaffen an der Rückseite ausgeschlossen bleibe. Vergl. d. folg. Abschn. b.

¹⁾ Ueber die Standsicherheit von Schleusen und Trockendocks siehe auch Zeitschr. f. Bauw. 891, S. 537. Annales des ponts et chauss. 1888 März, S. 434. Engineering Juli 1893, S. 58.

²⁾ Engineering 1882 Febr., S. 183.

³⁾ Näheres s. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 433 u. 444.

Die Widerstandsfähigkeit der Verbindungen zwischen Belag, Holmen und Pfählen gegen Auftrieb ist besonders bei hölzernen Schleusenböden von grosser Bedeutung. Es seien daher kurz die Ergebnisse von Versuchen, welche in dieser Richtung in Holland ausgeführt wurden, mitgetheilt. In Betreff der 3 in Fig. 87, 88 und 89 dargestellten Zapfenverbindungen sind die Versuchsergebnisse in folgender Tabelle zusammengestellt.

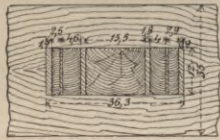
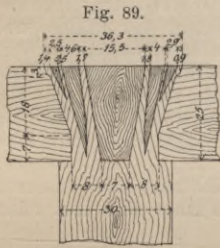
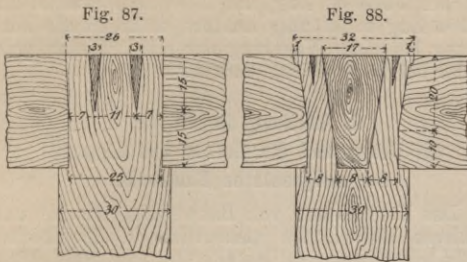


Fig. 90.

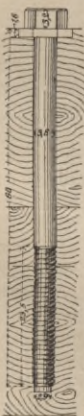


Fig. 91.



Verschiebung des Zapfens im Zapfenloche in mm	Zug in der Pfahlrichtung in Tonnen		
	Beobachtet bei Holmen von		
	30 cm Höhe	25 cm	
	Zapfen- und Zapfenloch gebildet nach		
	Fig. 87	Fig. 88	Fig. 89
0,5	—	—	10,8
1,0	△6	8,4	16,3
1,5	—	8,8	—
2	—	9	—
3	—	9,6	18,6
4	—	10,2	—
8,5	—	11,4	—
Der Holm zog sich vom Zapfen.	6,1	13,2	Nicht bekannt.

Der Zapfen nach Fig. 87 besitzt also wenig Widerstand. Er zieht sich bereits bei 6,1 t Zug aus dem Loch. Bei Fig. 88 geschieht dies zwar erst bei 13,2 t Zug, die Verbindung ist aber noch sehr nachgiebig, denn bei 11,4 t Zug hat sich der Zapfen bereits um 8,5 mm in das Zapfenloch hineingezogen.

Der Zapfen nach Fig. 89 dagegen, welcher in allen Einzelheiten dargestellt ist, genügt den höchsten Anforderungen. Bei 18,6 t Zug ist er erst um 3 mm gegliitten, während es nicht festgestellt werden konnte, wie viel er überhaupt aushielt, weil die Versuchseinrichtung zerbrach. Die Keile bestanden aus trockenem Eichenholz und wurden mit einer Viermännerramme eingetrieben. Durch Sägen-schnitte waren die beiden Theile des Doppelzapfens vorher zur Aufnahme der Keile bis zur vollen Tiefe des Eindringens der letzteren gespalten. Damit die Zapfen in Folge der starken seitlichen Biegung durch die Keile unten nicht abbrechen, muss der Pfahlkopf nass gehalten werden und aus gutem zähen Holz bestehen.

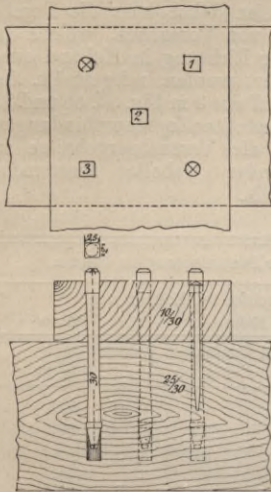
2 Holzschrauben nach Fig. 90 zeigten folgenden Widerstand. Bei einem Zuge von 12840 kg drückten sich die Unterlagsplatten um 7 mm ein (also grössere Platten nöthig), bei 15920 kg Zug wurde die Verbindung zerstört, indem eine Holzschraube aus dem Holm gerissen wurde.

2 eichene Nägel von nebenstehender Abbildung Fig. 91, (viereckigem Querschnitt, in der Mitte verjüngt, ganz trocknes Holz) die in runde Löcher von 4,5 cm Durchmesser eingetrieben wurden und die man vor den Versuchen anquellen liess,

hielten 4075 kg Zug aus.

Eine Verbindung endlich nach Fig. 92 zwischen Belagsbohlen und Holm bestehend aus 3 kleineren Holznägeln gleicher Form und 2 eisernen Nägeln hob sich bei 3600 kg Zug um 3 cm und wurde bei 4300 kg Zug vollständig zerstört, während die Zerstörung bei einer Nagelung nur mit 5 Eisennägeln bereits bei 2850 kg Zug eintrat.¹⁾

Fig. 92.



d. Stellung der Pfähle mit Bezug auf die Gefahr des Kippens der aufgesetzten Bauwerke.

Das Verschieben von Bauwerken, welche auf Pfahlrost stehen, ist namentlich in Thonboden häufig beobachtet. (s. les ann. des trav. publ. 1887 S. 1835). Bei Bauwerken mit seitlicher Beanspruchung (Kaimauern, Widerlagern) ist es daher erforderlich, die Stellung der Pfähle und die Verbindung derselben unter einander und mit den Holmen angemessen anzuordnen. Um hierüber Klarheit zu verschaffen, soll zunächst die Beanspruchung eines Pfahlpaares durch eine beliebig gerichtete äussere Kraft allgemein betrachtet werden.

In Bezug auf die Richtung der äusseren Kraft R zur Richtung der Pfähle sind drei Fälle zu unterscheiden, nämlich

1) Die Richtung von R fällt mit der Richtung der Pfähle I oder II zusammen (vgl. Fig. 93 die ausgezogene bzw. die gestrichelte Lage von R). In diesem Falle werden zunächst nur diejenigen Pfähle beansprucht, welche mit R gleiche Richtung haben. Ist aber die Tragfähigkeit dieser zuerst ausschliesslich beanspruchten Pfähle zusammen kleiner als R , so werden dieselben

in den Boden gedrückt werden, und es treten nun auch die anders gerichteten Pfähle mit in Wirksamkeit, und zwar werden beide Pfahlarten (I u. II) der betrachteten Gruppe nun nicht mehr ausschliesslich auf Druck in der Richtung ihrer Achsen beansprucht sein, sondern gleichzeitig senkrecht zu den Richtungen ihrer Achsen auch auf Biegen.

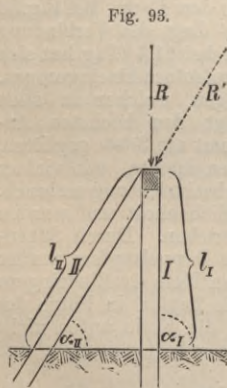


Fig. 93.

Fig. 94 a.

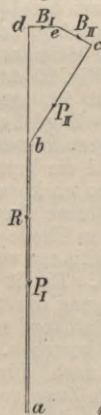
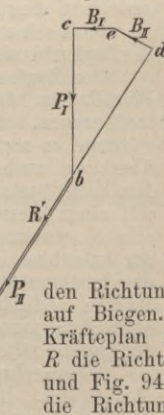


Fig. 94 b.



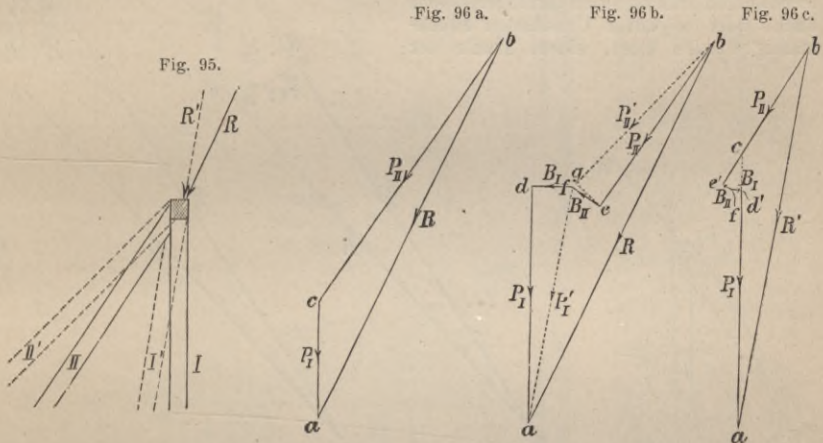
beiden Fällen stellt ad die angreifende Kraft nach Richtung und Grösse dar, während ab in Fig. 94 a die Grenzbelastung der Pfähle I , in 94 b diejenige der Pfähle II ausdrückt. $bc = P_{II}$ stellt in ersterem Falle die Grösse der Druckbelastung dar, mit welcher die Pfähle II , im zweiten Falle ($bc = P_I$) diejenige, mit welcher die Pfähle I in Anspruch genommen werden. Um nun das Gleich-

¹⁾ Tydschrift van het kon. inst. van ing. 1886/87 S. 1 u. Taf. 1 u. 2).

gewicht herzustellen, muss der Kräfteplan geschlossen werden, und dies geschieht durch die beiden senkrecht zu P_I und P_{II} gerichteten Biegunskräfte B_I und B_{II} . In den Figuren ist $B_I = B_{II}$ dargestellt, was genau genug ist, wenn die Längen (l_I und l_{II} in Fig. 93 der Pfähle), welche aus dem Boden hervorragen, nicht sehr bedeutend von einander abweichen. Genau verhält sich $\frac{B_I}{B_{II}} = \frac{l_{II}^3}{l_I^3} = \frac{\sin^3 \alpha_I}{\sin^3 \alpha_{II}}$.

Stehen die Pfähle ganz im Erdboden, so wird B_I und B_{II} nicht ausschliesslich die biegende Kraft darstellen, sondern die Biegunskraft in Verbindung mit dem widerstehenden Erddrucke, der aber ebenfalls senkrecht zur Richtung der Pfähle wirkt.

2) Die Kraftrichtung fällt zwischen die Richtungen der Pfähle I und II (Fig. 95). In diesem Falle erhalten beide Pfahlarten Druck in der Richtung ihrer Achse, und wenn die Tragfähigkeit bei beiden Arten genügend gross ist, so stellt der Kräfteplan Fig. 98 a die Vertheilung von R ($= ab$) auf beide Pfahlarten dar, indem $P_I = ac$ der Belastung der Pfähle I und $P_{II} = cb$ der Belastung der Pfähle II entsprechen würde. Wären die Pfähle II nicht im Stande, die Belastung $P_{II} = cb$ in Fig. 96 a zu tragen, sondern nur etwa diejenige $P_{II} = eb$ in Fig. 96 b, so würden die Pfähle I einen Druck $P_I = ad$ er-



halten, während gleichzeitig die Biegunskräfte (bezw. in Verbindung mit denselben der passive Erddruck) $B_I = df$ und $B_{II} = fe$ in Wirksamkeit treten würden. Wollte man die Biegunsspannungen ausschliessen, so hätte man den Pfählen die in Fig. 95 gestrichelt angedeuteten Stellungen I' bzw. II' geben müssen, denen in Fig. 96 b $P_{II}' = bg = be$ bzw. $P_I' = ag$ entsprechen.

Ebenso zeigt Fig. 96 c den Kräfteplan für den Fall, dass die angreifende Kraft die Richtung R' in Fig. 95 hätte und die Pfähle I nicht im Stande wären, den Druck ac aufzunehmen, sondern nur denjenigen $P_I = ad'$.

3) Die Richtung der Kraft fällt ausserhalb des spitzen Winkels, den die Pfähle bilden (Fig. 97). Wir erhalten dann, wenn eine Beanspruchung der Pfähle I auf Zug möglich ist, den Kräfteplan (Fig. 98 a) abc , in welchem $P_I = bc$ den Zug der Pfähle I darstellt. Wäre die Verbindung der Pfähle I mit den Pfählen II eine derartige, dass die Pfähle I eine Zugspannung nicht aufnehmen könnten, wohl aber eine Biegunsspannung, wären die Pfähle I also z. B. nur in den Holm eingezapft, so würden wir den Kräfteplan $abfe$ in Fig. 98 a erhalten, in welchem die Druckspannung der Pfähle II zwar von ac auf ae gesunken ist, aber B_I und B_{II} als Biegunskräfte auftreten. Hätte man andererseits die Pfähle I in den Holm nicht eingezapft, sondern nur stumpf aufgesetzt und durch Eisen mit demselben verbunden, so würde nach Zerstörung derselben der

Kräfteplan abd (Fig. 98 a) in Wirksamkeit treten, bei welchem die Druckspannung der Pfähle II zwar ebenfalls (von ac auf ad) gesunken, aber die Biegungsspannung $B'_{II} = db$ ausschliesslich von den Pfählen II zu leisten wäre, während die Pfähle I ganz ausser Beanspruchung wären. Könnten endlich die Pfähle I zwar Zug- und Biegungsspannungen aufnehmen, überstiege aber die Druckbeanspruchung $P'_{II} = ac$ (Fig. 98 a) die Tragfähigkeit der Pfähle II , und wäre diese etwa nur $P'_{II} = ad$ in Fig. 98 b, so würde der Kräfteplan $abefd$ die Beanspruchung darstellen, in welchem wieder die Biegungsspannungen (je nachdem mit oder ohne widerstehenden Erddruck) B_I und B_{II} zur Herstellung des Gleichgewichtes erforderlich sind. Die Biegungsspannungen lassen sich vermeiden, wenn man den Pfählen I die Richtung I' in Fig. 97 giebt, der in Kräfteplan Fig. 98 b die Zugbeanspruchung db entspricht. Durch diese Aenderung in der Stellung der Pfähle I vermindert man sowohl ihre eigene Zugspannung, als auch die Druckbelastung der Pfähle II gegenüber der früheren Stellung.

Letztere Betrachtung zeigt wie nützlich es bei wechselnder Lage der angreifenden Kraft R werden kann, wenn man die Verbindungen der Pfähle so einrichtet, dass dieselben auch Zugspannungen aufzunehmen vermögen, sowie auch, dass es unter Umständen zweckmässig werden kann, einem Theile der

Fig. 97.

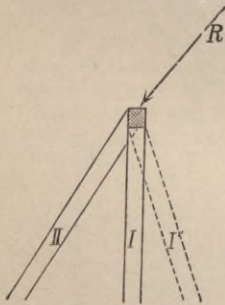
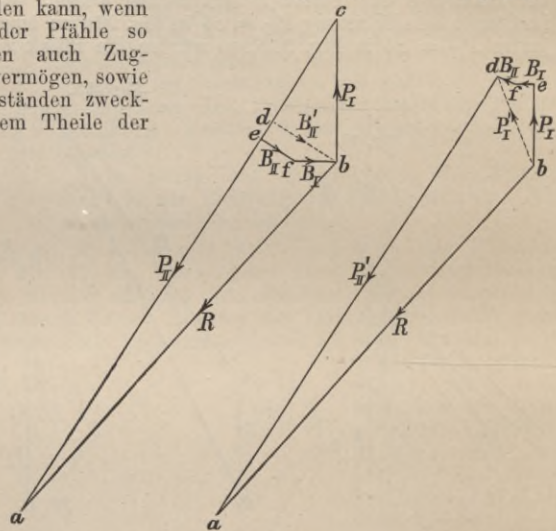


Fig. 98 a.

Fig. 98 b.



Pfähle eine Richtung zu geben, welche von derjenigen der Kraft R möglichst abweicht (gestrichelte Lage I in Fig. 97 und Fig. 98 b). Wenn also die Grösse und Richtung der angreifenden Kraft R für die ungünstigsten oder besser für verschiedene Annahmen ermittelt sind, bietet das zeichnerische Verfahren einen bequemen und namentlich sehr übersichtlichen Weg, um für die Pfähle die günstigste Stellung zu ermitteln. Wir haben bei unserer Untersuchung nur zwei verschiedene Richtungen der Pfähle angenommen, das Verfahren lässt sich aber offenbar ebenso gut anwenden, wenn die Pfähle in drei oder mehr verschiedenen Richtungen eingerammt werden sollen.

Den Widerstand auf Ausziehen kann man $= \frac{5}{8}$ bis $\frac{3}{4}$ der Tragfähigkeit der Pfähle annehmen. Bei grossen Bauausführungen thut man besser, beide Widerstände an Probepfählen zu ermitteln, die man in den vorliegenden Baugrund eintreibt und nach erfolgter Probelastung wieder auszieht. Ueber den Biegungswiderstand von Pfählen mit und ohne widerstehenden Erddruck geben die Versuche von Sandemann Auskunft (Grundbau S. 137 u. d. f.).

Wegen der Wichtigkeit des Gegenstandes folge nun noch die Berechnung einer Kaimauer auf hohem Pfahlrost, bei welcher auch die Länge der Spundwand ermittelt wird.

Fig. 99 stellt die Kaimauer im Querschnitt dar. Der Abstand der Pfahlbinder sei = 1 m. Gewicht von 1 cbm Mauerwerk = 1,8^t ebenso gross d. Gew. von 1 cbm Boden über Wasser. Unter Wasser wiege der Boden, der vollständig durchlässig sei, nach Abzug des Gewichtverlustes durch Eintauchen 1^t/cbm. Im Boden wirke ausser dem Bodendruck der volle Wasserdruck, der aber vernachlässigt werden kann, da er sich zu beiden Seiten der Spundwand aufhebt. Der nat. Böschungswinkel des Bodens sei über Wasser 33°, unter Wasser 25°. Der Erddruck werde senkrecht gegen die gedrückte Fläche gerichtet angenommen. Der aktive Erddruck $E_a = \frac{1}{2} h^2 \cdot \gamma \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$, der passive $E_p = \frac{1}{2} h^2 \gamma \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$. Bezeichnet man $\text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ mit k , so ist für 33° = φ $k = 0,295$ für 25° $k = 0,406$. Die Untersuchung ist für den ungünstigsten Fall, d. i. für den niedrigsten Wasserstand - 1,5 durchgeführt, und 1m Bodenschüttung als Nutzlast angenommen.

Fig. 103.

Fig. 102.

Fig. 101.

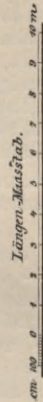
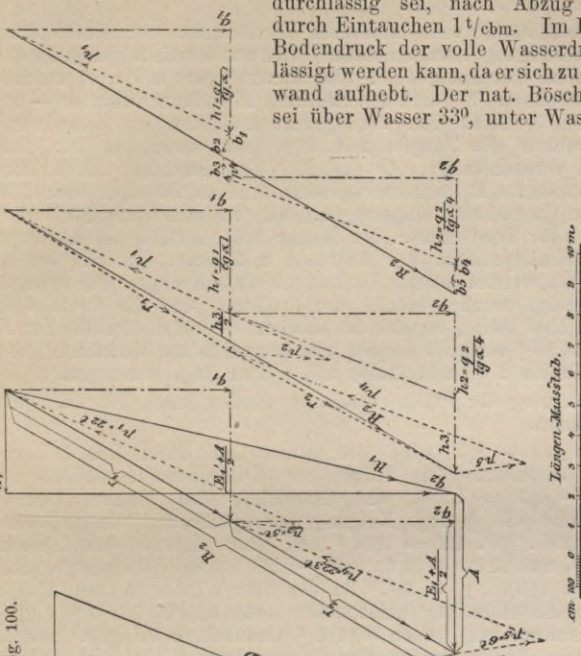


Fig. 100.

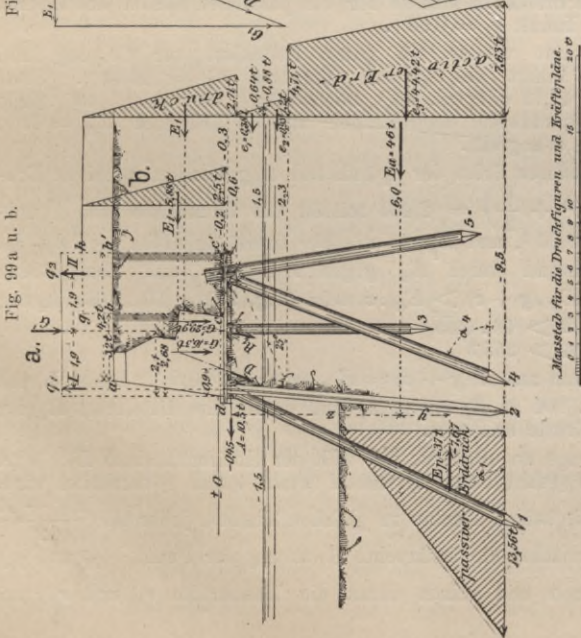


Fig. 99 a u. b.

Zunächst ist die Pressung an der Vorderkante des Mauerwerks auf dem Bohlenbelag ermittelt. Der zu betrachtende Mauer- u. Erdkörper $abcd$ in Fig. 99 a hat das Gewicht $G = 16,3\text{t}$. Die Grundlinie des Druckdreiecks berechnet sich aus der Formel $E = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \gamma \cdot k$ zu $h \cdot \gamma \cdot k$ und wird sonach für den Körper $abcd = (3,7 + 1) 1,8 \cdot 0,295 = 2,5\text{t}$ (s. Fig. 99b). Der Erddruck E (Fig. 99b) ist in Fig. 100 zur Resultierenden D zu-

zunächst ist die Pressung an der Vorderkante des Mauerwerks auf dem Bohlenbelag ermittelt. Der zu betrachtende Mauer- u. Erdkörper $abcd$ in Fig. 99 a hat das Gewicht $G = 16,3\text{t}$. Die Grundlinie des Druckdreiecks berechnet sich aus der Formel $E = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \gamma \cdot k$ zu $h \cdot \gamma \cdot k$ und wird sonach für den Körper $abcd = (3,7 + 1) 1,8 \cdot 0,295 = 2,5\text{t}$ (s. Fig. 99b). Der Erddruck E (Fig. 99b) ist in Fig. 100 zur Resultierenden D zu-

sammengesetzt und diese in Fig. 99 a eingetragen. Sie schneidet die Grundfläche im Abstände 0,9 m von der Vorderkante, also noch im mittleren Drittel. Ein Abheben der Hinterkante der Mauer ist daher nicht zu fürchten. Die Pressung an der Vorderkante wird nur 1,2 kg/qcm.

Der Pfahlrost, dessen Pfähle zum leichteren Verständniss der Kräftepläne sämtlich verschiedene Neigung erhalten haben, wird nun durch folgende Kräfte beansprucht. 1) durch das Gewicht des Erd- und Mauerkörpers $a b' c' d$, welches sich zu 29,9 t = G' berechnet. 2) durch den Erddruck E'_1 bis zur Ordinate — 0,6 (Unterkante der Holme), 3) durch den Auflagerdruck A , den die Spundwand ausübt, welche oben durch die Zangen mit dem Rost verbunden ist. Das Gewicht des Holzes ist vernachlässigt. G' und E'_1 sind zunächst im Kräfteplane Fig. 101 zur Resultante R_1 zusammengesetzt, und es ist diese darauf in bekannter Weise in den Querschnitt eingetragen. Sie schneidet die Linie $d c'$ im Abstände 2,1 m von der Vorderkante der Mauer und zufällig im Abstände von je 1,9 m von den Schnittpunkten der Pfähle 1 u. 2 bzw. 4 u. 5., welche mit I bzw. II bezeichnet werden sollen. Da nun der einfach eingezapfte Pfahl 3, wie oben Fig. 98a gezeigt wurde, sobald der Erddruck und die Kraft A in Wirksamkeit tritt, ohne Last bleibt, so wird das Gewicht G' auf die Punkte I u. II zu gleichen Theilen (je 14,95 t) vertheilt werden, und zwar erhalten die Pfähle 1 u. 4 Druckspannungen, die Pfähle 2 (Spundpfähle) und 5 aber Zugspannungen.

Bevor die Beanspruchung der Pfähle ermittelt werden kann, ist noch der Werth von A zu berechnen.

Im oberen Theile bis — 2,3 wird die Spundwand durch den Bohlenbelag vom Erddruck entlastet. Die Höhe der drückenden Erdschicht ist bei — 1,5 nur 1,5 — 0,3 = 1,2 m, die Grundlinie des kleinen Druckdreiecks wird, wenn man die geringe Neigung der Spundwand ausser Acht lässt, = $k \cdot \gamma \cdot h = 0,295 \cdot 1,8 \cdot 1,2 = 0,64$ t und der Inhalt des Druckdreiecks = $e_1 = 0,38$ t zwischen — 1,5 und — 2,3 ist der Böschungswinkel (unter Wasser) 25° , $k = 0,406$, $\gamma = 1$ t. Da der über Wasser liegende Boden aber 1,8 t wiegt, muss die Höhe der belastenden Bodenschicht mit 1,8 multipliziert werden, um letztere auf Boden von 1 t Gewicht zu bringen. Damit ergeben sich die eingeschriebenen Maasse für die parallelen Seiten des kleinen Drucktrapezes und als Inhalt $e_2 = 0,93$ t.

Unter — 2,3 kommt wieder die ganze Bodenlast zur Geltung und es ergibt sich als Inhalt des grossen Trapezes $e_3 = 44,42$ t. Setzt man $e_1 + e_2 + e_3 = 45,73$ oder rd. 46 t zeichnerisch zusammen, so erhält man den ganzen, die Spundwand angreifenden aktiven Erddruck $E_a = 46$ t, welcher in der Höhe — 6 angreift.

Für den auf der anderen Seite der Spundwand angreifenden, passiven Erddruck E_p ist $\text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 2,465$ mithin die Grundlinie des Druckdreiecks = $k \cdot \gamma \cdot h = 13,56$ t, und $E_p =$ rd. 37 t greift in Höhe — 7,67 an.

Damit die Spundwand durch E_a gegen E_p nicht aus dem Boden gedrückt werde, muss $E_p (y + z) \geq E_a \cdot z$ sein (Fig. 99a). Diese Bedingung ist erfüllt, denn $37 \cdot 7,22 > 46 \cdot 5,55$
 $267,14 > 255,3$

A berechnet sich nun aus $A (y + z) = E_a \cdot y$ zu rd. 10,5 t. Dieser Werth ist im Kräfteplane Fig. 101 an R_1 angesetzt und damit die Mittelkraft R_2 der sämtlichen äusseren Kräfte ermittelt.

Es ist nun die Frage zu erörtern, wie sich der Horizontalschub $E'_1 + A$ auf die beiden Punkte I (Pfahl 1 und 2) und II (Pfahl 4 und 5) vertheilen wird. Nimmt man an, dass die beiden Punkte zu gleichen Theilen, jeder also $\frac{E'_1 + A}{2}$ erhält, so setzt man zunächst die senkrechte Belastung der Punkte (q_1 und q_2) je mit $\frac{A'_1 + E}{2}$ zusammen und erhält damit die Theilkräfte r_1 und r_2 von

denen r_1 die Belastung von I , r_2 diejenige von II darstellt. In Fig. 101 liegen, weil $q_1 = q_2$ ist, r_1 und r_2 in R_2 und ist $r_1 = r_2 = \frac{R_2}{2}$. Wäre $q_1 > q_2$, so würden r_1 und r_2 rechts von R_2 , umgekehrten Falles links von R_2 liegen. Endlich zerlegt man r_1 nach Richtung der Pfähle 1 und 2 und r_2 nach Richtung der Pfähle 4 und 5 in Seitenkräfte und erhält so die Beanspruchungen p_1 und p_2 bez. p_4 und p_5 , von denen p_2 und p_5 Zugspannungen p_1 und p_4 Druckspannungen sind.

Eine andere Vertheilung der Horizontalkräfte $E + A_1'$ beruht auf folgender Erwägung. Ein Schrägpfehl wird nur dann nicht auf Biegen beansprucht, wenn die Mittelkraft seiner Belastungen in die Richtung seiner Achse fällt und — was stets vorausgesetzt werden muss — nicht grösser als seine Tragfähigkeit ist. Er verlangt also, um nicht gebogen zu werden, ausser einer senkrechten Belastung Q eine wagrechte

Fig. 104.

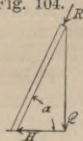
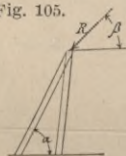


Fig. 105.



$H = Q \cotg \alpha$ (Fig. 104). Da nun aber ein mit einem Schrägpfehle am Kopf verbundener senkrechter oder weniger stark geneigter Pfehl von einer Kraft R Fig. 105, deren Neigungswinkel β sei, erst dann auf Zug beansprucht werden kann, wenn $\beta < \alpha$ wird, so kann man die Vertheilung der Horizontalkraft $E_1' + A$ auch in der Weise ausführen, dass man zunächst jedem Punkte (I und II) einen Horizontal-

schub h_1 bez. h_2 zutheilt, welcher $h_1 = \frac{q_1}{\text{tg } \alpha_1}$ bez. $\frac{q_2}{\text{tg } \alpha_4} = h_2$ ist (s. Fig. 102) und den Rest, also $E_1' + A - \left(\frac{q_1}{\text{tg } \alpha_1} + \frac{q_2}{\text{tg } \alpha_4} \right) = h_3$, zu gleichen Theilen h_1 und h_2 hinzufügt.

In dieser Weise ist in Fig. 102 verfahren. Die Resultanten r_1 u. r_2 liegen dann links von R_2 . Die Zerlegung von r_1 u. r_2 erfolgt dann wie vorhin.

Die Vertheilung der Horizontalkraft nach Fig. 101 ist die bequemere, die nach Fig. 102 dürfte die theoretisch-richtigere sein. Im vorliegenden Falle weichen die Ergebnisse nicht viel von einander ab. Fig. 103 endlich zeigt den Kräfteplan für den Fall, dass die Pfähle 2 u. 5 nicht auf Zug beansprucht werden können. Die Pfähle 1 u. 4 nehmen dann in Folge ihrer Neigung zunächst die Horizontalkräfte h_1 u. h_2 , in der Grösse wie vorhin angegeben, auf, während der Rest der Kräfte $E_1' + A$ durch die senkrecht zu den Pfahlrichtungen gerichteten Biegungskräfte b_1 bis b_5 , gedeckt wird. b_1 bis b_5 sind hier gleich gross angenommen. In Wirklichkeit ist dies nicht richtig. Die Durchbiegungen der Pfahlköpfe sind einander zwar gleich, der Widerstand b_1 bis b_5 , welchen der einzelne Pfehl der Durchbiegung entgegensetzt, ist aber vom Trägheitsmoment des Querschnitts und der freien Länge abhängig. Eine genaue Berechnung ist aber wegen der vielen Annahmen, welche gemacht werden müssen, kaum durchführbar.

Sind n Schrägpfähle in einem Binder und sind die Pfähle derartig mit dem Holme und unter einander verbunden, dass sie keine Zugspannungen aufnehmen können, so muss, wenn sie nicht auf Biegung beansprucht werden sollen, nach Obigem sein;

$$\sum H = q_1 \cdot \cotg^2 \alpha_1 + q_2 \cdot \cotg^2 \alpha_2 + \dots + q_n \cdot \cotg^2 \alpha_n$$

Hierin ist $\sum H$ die Summe aller am Pfahlrost angreifenden Horizontalkräfte, also in dem vorliegenden Falle die Horizontal-Componente des Erddruckes + dem Drucke A , welchen die Spundwand ausübt. q_1, q_2, \dots, q_n sind die Antheile der senkrechten Belastung des Pfahlrostes durch Mauerwerk und Boden, welche auf die einzelnen Schrägpfähle entfallen, $q_1 + q_2 + \dots + q_n = G$.

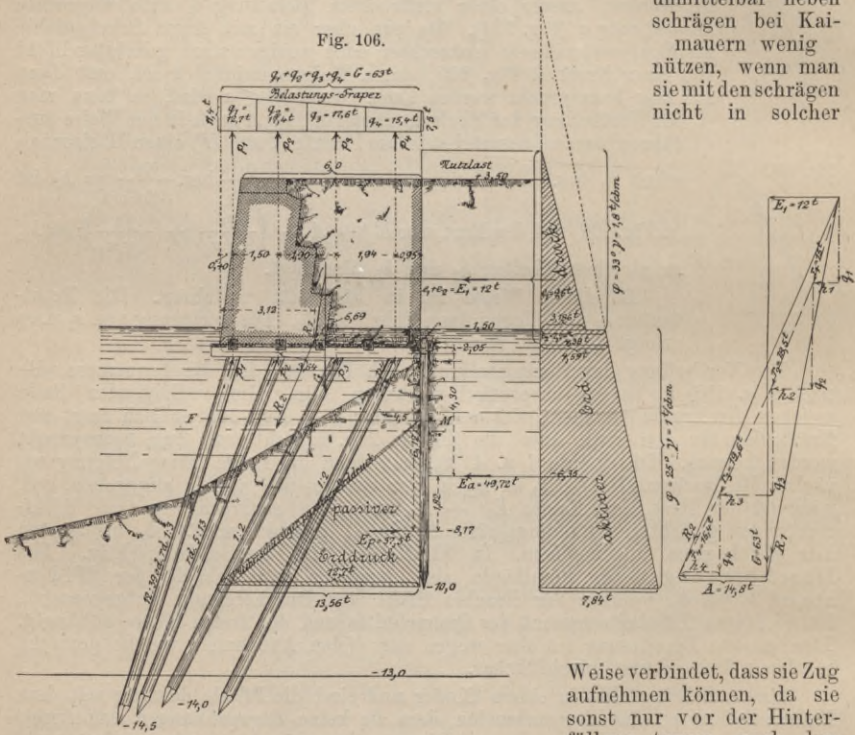
Die Belastung der Pfähle in Richtung ihrer Achse ist dann allgemein $r = \frac{q}{\sin \alpha}$ und diese muss stets mit Sicherheit von den Schrägpfählen getragen werden können.

Fig. 106 zeigt die zeichnerische Ermittlung eines Pfahlrostes von 4 Schrägpfählen mit dahinter stehender Spundwand, welche gleichzeitig zur Stütze des Mauerwerkes dient, bevor genügend hinterfüllt ist. Die Neigung der Pfähle nimmt von vorn nach hinten zu.

Die Figur über dem Querschnitte zeigt die Lastvertheilung (G) auf dem Bohlenbelag in Folge der Lage von R_1 . Die Vertheilung auf die einzelnen Pfähle (q_1, q_2 usw.) ist ohne Rücksicht auf die Kontinuität des Holmes nur näherungsweise ausgeführt. Durch die Richtungen von r_1, r_2, r_3 u. r_4 im Kräfteplane sind die Richtungen der Pfähle unter dem Holme gegeben, deren Widerstände $p =$ den resp. r und umgekehrt gerichtet sind.

Nach Obigem wird es leicht sein, einen Pfahlrost so anzuordnen, das Biegungsspannungen nicht auftreten können. Die Untersuchungen zeigten, dass

senkrechte Pfähle unmittelbar neben schrägen bei Kaimauern wenig nützen, wenn man sie mit den schrägen nicht in solcher



Weise verbindet, dass sie Zug aufnehmen können, da sie sonst nur vor der Hinterfüllung tragen, nach derselben aber nur etwas

Biegungsspannungen aufnehmen. Am besten werden die Pfähle verwerthet, wenn man sie sämtlich schräg stellt und die Kaimauer fortlaufend bei der Aufmauerung hinterfüllt, damit eine Durchbiegung der Pfähle nach der Seite ihrer Neigung hin durch den aktiven bzw. passiven Erddruck vermieden werde. In Folge des letzteren ist es auch unschädlich, wenn man den Pfählen eine grössere Neigung giebt, als die aktiven Horizontalkräfte erfordern.

Mit Hilfe der Druckfiguren von E_a und E_p kann man auch die Beanspruchung des Holzes der Spundwand auf Biegen berechnen, wobei man sehr hohe Spannungen erhält, wenn die Holzstärke in üblicher Weise nur nach der Länge (Grundbau S. 87) bemessen ist. Näheres hierüber findet man in der Arbeit d. Verf. in d. Zeitschr. d. Arch. u. Ing. Ver. zu Hannover 1893 S. 30 u. f.

e. Tragfähigkeit von Rostpfählen.

Nach Versuchen von Haagsma (Tydschrift van het kon. inst. van ing. 1886/87 S. 56) liefert die Formel von Redtenbacher (Grundbau S. 144 No. VII) bessere Ergebnisse als die von Brix (ebenda I). Haagsma macht mit Recht darauf aufmerksam, dass alle bisherigen Formeln unzuverlässig sind, weil sie die Reibung des Bodens nicht berücksichtigen. Wie schon im Grundbau S. 145 hervorgehoben, sind bei wichtigeren Ausführungen Probepfähle unerlässlich.

Es sei daher nur noch folgende Litteratur kurz mit dem Inhalte aufgeführt:

Deutsche Bauztg. 1887, S. 583. Aus dem Eindruck, welchen der Pfahlkopf in den Holm gemacht hatte, wurde in Hamburg durch Versuche die Belastung des betr. Pfahles zu 40 bis 42 t ermittelt. Wolny's Forschungen auf dem Gebiete der Agriculturphysik, Jahrgang 1889, enthält Untersuchungen über Cohärenz der Bodenarten, durch Eintreiben eines Keiles ermittelt.

Calculé du nombre des pieux pouvant supporter une maçonnerie donnée in: Les annales des trav. publ. 1891 Fevrier, S. 29.

Formeln über Wirkung der Rammen und Tragfähigkeit der Pfähle von O. Ossent in Schweizerische Bauztg. 1889 Apr., S. 109. Ossent entwickelt die verbesserte Redtenbacher'sche Formeln.

$$1) P = \frac{1}{\delta} \left(-\frac{e}{2} + \sqrt{\frac{\delta h Q}{1+n} + \frac{e^2}{4}} \right) \text{ und}$$

$$2) P = \frac{1}{\delta_1} \left(-\frac{e}{2} + \sqrt{\frac{\delta_1 h Q}{1+n_1} + \frac{e^2}{4}} \right) \text{ worin}$$

- Q = Bärgewicht
- q = Pfahlgewicht
- q₁ = Gewicht der Jungfer } in kg
- n = $\frac{q}{Q}$ und n₁ = $\frac{q+q_1}{Q}$
- h = Fallhöhe des Bären in mm
- a = Querschnitt des Pfahls in qmm
- l = Länge des Pfahls in mm
- E = Elasticitätsmodul des Holzes in Bezug auf qmm = 1200
- $\delta = \frac{l}{aE}$ und $\delta_1 = \frac{l+l_1}{aE}$ worin

l₁ = Länge der Jungfer in mm, deren Querschnitt = dem des Pfahls (a) genommen ist.

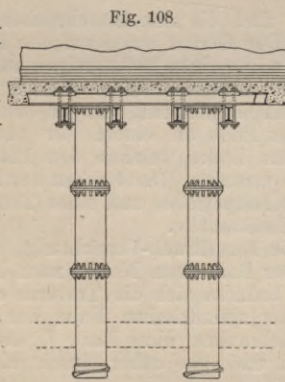
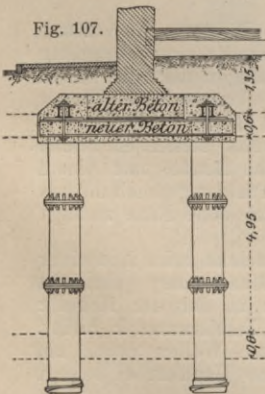
P die grösste Last, welche der Pfahl tragen kann. Form. 1 gilt für Pfähle, welche ohne Jungfer geschlagen wurden, Form. 2 für solche mit Jungfer.

Tragfähigkeit eingerammter Pfähle Transactions of the American society of civil ingenieurs 1892 August, S. 99 bis 114 und 129 bis 172.

Wirkliche Tragfähigkeit eingerammter Pfähle nach den Ergebnissen bei ausgeführten Bauwerken unter Berücksichtigung der verschiedenen Bodenarten Engin. news 1893 I., S. 171 bis 173.

f. Schraubenpfähle, eiserne Pfähle.

Von Gründungen auf Schraubenpfählen seien nachstehende neuere Ausführungen mitgetheilt:



In England hat man das Stadthaus zu Great Yarmouth nachträglich auf Schraubenpfähle gestellt, nachdem die alten Fundamente 20 bis 31 cm gesunken und in Folge dessen die Wände gerissen waren. Der Baugrund bestand zu unterst aus einer starken Kiesschicht, welche von 4,8 bis 5,4 m Schlamm überlagert war, auf dem 1,5 bis 1,8 m aufgeschütteter Boden ruhte. Während man ursprünglich gewagt hatte, auf diesem schlechten Grunde eine einfache Betonschüttung als

Fundament auszuführen, sollten die Schraubenpfähle des neuen Fundamentes in die feste Kiesschicht hineingetrieben werden. Die Ausführung war folgende: Zu beiden Seiten der alten Betonfundamente versenkte man gusseiserne Schraubenpfähle von 0,90 m äusserem, 0,75 m innerem Durchmesser (Fig. 107 u. 108), 6,9 m Länge und

1,2 m äusserstem Schraubendurchmesser bis 0,9 m in den Kies, die nach Versenkung mit Zement-Beton angefüllt wurden. Der Durchmesser war so bemessen, dass der Beton allein die Last des Gebäudes (im ganzen 5000 t) tragen konnte. Parallel zur Mauer wurden dann 2 Reihen **I**-Eisen auf die Schraubenpfähle gelegt, unter diese, quer unter das Fundament hindurch, andere **I**-Eisen von $150 \times 150 \times 375$ mm gestreckt und an die ersteren an jedem Ende mittels 2 starker Schrauben von 50 mm Durchmesser angehängt. Nachdem dann mittels der Schrauben die tiefer gesunkenen Mauertheile bis zur Höhe der am wenigsten gesunkenen angehoben waren, wurden die ganzen Eisentheile in Beton gebettet. Die Kosten für die Unterfangung des $396 \times 32,4$ m grossen und 15 m bis zur Traufe hohen Gebäudes, welches auch einen Thurm von 33 m Höhe besitzt, dessen Fundamente selbstredend einen entsprechend stärkeren Unterbau erhielten, betragen 207980 fr. Ob man auf die eiserne Aufhängung dauernd rechnen kann, erscheint fraglich. (Les ann. des trav. publ. 1890, S. 76 u. f.)

Ganz ähnlich ausgebildete, mit Beton gefüllte Schraubenpfähle hat man in Königsberg als Brückenpfeiler im Zuge der Königsberg-Labiauer Bahn benutzt. Sie haben 0,78 m äusseren Durchmesser, 4 cm Wandstärke, 9,7 m Länge, und stecken mit etwa $\frac{2}{3}$ ihrer Länge im Boden. Die Schrauben haben auf dem angebrachten $\frac{1}{8}$ Gange eine Steigung von 0,27 m bei 1,5 m Durchmesser. Das sehr bedeutende Kraftmoment, welches das Einschrauben (mit Hilfe von Flaschenzügen und 1 Locomobile) erforderte, wurde zu 14 000 m/kg ermittelt.

Da nur 4 Pfähle einzuschrauben waren, musste man sich mit sehr einfachen Einschraube-Vorrichtungen begnügen. Die Kosten der Arbeit wurden dadurch ziemlich bedeutend. Sie betragen einschl. Lieferung der Pfähle, Ausbaggern und Betonieren derselben 24 500 M. Es waren ausser dem Maschinisten 17 Arbeiter erforderlich. Zeitdauer nicht ganz 2 Monate. Der Kraftverbrauch würde wesentlich vermindert sein, wenn man hier, wo das Innere der Pfähle ohnehin vom Boden entleert werden musste, die Flantsche innen angebracht hätte. Auch Wasserspülung auf die Oberfläche der Schraube vermindert nicht nur die Reibung an dieser, sondern beim Aufsteigen längs des Pfahlumfanges auch an diesem letzteren. Bei einer Landungsbrücke in der Mündung des Delaware verminderte sich in Folge der Wasserspülung auf die Schraubenoberfläche der Zug am Umfange des Haspels, mit welchem der Pfahl gedreht wurde, von 682 kg auf nur 81 kg. Die Beobachtung wurde an einem vollen Pfahle aus Rundeisen gemacht, dessen unteres Ende die gusseiserne Schraube mit doppeltem Gewinde zu je $\frac{1}{2}$ Umdrehung trägt. Steigung der Schraube 0,262 m. Vergl. Fig. 314 im Grundbau.¹⁾

In genannten Quellen ist auch die zum Einschrauben benutzte Vorrichtung dargestellt und beschrieben. Das Gerüst stand auf den bereits eingeschraubten und verbundenen Pfählen und zeigte einen krahnartigen Ausleger, der zum Heben der Pfähle und zur oberen Führung derselben diente. Unten über Wasser wurden die Pfähle durch 2 Ringe gehalten, die an dem Ende eines Trägers befestigt waren, dessen anderes Ende an einem der bereits stehenden Pfähle festlag, während eine Steife das Ende, welches den Pfahl führte, mit einem anderen bereits festem Pfahle verband. Das Drehen des Pfahles geschah mittels eines über denselben gelegten Haspelrades und eines Taues ohne Ende anfangs durch Maulesel später durch Locomobile.

Fig. 109 u. 110 zeigen die Einschraub-Vorrichtung, welche beim Bau einer Brücke in Nebraska und in der Bahn von Nobili nach Montgomery gebraucht wurde. In einem Holzgerüst befindet sich die Traverse *e* in der der Kegel *c* sich dreht, der einen Theil der zylindrischen Nabe des Zahnkranzes *h* bildet. In den Zahnkranz greifen 2 Schrauben ohne Ende *l*, deren Wellen durch ein gekreuztes Seil gekuppelt sind und die daher durch eine Handkurbel bewegt werden können.

g ist ein aus 2 Stücken bestehendes Halsband, welches fest an den Pfahl gepresst wird, der seinerseits im Konus *c* und in *d* frei gleitet. Um die

¹⁾ Centrabl. d. Bauv. 1885 S. 279 und Ann. des ponts et chauss. Nov. 1884.

Reibung zwischen dem Pfahl und g zu vergrößern, sind an Stelle von Splinten kleine, gezahnte Stahlstücke zwischen Pfahl und Halsband eingelegt.

Fig. 109.

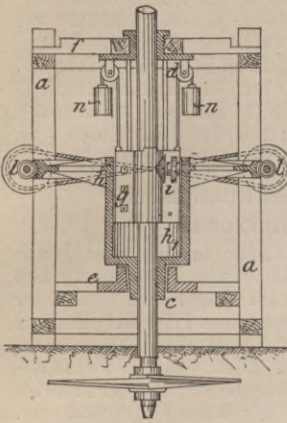
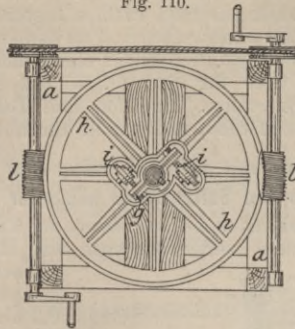


Fig. 110.



Der Zylinder h_1 , welcher die Nabe des Zahnrades bildet, trägt an 2 Knaggen die Rollen i , welche bei der Drehung des Zylinders sich gegen das Halsband g legen. Dadurch ist die senkrechte Bewegung des Pfahles während der Drehung so lange ermöglicht, bis die Rollen i nicht mehr mit dem Halsband in Berührung bleiben. Man muss dann das Halsband g lösen und

mit Hilfe der Gegengewichte n heben, um die Rollen i von neuem zum Eingriff zu bringen. Die Vorrichtung fordert wenig Platz und sehr wenig Bedienung. Meist waren nur 4 Mann nöthig. Man hat damit in fester Kalkerde für 1 Tag 4,5-m Pfahlänge eingeschraubt. Die Schrauben hatten 1,2 m Durchmesser.¹⁾

In der genannten Quelle ist ausserdem eine Anzahl verschiedener Schraubenpfähle (hohle, unten offene aus Guss- und Schmiedeisen, sowie volle aus Rundeisen), sowie die Einschraub-Vorrichtung, welche beim Bau der Marizza-Brücke (Linie Konstantinopel—Adrianopel) angewendet wurde, mitgetheilt. Letztere war auf einer schwimmenden Rüstung angebracht, die aber an einem vorher eingerammten Gerüst aus 4 Holzpfehlen festgelegt wurde. Als Drehvorrichtung diente eine Haspel mit Lokomobile. Die stündliche Leistung betrug durchschnittlich 0,51 m Pfahlänge bei 32 Mann Bedienung. Boden: feiner Sand untermischt mit Kies und Geröllschichten.

3. Spitzpfähle.

Aehnliche Pfähle wie Fig. 339 und 340 im Grundbau S. 153 zeigen, sind in Bremerhaven mit Druckwasser eingespritzt. Ferner hat man hohle Spitzpfähle aus Schmiedeisen von 45 cm Lichtweite zur Aufstellung von Wasserkraftsammlern für die Bewegung von Panzerthürmen in Holland mit Hilfe von Druckwasser in festen Sand eingesenkt. Fig. 111 u. 112. Die Spitze bestand aus einem Gussstück, der unterste Theil aus einem Stahlkegel, an den das Druckwasserrohr angeschraubt wurde. Durch 4 Löcher in der Wand des Stahlkegels trat das Druckwasser, gleichmässig vertheilt, seitlich aus. Die ganze Spitze war in senkrechter Richtung mit 8Winkeleisen ausgestattet, welche beim Drehen des Pfahles den Boden lockerten. War der Pfahl versenkt, so wurde durch das

Fig. 111.

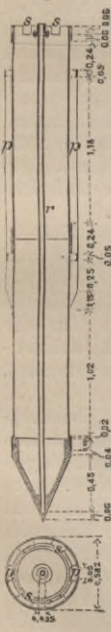
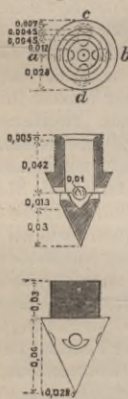


Fig. 112.



¹⁾ (Les ann. des trav. publ. 1889 S. 2222).

²⁾ Von weiterer Litteratur sei noch erwähnt: Ann. industrielles 1890 Nov., S. 556. Schraubenpfähle mit schwacher Steigung nach der Anordnung des Ingenieurs Lanro Pozzi in Mailand.

Centrabl. d. Bauverv. 1889, S. 299. Schraubenpfähle als Schiffshalter (Dalben) im Wasser. Schiffshaltepfähle am Lande. Pegel für Strombauten, Brückenstützen und Eisbrecher, wie schon im Grundbau S. 147 empfohlen.

Deutsche Bauztg. 1891, S. 6. Dietz: Gründungen mit Eisen. Verschiedene Brückenstützen kurz beschrieben.

Druckwasserrohr ein Bleipfropf in die Bohrung der Spitze (Fig. 112) hinabgeworfen und hier mittels einer langen Eisenstange festgerammt, um die Oeffnungen unten wasserdicht zu schliessen. Dauer der ganzen Arbeit für 1 Rohr 11 Stunden.¹⁾

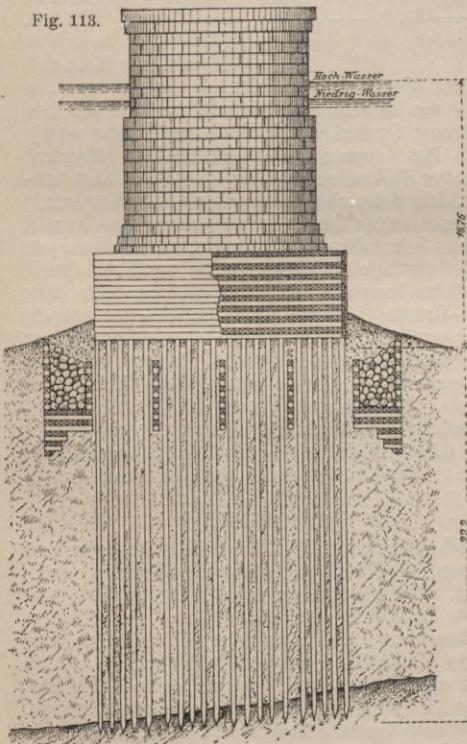
Durch die namentlich auch bei sog. Abessinier-Brunnen übliche „Innenrammung“ von Röhrenpfählen, welche in dem unmittelbaren Aufschlage des Rammklotzes auf die Pfahlspitze eines hohlen eisernen Pfahles besteht, wird es möglich, Röhren von 0,5 bis 1 m Durchmesser einzutreiben und sie dann zu einem Pfeiler zu verbinden. Die Ausführung eines derartigen Pfeilers für eine Brücke von 30 m Spannweite wird beschrieben und die Kosten für das lfd. m des aus 2 Röhren bestehenden Pfeilers zu 1188 Mk. berechnet. In Thon und Torf, wo das Einspritzen von schlechtem Erfolg, zu empfehlen, namentlich für untergeordnete Bauten.²⁾

IV. Senkkasten mit unterem Boden und Schwimmpfeiler.

b. Boden und Seitenwände hölzerner Senkkasten.

Mit derartigen Senkkasten ist in Linz eine Kaimauer in folgender Weise hergestellt. Die Baugrube wurde zunächst

Fig. 113.



Zu diesem Zwecke baggerte man an den Stellen, an welchen Pfeiler gebaut werden sollten, zunächst 5,5 bis 7 m tief unter die Flussole hinabreichende Gruben, deren Sohlen also 17,6 bis 23,4 m unter *N. W.* lagen. In diese Grube wurden Rahmen mit doppelten, steingefüllten Aussenwänden hinabgesenkt, deren einzelne durch Quer- und Längswände, aus übereinander liegenden Balken hergestellte Abtheilungen, die oberen Theile der Pfähle umschlossen. Fig. 113 zeigt den

¹⁾ Tijdschrift van het kon. inst. van ing. 1886/87 und Centralbl. d. Bauw. 1887, S. 1886.

²⁾ Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 179.

³⁾ Näheres findet sich in der Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, S. 436 bis 437.

Kasten des Drehbrücken-Pfeilers im Querschnitt (Grundfläche 21,6 × 21,6). Die 16 Zellen desselben messen 3,66 × 3,66 m im Grundriss und nahmen je 40 Pfähle auf. Die Höhe des Rahmens betrug 7 m. Das Versenken des Rahmens, sowie das Rammen der 26 bis 29 m langen Pfähle mit Hilfe von 4 bis 11 m langen Jungfern wurde von Schiffen aus vorgenommen. Desgl. das Abschneiden der Pfähle, welches 15,5, bei hoher Fluth sogar 18,3 m unter Wasser vorgenommen werden musste. Beim Abschneiden mussten vielfach Taucher beschäftigt sein, da namentlich das Ansetzen der Säge Schwierigkeiten machte.

Nach Fertigstellung der Rammarbeiten wurde der Raum zwischen den Pfählen und um den Rahmen mit Kies gefüllt. (Besser wäre Beton wenigstens zwischen den Pfählen gewesen.)

Das Pfeilermauerwerk wurde dann in grossen Schwimmkasten mit abnehmbaren Seitenwänden hergestellt und auf die Pfahlköpfe versenkt (vergl. B. IVb.).

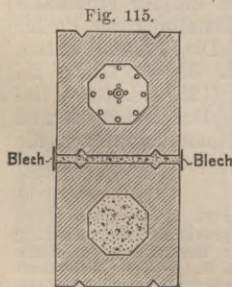
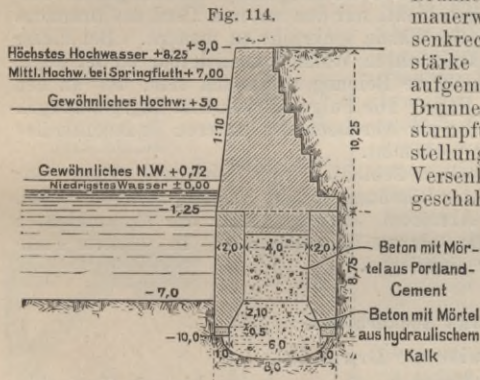
Die Abmessungen dieses Schwimmkastens für den Drehbrückenpfeiler waren 15,24 × 15,24 m Grundfläche und 18 m Höhe bei 7,16 m Dicke des aus übereinander gelegten Balken bestehenden Bodens.¹⁾

V. Brunnengründung.

b. Gemauerte Senkbrunnen.

Von grösseren Ausführungen dieser Art seien folgende aufgeführt:

Bei den neuen Kaimauern der neuen Hafenanlage zu Calais verwendete man 4 eckige, dicht stehende Brunnen von 7 × 8 m Grösse. Der Brunnenkranz wurde an Ort und Stelle nur aus Zementbeton hergestellt, war 1 m breit und 0,5 m hoch. Der Beton wurde in eine aus wegnehmbar Bohlen hergestellte Form gestampft, ohne Bohlen- oder sonstige Unterlage. Nach Erhärtung des Beton wurde der Brunnen auf demselben aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel — aussen senkrecht innen ausladend bis die Wandstärke 1,75 bzw. 2 m erreicht war — aufgemauert. Die inneren Ecken des Brunnen wurden zur Verstärkung abgestumpft. 10 bis 15 Tage nach Fertigstellung des Brunnen wurde mit dem Versenken begonnen. Das Versenken geschah mittels Pumpenbagger, wie unter A I d ζ dieses Heftes beschrieben.



Nachdem der Brunnen fertig gesenkt und der Sand im Innern sich gesetzt hatte, wurde der untere Theil, soweit die Abschrägung der inneren Wandflächen reichte, unter Wasser betonirt, danach leer gepumpt und im Trocknen betonirt oder gemauert.

Zwischen 2 benachbarten Brunnen liess man nur 0,4 m Zwischenraum, der später ausgefüllt wurde. Es geschah dies in der Weise, dass man den Schlitz an beiden Enden durch Blechstreifen abschloss, die man durch Wasserspülung versenkte (Fig. 115). Alsdann wurde der Boden aus dem Schlitz in derselben Weise wie aus den Brunnen entfernt und schliesslich die Betonfüllung ausgeführt. Damit diese besser an den Brunnenwänden haftete, hatte man senkrechte Einkerbungen in denselben angebracht (s. Fig. 115). Die Senkung der Brunnen

¹⁾ Engineering 1891, S. 428. Auszögl. Centrallbl. d. Bauverw. 1891, S. 252, u. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, S. 298.

erfolgte in der im Grundbau S. 170 unten beschriebenen Reihenfolge. Die Erfahrung hat gezeigt, dass bei der angewendeten Bodenförderung es vollständig genügte, zwischen 2 gleichzeitig zu senkenden Brunnen einen Zwischenraum zu lassen, der der Breite eines einzigen Brunnens entspricht. Es erfolgte dann keine Annäherung der Brunnen mehr. Mit der Ausfüllung der Brunnen wurde selbstredend nicht eher begonnen, bis die nächsten Nachbarbrunnen fertig gesenkt waren.¹⁾

Eine sehr ausgedehnte Verwendung von Brunnen hat man beim neuen Hafen von Rochefort gemacht. Dort stehen nicht nur die Kai- und Schleusenmauern auf Brunnen, sondern sogar der Schleusenboden. Ursprünglich hatte man die Brunnen unter letzterem nicht anwenden wollen; als man aber die Brunnen für die Wände durch die starke Schlammschicht gesenkt hatte und dieselben durch Bögen mit einander verbinden wollte, stellte man zu diesem Zwecke die Baugrube nicht mit flachen Böschungen her, sondern steiften den Boden nach dem Lande zu durch hohe Spundwände, welche sich unten gegen die Brunnen stützten, ab. Der Erddruck brachte in Folge dessen die Brunnen zum Kippen nach der Schleusenaxe zu. Hierdurch lies man sich bewegen auch unter der Schleusensole noch 2 Reihen grosser Brunnen zu senken, die man unter sich und mit den Brunnen unter den Wänden durch Bögen verband, so dass man auf diese Weise die letzteren gegen den Erddruck aussteifte.²⁾

γ. Ausführung des Mauerwerkes.

In Bezug auf die Einziehung der Brunnenwände von unten nach oben möge bemerkt werden, dass dieselbe nicht zu gering angenommen werden darf, damit sie nicht wirkungslos werde. Es ist ferner richtiger, sie mit gleichem Anlaufe von der Brunnenscheide bis über Erdgleiche, d. h. auf die ganze Versenkungstiefe auszudehnen, anstatt, wie es vielfach geschieht, nur den unteren Theil des Brunnens stark einzuziehen und über diesem die Wände senkrecht zu mauern. Bei dieser Ausführung wird offenbar an den senkrechten Wänden unmittelbar an der Fuge, in welcher die Neigung wechselt, stärkere Reibung vorhanden sein, als an den Wänden mit Anlauf unterhalb der Fuge. Die Folge hiervon sind Zugspannungen in der genannten Fuge selbst, welche ein Abreissen des unteren Brunnentheiles herbeiführen können, wie es häufig vorkommt.

Muss ein Brunnen durch wechselnde Schichten von Sand und Thon oder Lehm, welche letztere mit senkrechter Böschung stehen, gesenkt werden, so kann trotz gleichmässigen Anlaufes ein Abreissen eintreten, weil die Thonschichten weniger Reibung verursachen werden, als die Sandschichten. In solchem Falle wird man gut thun, eiserne Anker einzulegen.

c. Eiserne Senkbrunnen.

1. Gusseiserne Brunnen.

Eine sehr tiefe Gründung mit Brunnen, die von unten bis zur Flusssole aus Gusseisen, darüber aus Walzeisen bestanden, ist zur Herstellung der Pfeiler für die Atchafalaya-Brücke bei Louisiana ausgeführt. Die Röhren hatten 2,44 m (8') Durchmesser und im gusseisernen Theile rd. 32 mm ($1\frac{1}{4}$ "'), im schmiedeisernen 9,5 mm ($\frac{3}{8}$ "') Wandstärke. Sie wurden (125') rd. 38 m tief mittels Milroy'schen Exkavators (Grundbau S. 39) gesenkt. Der Boden bestand aus Klai, Klai mit Sand und reinem Sande. Auch Holzstämme kamen vor, die von der scharfen Brunnenscheide durchschnitten wurden.³⁾

¹⁾ Centralbl. d. Bauw. 1890 S. 68 auch Genie civil 1889 No. 23 bis 25.

²⁾ Es ist dies jedenfalls eine sehr kostspielige Lösung. Eine provisorische Aussteifung der Brunnenreihen unter den Seitenwänden gegen einander bis zur Herstellung der Sohle ohne Brunnenfundamente wäre billiger und wie im Abschnitte B. II. gezeigt, theoretisch vollkommen zulässig gewesen. (Ports maritime von F. Laroche 1893 Paris libraire polytechnique Baudry & Co.)

³⁾ Scientif. americ. supplement. 2. Juni 1883, S. 6168, mit Abb.

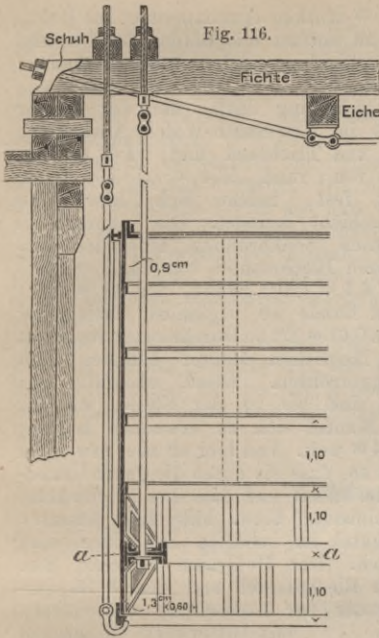


Fig. 116.

2. Brunnen aus Walzeisen.

Häufiger sind Brunnen aus Walzeisen zu sehr bedeutenden Gründungen verwendet.

Die Fig. 116 bis 120 zeigen die Konstruktion der Fundamentbrunnen der Brücke für die Station Blackfriars zu London. Die Brunnen sind so eingerichtet, dass der obere Theil derselben wieder abgenommen werden kann. Der im Boden verbleibende Theil (Fig. 116) bestand aus 0,9 bis 1,3 cm starken Blechen, welche bei dem ersten durch **X**-Eisen, bei den übrigen durch Holz (Fig. 118) ausgesteift wurden. Die Hölzer lagen auf den wagrechten Winkeleisen (Fig. 116) auf und konnten durch Lösen der Keile *a* und der Holzlaschen *bb* (Fig. 118) mit der fortschreitenden Betonirung wieder entfernt werden.

Die Brunnen wurden bis etwa 1,5 m in die feste Klaischicht mit Hilfe Priestmann'scher Exkavatoren (Grundbau S. 40, System Hall) versenkt, wobei Taucher die Ränder und Ecken frei machten. Nach der Senkung wurden die Hängeeisen (Fig. 116) durch Taucher gelöst und Beton unter allmählicher Entfernung der Holzversteifungen eingebracht. Nach Erhärtung des Betons wurde der abnehmbare Theil, welcher aus einzelnen verschraubten und mit Gummi verpackten Theilen bestand in der durch Fig. 119 kenntlich gemachten Weise an den versenkten Kästen befestigt, was, da die Oberkante des letzteren ungefähr auf Niedrigwasserhöhe lag, ohne Taucher geschehen konnte. Alsdann wurde der aufgesetzte Kasten trocken gepumpt und die Pfeiler wurden mit Werksteinverblendung bis zur Kämpferhöhe aus Ziegelmauerwerk im Trocknen hergestellt. Schliesslich wurde der obere Theil wieder abgenommen.¹⁾

Eine sehr tiefe Gründung mit eisernen Brunnen ist die der Brücke über den Sutley in Indien.

Es wurde zunächst eine mit Steinen abgedeckte Aufschüttung von 10 bis 12 m Höhe für jeden Pfeiler hergestellt, welche sowohl dazu diente, den Pfeiler zu schützen, als auch den Strom zwischen den Pfeilern zu vertiefen. Die Gründungstiefe betrug im Mittel 33 m unter Wasser. Für jeden Mittelpfeiler wurden in einem gemeinsamen Spundkasten mit Hilfe Gutmelscher Exkavatoren 3 runde Brunnen versenkt, die man oben zur Herstellung der Verbindungsbögen auskragte. Die eisernen Brunnen sind innen mit einer starken, verbolzten Holz-

Fig. 117.

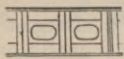


Fig. 118.

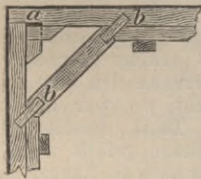


Fig. 120.

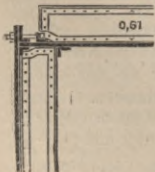
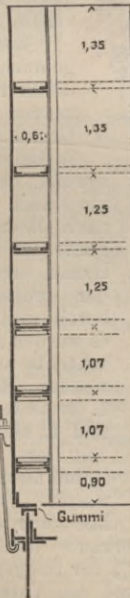


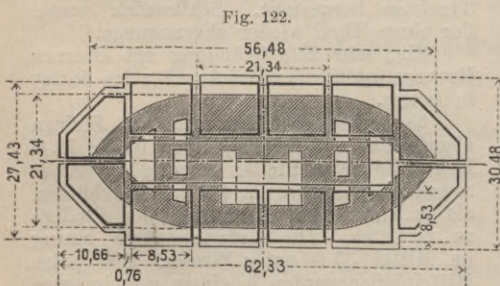
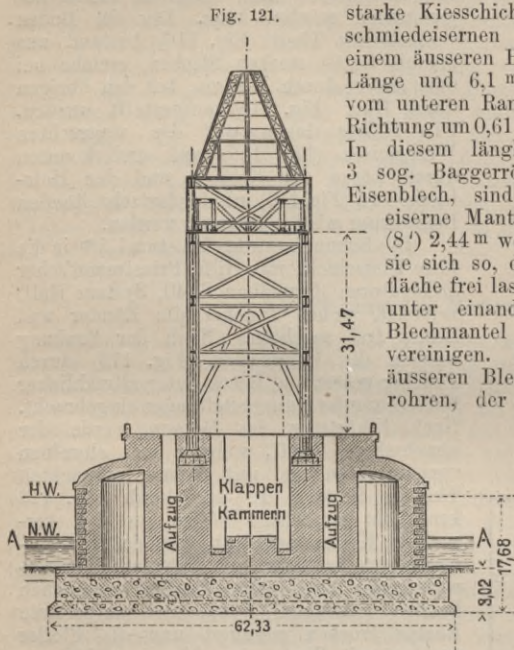
Fig. 119.



¹⁾ Centraltbl. d. Bauw. 1885. S. 333.

verstrebung und ausserdem mit einer etwa 1 m starken Ausmauerung aus Beton versehen. Nach der Versenkung wurden sie zu unterst mit Beton, darüber mit feinem Sande und zu oberst mit einer Betonschicht von 2,7 m Stärke und einer Klinkerschicht von 0,9 m Stärke ausgefüllt.¹⁾

Die tiefste bisher ausgeführte Brunnengründung dürfte die der Pfeiler für die Brücke über den Hawkesburg-Fluss in New-South-Wales (Australien) sein. Der Boden besteht hier aus Schlamm und Triebsand und wird erst in der Tiefe von rund 56,4 m (185') unter Hochwasser fest, indem sich hier eine starke Kiesschicht befindet. Die verwendeten schmiedeisernen Senkbrunnen bestanden aus einem äusseren Blechmantel von 14,63 m (48') Länge und 6,1 m (20') Breite, der 6,1 m (20') vom unteren Rande ab beginnend nach jeder Richtung um 0,61 m (2') an Durchmesser zunimmt. In diesem länglichen Mantel befinden sich 3 sog. Baggeröhren. Diese, ebenfalls aus Eisenblech, sind bis zu der Stelle, wo der eiserne Mantel sich zu erweitern beginnt (8') 2,44 m weit. Von hier ab aber erweitern sie sich so, dass sie unten die ganze Grundfläche frei lassen und dass ihre Blechmünder unter einander bzw. mit dem äusseren Blechmantel zu scharfen Schneiden sich vereinigen. Der Hohlraum zwischen dem äusseren Blechmantel und den 3 Baggeröhren, der zur Aussteifung des Ganzen mit Gitterwerk durchzogen ist, bildet sonach einen wasserdichten Raum, der das Ganze schwimmend erhält.



ganze Pfeilerhöhe von Fundamentsohle bis Oberkante beträgt 69,19 m (227'). Die Blechstärke des äusseren Mantels 9,5 mm ($\frac{3}{8}$ "), der Baggeröhre 6,3 mm ($\frac{1}{4}$ "). Auf Steine hoffte man nicht zu treffen, während das Vorkommen von Baum-

¹⁾ Ann. des trav. publ. 1885 S. 1305 mit vielen Abb.

stämmen nicht ausgeschlossen war. Man hoffte dieselben indessen mit der sehr zweckmässig konstruirten scharfen Schneide zu durchschneiden.¹⁾

Mit eckigen, eisernen Senkkasten verschiedener Grundrissform sind auch die Fundamente der neuen Tower-Brücke in London hergestellt. (Fig. 121 u. 122). Blechstärke 6 bis 13 mm, Aussteifungen alle 0,9 m durch Rahmen und Steifen aus Pitchpine-Holz. Die Brunnen bestanden wie bei der Blackfriars-Brücke aus einem unten bleibenden und einem abnehmbaren Theile, deren Fuge durch Kautschuk gedichtet wurde. Die Absenkung bis 1,2 m in den Thon hinein erfolgte in derselben Weise wie dort beschrieben, von da ab unter Wasserhaltung im Trocknen, bis die Brunnen-schneide 5,8 m unter der Flusssohle stand. Bei dieser Stellung wurde der Kastenrand noch um 2,13 m in wagrechter Richtung nach aussen und 1,52 m abwärts unterschritten, indem man unter Absteifung den Thonboden stückweise aushob und die Hohlräume sogleich mit Beton ausfüllte.

Auf diese Weise verbreiterte man das Fundament erheblich. Ob dies indessen Nutzen gebracht hat, ist sehr fraglich, da bei der Grösse der Auskragung und der viel geringeren Höhe derselben in der Unterkante des Betons wahrscheinlich Zugspannungen entstanden sind, welchen derselbe nicht gewachsen war.²⁾

d. Hölzerne Senkbrunnen.

Als Ersatz für massive, auf Pfahlrosten stehende Pfeiler, die sich durch die Erschütterung der über die Brücke fahrenden Züge verschoben hatten, wandte man auf der Bahn Chicago-Burlington-Quincy hölzerne Senkbrunnen nach Fig. 123 bis 125 an. Dieselben bestanden aus Kant-hölzern, die wie Fassdauben um kreisförmige I-Eisen befestigt waren. Die Röhren wurden nach Versenkung bis zum ersten Eisenring im Innern derselben mit Beton, und darüber einfach mit Sand gefüllt. Auf diesen hölzernen Zylindern ruht unmittelbar der eiserne Oberbau.³⁾

Noch sei einer eigenthümlichen hölzernen Brunnen-Konstruktion Erwähnung gethan, welche in Les ann. des trav. publ. 1891 Fevr. mitgetheilt und abgebildet ist. Dieselbe bewährte sich bei weichem Lehm und Torf, der über der zu erreichenden Sandschicht lag.

Der Kasten hat 4 m Höhe bei 10,15 m Länge und etwa 4,5 m Breite, ist aus einer inneren schrägen, und äusseren, senkrechten Bohlenwand mit Aussteifungen durch Balkenwerk gebildet und unten an der Schneide durch Eisen armirt. Die Längswände sind miteinander durch Holzanker verbunden. Der Hohlraum zwischen den beiden Bohlenverkleidungen wurde zu unterst auf 1 m Höhe mit Beton, darüber mit Mauerwerk ausgefüllt. Der Brunnen war oben

¹⁾ Genie civil 1891 S. 420-422.

Ein Entwurf zu einer Brunnen-gründung bis zu beliebiger Tiefe von Jandin, ist mitgetheilt in Les ann. des trav. publ. 1886 S. 1587 u. 1608 sowie im Centralbl. d. Bauw. 1887 S. 195. Jandin will die Brunnen aus einzelnen Ringen zusammensetzen, deren Gewicht nahe gleich dem des Wassers ist. Zu dem Ende soll jeder Ring aus einem inneren gemauerten und aus einem äusseren Luftbehälter bestehen. Die Luftbehälter sollen mit Pressluft von solcher Pressung gefüllt sein, wie die jeweilige Tiefe unter Wasser verlangt. Dadurch vermeidet man unnötigen Eisenverbrauch für Aussteifungen. Einzeln am Lande hergestellt, werden die Ringe zur Verwendungsstelle geflösst und dort mit einander verbunden, indem man den bereits fertigen Brunnenheil wenig unter Wasser senkt. Hat die Hülle den Grund erreicht, so werden zunächst die Schwimmkasten von unten nach oben (unter Luftdruck) mit dünnem Mörtel gefüllt, danach der Brunnen unten fortlaufender Erhöhung durch weiter aufgesetzte Ringe versenkt und schliesslich ausbetonirt. Versenkung und Ausbetonirung mit Hilfe der Jandinschen Geräte S. 17 u. S. 23

²⁾ Vergl. S. 38 d. Ergänzungen. Näheres siehe Centralbl. d. Bauw. 1894 S. 73.

³⁾ Jedenfalls eine sehr vergängliche Konstruktion über Wasser und in der Wasserlinie, unter Wasser mit oberem Abschluss durch Beton aber ganz zweckmässig, wenn gegen Eisgang geschützt. (Railroad Gazette u. Les ann. des trav. publ. 1886 oder 87).

Fig. 126.

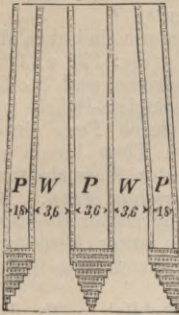


Fig. 127.



überwölbt, sodass nur 3 rechteckige Schächte übrig blieben. Der Bodenaushub geschah unter Wasserhaltung. Nachher wurde der Hohlraum unten ausbetonirt, oben ausgemauert. Preis des Fundamentes 30,92 frc./cbm.

Fig. 126 und 127 zeigen die grossen hölzernen Brunnen für die Pfeiler der Hudson-Brücke bei Poughkeepsie.

Die Brunnen sind 30 m lang, 18 m breit und zerfallen in eine Anzahl von lothrechten Schächten *P* u. *W*, welche durch 0,6 m starke Holzscheidewände von einander getrennt sind. Sie wurden am Ufer gebaut, schwimmend an Ort und Stelle gebracht und dort verankert. Die Holzwände sind aus übereinander gelegten Balken gebildet. Die Abtheilungen *P* hatten Holzböden und wurden bei der Versenkung mit Beton bezw. Kies gefüllt und belastet. Die Abtheilungen *W*, welche ohne Böden waren, dienten als Baggerschächte. War der tragfähige Baugrund erreicht, so wurden auch sie ausbetonirt, die Oberfläche durch Taucher abgeglichen und der Holzrost gelegt, auf welchem der eigentliche Pfeiler im Schutze kleiner Senkkasten aufgebaut ist. Die Unterkante der Senkkasten liegt an der tiefsten Stelle 30,5 m unter Hochwasser.¹⁾

e. Senken der Brunnen.

Ein sehr zweckmässiges Gerüst zum Senken von Röhrenpfeilern kam beim Bau der neuen Tay-Brücke zur Anwendung. Dasselbe besteht aus einem Prahm mit 4 Füssen (Fig. 128 bis 130), welche durch hydraulische Pressen (Fig. 130) höher oder tiefer gesenkt werden können. Der Prahm wird schwimmend mit genügend hochgezogenen Füssen über die Verwendungsstelle gefahren, hier möglichst genau an der richtigen Stelle verankert und dann auf die Füsse gestellt, indem man diese zunächst auf den Grund lässt und alsdann den Prahm mit den Pressen auf den Füssen so weit ausser Wasser hebt, dass der Wellenschlag ihn nicht mehr belästigen kann. Pumpe und Akkumulator für die hydr. Pressen befanden sich auf dem in einzelne wasserdichte Abtheilungen getheilten Prahm. Die 4 Füsse konnten einzeln gesenkt oder gehoben werden; sie bestanden aus Eisenrohren, waren unten offen, aber etwas verstärkt. War der Prahm genug gehoben, so wurde er an den Füssen durch Keile festgestellt. Derartige Gerüste sind 4 vorhanden gewesen, die sich sehr gut bewährten.²⁾

Für den neuen Kaiserhafen in Ruhrort wurden als Fundamente der Kai-mauern gemauerte Senkbrunnen in grosser Zahl (36) von 4 auf 5 m Grundrissfläche gesenkt. Man wandte dabei, so weit es anging (höchstens bis 4,12 m im Mittel 3 m unter dem Spiegel des Aussenwassers), Ausschachtung mittels Wasserhaltung, demnächst Vertikalbagger und für die letzten 0,3 m etwa Sackbohrer an.

Die Ausschachtung erforderte auf den Tag

3 Mann im Brunnen zu 7 M.	=	21,00 M.
2 „ oben an der Winde zu 3 M.	=	6,00 „
1 „ zum Ausschütten des Bodens aus dem Eimer in den Prahm	=	3,00 „
1 Maschinenwärter für den Kreisel von 20,5 cm Rohrdurchmesser (12 HP)	=	4,50 „
1 Heizer desgl.	=	2,50 „

Nur für Arbeitslohn 37,00 M.

¹⁾ (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889 S. 523. Näheres in Genie civil 1888 Bd. XIV S. 116 u. Ann. des trav. publ. 1888 S. 2145).

²⁾ Dies Gerüst findet sich näher beschrieben und abgebildet in Genie civil 1885 S. 278, Les ann. des trav. publ. 1885, S. 1388, Centralbl. d. Bauv. 1885 S. 278. Scientific American 1886 S. 15.

Die tägliche Senkung schwankte zwischen 0,02 und 1,55 m und betrug durchschnittlich 0,57 m. Der Erfolg wuchs mit der Uebung der Leute um 50%. 5 Brunnen wurden ausschliesslich in dieser Weise gesenkt.

Der verwendete Vertikalbagger für Handbetrieb hatte Eimer von 0,05 cbm Fassung. Er erforderte zur Bedienung:

1 Baggermeister	=	5,00 M.
6 Mann an den Kurbeln	=	18,00 "
1 " an der Schütterinne	=	3,00 "
		<hr/>
Zusammen		26,00 M.

Tägliche Leistung: 0 bis 0,97 im Durchschnitt 0,28 steig. Met. Brunnen versenkt. Der Sackbohrer endlich fasste 0,02 cbm. Er wurde von 2 Arbeitern bedient und hauptsächlich angewendet, um die Brunnen gerade zu richten. Senkung 0 bis 0,15 m, im Mittel 0,04 m.

Die Entfernung der Brunnen betrug 8 m von Mitte zu Mitte. Gründungstiefe bis -3,3. Oberkante Mauer + 6,25. Sohlentiefe vor der Mauer -1,25, Kosten für 1 lfd. Met. Mauer 560 M. Inhalt der Mauer für 1 lfd. Met. 17,87 cbm.

Ein steigendes Meter Brunnen zu senken kostete rd. 120 M. (Selbstkosten).¹⁾

Fig. 128.

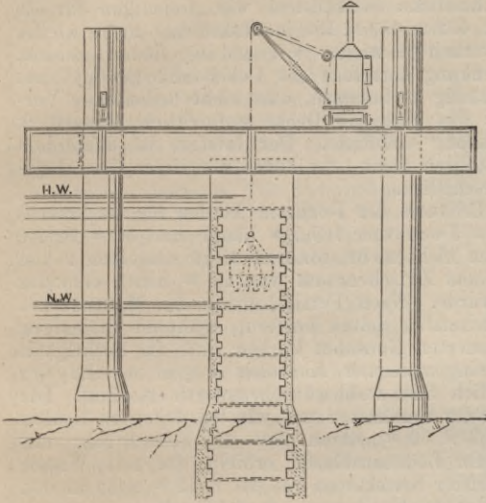


Fig. 129.

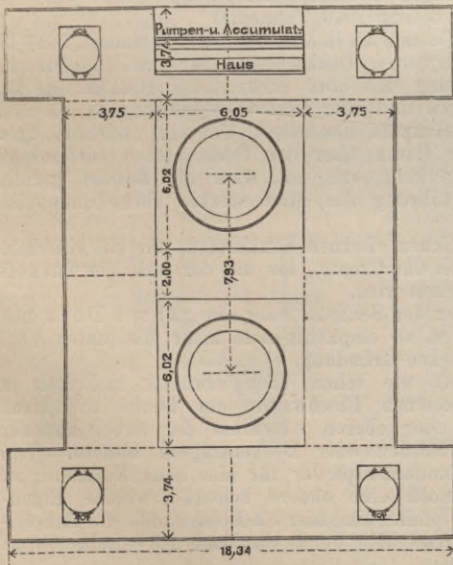
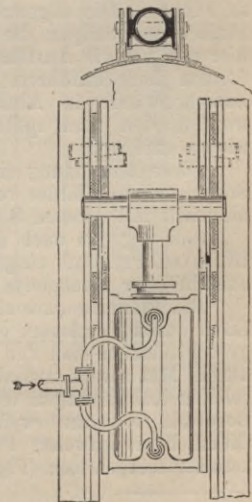


Fig. 130.



¹⁾ Näheres über die Ausführung in der Zeitschr. f. Bauw. 1889 S. 255.

VI. Luftdruckgründung.

b. Senkkasten.

α. Senkkasten aus Eisen.

Die neueren Ausführungen mit eisernen Senkkasten zeigen ausser der Ersparniss des Blechabschlusses für die Wände oder die Decke (Fig. 131) keine wesentlichen Aenderungen in der ganzen Anordnung derselben. Es ist indessen zu bemerken, dass so grosse einheitliche Senkkasten, wie diejenigen für die Trockendocks zu Toulon (Fig. 431, 432 u. 433 S. 198 im Grundbau) nicht wieder ausgeführt wurden und auch schwerlich je wieder Verwendung finden werden. Es hat sich nämlich bei der Versenkung derselben der Uebelstand gezeigt, dass es sehr schwer war, sie so gleichmässig zu belasten, dass nicht bedeutende Verbiegungen eintraten, durch welche das über der Decke aufgeführte Mauerwerk Risse bekam und seinen Zusammenhang einbüsste. Der letztere ist ausserdem bei einem in solcher Weise hergestellten Dock sehr durch die vielen Eisentheile der Träger und Zwischenwände geschädigt.

Eine spätere Ausführung des Erbauers der Docks in Toulon für das Arsenal zu Saigon zeigt für ein dortiges Dock von 167,5 m Länge und 30 m Breite bereits den einheitlichen Senkkasten nicht mehr, sondern statt desselben 2 von je 83 m Länge. Beide sind mit einem Zwischenraum von 1,5 m neben einander versenkt, der später ausgefüllt wurde. Nach Fertigstellung des Mauerwerkes wurden die Blechwände an den schmalen Seiten entfernt, während diejenigen der Längswände nebst den eingemauerten Konsolen blieben und die Dichtigkeit des Docks vermehren, was der eingemauerten Konsolen wegen, welche der Dichtigkeit jedenfalls wenig förderlich sind, wohl wünschenswerth erscheint. Die Arbeitskammern unter den Decken der Senkkasten war wie bei denen zu Toulon in je 10 Abtheilungen getheilt ($8,3 \times 30$ m), deren jede ein Schachtrohr mit Schleuse und eine Vorrichtung zum Bodenausblasen erhielt, der mit Wasser halbflüssig gemacht wurde. Ein dritter Senkkasten von 20×12 m, eng an den nächsten grossen anschliessend, bildet das Fundament eines Flügels, in dem sich der Pumpenschacht und Pumpensumpf befindet. Ein vierter Senkkasten endlich von 8×4 m bildet das Fundament für einen Pfeiler des anderen Flügels, der mit dem Dockhaupte durch einen Bogen verbunden ist.

Das Gewicht der 4 Senkkasten betrug 1900 Tonnen.¹⁾

Eine Ausführung noch jüngeren Datums ist in Ann. des ponts et chauss. 1887 II mitgetheilt und betrifft die Gründung einer Dockschleuse für das Hafenbassin zu Dieppe. Die allgemeine Anordnung des dort verwendeten Senkkastens ist ähnlich den vorigen, die Abmessungen sind aber wesentlich kleiner, da es sich hier nur um die Ausführung eines Hauptes handelte. Um ein gleichmässiges Senken herbeizuführen, wurde der Raum über der Decke durch entfernbare Zwischenwände in Abtheilungen getheilt, die mit Kies als Ballast gefüllt wurden, den man später zur Ausführung des Mauerwerkes abtheilungsweise wieder entfernte.

Diese Anwendung eines einheitlichen eisernen Senkkastens für ein einzelnes Schleusenhaupt bildet voraussichtlich die Grenze, bis zu der man in Zukunft allenfalls mit grossen Senkkasten gehen wird.

Soll dagegen auch die Kammer der Schleuse oder ein ganzes Dock mit Hilfe von Pressluft ausgeführt werden, so empfiehlt sich mehr die unter VI 1 ausführlicher behandelte Taucherglocken-Gründung.

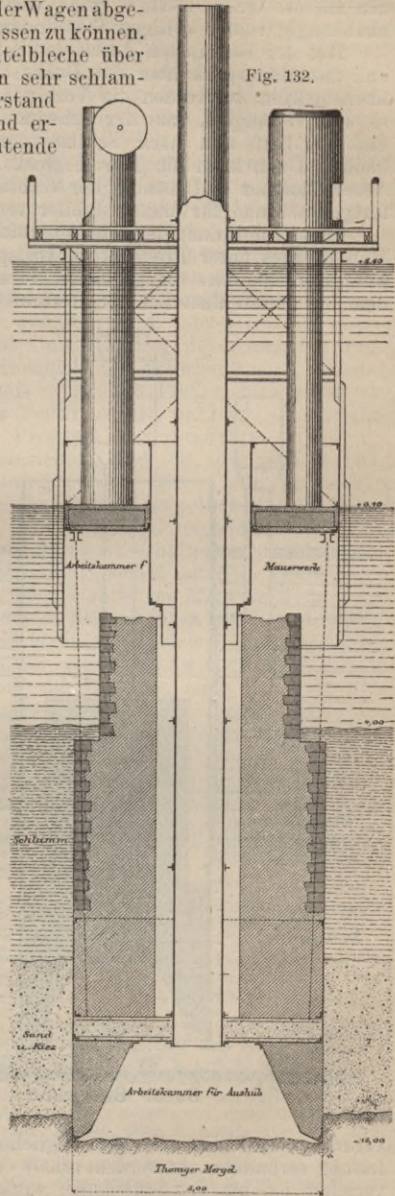
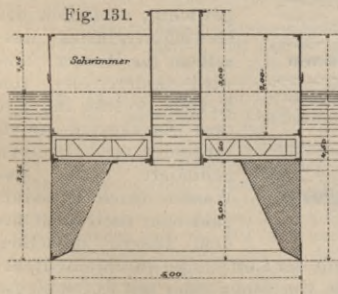
Bei Pfeilerfundamenten hat man, wie schon oben erwähnt, mehrfach an Eisen durch Fortlassen einer geschlossenen Blechwand oder Decke zu sparen gesucht, indem man den seitlichen oder oberen Abschluss der Arbeitskammer durch Mauerwerk zwischen den Konsolen oder Deckenträgern bildete. Von solchen Ausführungen sei die der Fundamentpfeiler für eine neue Kaimauer zu Bordeaux erwähnt, weil dieselbe noch eine andere bemerkenswerthe Eigenthümlichkeit aufweist. Für die Mittelpfeiler sind hier die Blechwände der Arbeitskammer fortgelassen (Fig. 131), während über der Decke noch 2,5 m hohe Wände

¹⁾ Näheres findet man in Les ann. des trav. publ. 1885 S. 1383.

angebracht sind, um die am Lande zusammengebauten, nach der Fertigstellung auf starke hierfür eigens angefertigte Wagen hinüberschoben und hier zunächst zwischen den Konsolen ausgemauerten Senkkasten, nachdem sie bei Ebbe zum Wasser gefahren und bei Fluth von den Plattformen der Wagen abgeschwommen waren, zur Versenkungsstelle flößen zu können.

Anfänglich hatte man nun die Mantelbleche über der Decke während der Versenkung in den sehr schlammigen Grund so lange über Fluthwasserstand verlängert, bis der Senkkasten festen Grund erreicht hatte. Hierbei boten sich aber bedeutende Schwierigkeiten, weil der Senkkasten in Folge des stark wechselnden Auftriebes bei Ebbe meistens so tief in den Schlamm einsank, dass dieser sowohl in die Arbeitskammer als auch theilweise in die Schachttrohe eindrang. Die Unternehmer C. Zschokke und P. Terrier suchten diesen Uebelstand zu beseitigen, indem sie den Wechsel des Auftriebes ausschlossen und erreichten dies in folgender Weise:

Sobald der zu versenkende Senkkasten auf den schlammigen Grund gestellt war, wurde bei der nächsten Fluth eine Taucherglocke, welche man durch Wände über der Decke ebenfalls flössbar eingerichtet hatte, über denselben gestülpt und durch Ketten mit dem Senkkasten verbunden. (Fig. 132.) Die Schachttrohe des Senkkastens sind durch die Decke der übergestülpten Taucherglocke in weiteren Rohren hindurchgeführt, die unter und über der Decke der letzteren mit den Seitenwänden abschliessen, während besondere, seitlich gestellte Schachttrohe die Verbindung mit der Arbeitskammer der Taucherglocke herstellen. In letzterer wird nun das Mauerwerk aufgeführt, während im Senkkasten der Boden ausgehoben wird. Beide Arbeiten erfolgen in Pressluft, aber selbstverständlich von verschiedener



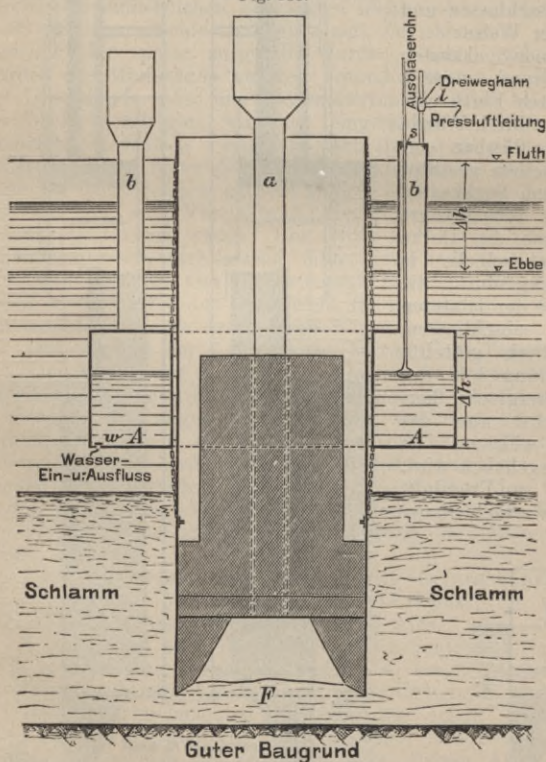
Spannung. Wenn man nun durch Verlängerung der Verbindungsketten zwischen Glocke und Senkkasten während des Fortschreitens der Arbeit die Glocke stets in etwa solcher Höhe hält, dass die Oberkante des Ballastes über ihrer Decke etwa, wie Fig. 132 zeigt, auf N.W.

liegt und jedenfalls niemals nennenswerth höher, und wenn man dann bei Fluth durch Klappen in den Wänden oberhalb der Glockendecke das Wasser über den Ballast treten lässt, so wird der Auftrieb stets nahezu derselbe bleiben, unabhängig vom jeweiligen Wasserstande.

Hat der Senkkasten durch den Schlamm hindurch den festen Grund erreicht und das Mauerwerk über der Decke die Höhe des niedrigen Wassers genügend überschritten, so werden die Verbindungsketten zwischen Glocke und Senkkasten so weit verlängert, dass der Schwimmkasten der Glocke über Wasser kommt und leer läuft und nach Schluss der Oeffnungen in der Seitenwand trocken bleibt. Dann kann die Taucherglocke, nach Entfernung der Pressluft aus ihrer Arbeitskammer und Lösung der Verbindung mit dem Senkkasten, bei Hochwasser fortgefösst und für andere Pfeiler verwendet werden.

Diese Anordnung ist sehr sinnreich, scheint aber durch die Herstellung des Mauerwerkes unter Pressluft zu kostspielig geworden zu sein, wie daraus zu schliessen ist, dass die genannte Firma die Arbeiten aufgab, die dann von dem bekannten Unternehmer Hersent fertig gestellt wurden.¹⁾

Fig. 133.



Billiger und daher empfehlenswerther ist unter solchen Verhältnissen die vom Verf. vorgeschlagene und durch Fig. 133 dargestellte Anordnung.

Der Blechmantel über der Decke des Senkkastens wird hier beibehalten und wird ringförmig von einem Hohlkörper *A* umgeben, dessen Grundfläche im ganzen gleich derjenigen *F* des Senkkastens ist und dessen Höhe *h* mindestens = dem Abstände zwischen niedrigem Ebbe- und hohem Fluthwasserstande ist. Dieser Kasten hängt an den oberen Ketten, wenn er ganz voll Wasser ist, mit seinem Eisengewichte, abzüglich des Gewichtsverlustes desselben im Wasser, und wird andererseits von Ketten, welche ihn mit dem Senkkasten unten verbinden, am Auftreiben gehindert, wenn das Wasser durch Pressluft ganz oder theilweise aus dem Innern desselben

verdrängt wird. Um dies zu ermöglichen, ist er mit der Luftpumpe durch eine Rohrleitung verbunden. Ausserdem erhält er Schachte, von denen einer mit Luftschleuse versehen ist, um den Schwimmer zugänglich zu machen, während der andere nur durch einen Deckel verschlossen ist. In letzterem befindet sich eine Stopfbüchse *s*, durch welche die Stange eines im ringförmigen Kasten befindlichen Schwimmers nach

¹⁾ Ann. industrielles 1891, Nov. S. 546. Genie civil 1893 Bd. 23 S. 218.

aussen geführt ist, um den Wasserstand im Innern jederzeit erkennen zu können. Bei höchster Fluth muss nun der Kasten *A* ganz voll Wasser sein, während man entsprechend dem Fallen des Wassers bei Ebbe den Wasserstand im Kasten vermindert, indem man das Wasser durch Zuführung von Pressluft aus dem geöffneten Bodenventil *w* hinausdrückt. Umgekehrt lässt man bei steigender Fluth wieder Wasser in *A* ein, indem man Pressluft entweichen oder von den Luftpumpen absaugen und nach stärkerer Verdichtung dem Senkkasten zuführen lässt. Es erscheint nicht ausgeschlossen, das Steigen und Fallen des Wasserstandes im Raume *A* auch selbstthätig zu regeln.

Der Kasten muss selbstverständlich durch Verlängerung bezw. Verkürzung der unteren und oberen Ketten stets in solcher Höhe gehalten werden, dass er sich nicht auf den Grund setzt. Wendet man statt getrennter Ketten solche ohne Ende an, welche oben und unten über Rollen laufen, so lässt sich das Heben des Schwimmers *A* von oben (ohne Hilfe von Tauchern) ausführen.

Hat der Senkkasten den festen Grund erreicht und ist das Mauerwerk bis etwas über N.W. gediehen, so wird der Blechmantel des Senkkastens vom Innern aus, während der Raum *A* voll Wasser gehalten wird, abgeschraubt. Darauf wird *A* entleert und der Blechmantel mit Unterstützung des Auftriebes von *A* gehoben, auseinander genommen und schliesslich der Schwimmkasten selbst bei Fluth mit dem unteren Theile des Mantels über den Pfeiler hinweg zu einer anderen Verwendungsstelle geflösst. Das Ventil *w* wird während dieser letzten Arbeiten geschlossen gehalten, um keine Pressluft zu verbrauchen.

Wenn man den Schwimmkasten so einrichtet, dass er sich nach Bedarf in eine Anzahl wasserdichte Abtheilungen zerlegen lässt, deren jede für sich mit Luft oder Wasser gefüllt werden kann, so hat man in demselben ein sehr brauchbares Werkzeug, mit dessen Hilfe man den Pfeiler bei ungleichmässiger Tragfähigkeit des Baugrundes in senkrechter Stellung zu erhalten vermag.¹⁾

Bei einer Kaimauer in Lissabon²⁾ hat man zunächst mit Hilfe eiserner Senkkasten einzelne Pfeiler in Abständen von 12 bis 14 m von Mitte zu Mitte gebaut, dieselben im Schutze von abnehmbaren eisernen Seitenwänden bis 2 m unter N.W. aufgemauert, und hier durch eine Mörtelschicht abgeglichen. Nach Entfernung der abnehmbaren Seitenwände hat man dann eiserne, schwimmende Senkkasten (vergl. Grundbau S. 154 u. f.) mit unterem, durch starke, längs gelagerte Blechträger versteiften Boden, deren Wände ebenfalls abnehmbar waren, über die zu verbindenden Pfeiler geflösst und in denselben das aufgehende Mauerwerk aufgeführt, bis der Kasten auf den Pfeilern aufstand und das Mauerwerk über N.W. reichte. Dann wurden die Seitenwände der Schwimmkasten entfernt, die Schlitzlöcher über den Pfeilermitten zwischen den benachbarten Schwimmkasten-Arbeiten ausgefüllt und das übrige Mauerwerk im Zusammenhange ausgeführt. Die Ueberbrückung der Pfeileröffnungen geschah zunächst durch die eisernen Träger, über denen jedoch Entlastungsbögen ausgeführt waren.³⁾

¹⁾ Näheres über die Bauausführung in Bordeaux findet man in: Zeitschr. f. Bauwesen 1891 S. 351. Schweizerische Bauztg. 1891 Jan. S. 26, 34, 37, 38. Ann. industrielles 1891 Mai S. 516 u. 547.

²⁾ Les ann. des trav. publ. 1891, S. 2305.

³⁾ Die weiteren Ausführungen mit verloren gehenden eisernen Senkkasten bringen wenig Neues. Es möge daher nur auf die nächstehenden Quellen verwiesen werden: Bau der Dnjeprbrücke bei Jekaterinoslaw. Engineering 1885 Jan. 16., 23. u. 30., auch Wochenschr. d. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1884 S. 333—335.

Luftdruckgründung des Gebäudes des Magasin du printemps in Paris, Deutsche Bauztg. 1886 S. 335. Ausführliche Beschreibung der Gründung des Leuchthurmes auf dem rothen Sande in der Wesermündung (vergl. Grundbau S. 290) im Centralbl. d. Bauv. 1886 S. 1, 2, 13 u. 14.

Gründung des Eifelhurmes in Paris. Eisernen Senkkasten mit Blechmantel über der Decke. Vorwiegend Beton verwendet, nur in den Konsolen u. um die Schachtröhre herum Mauerwerk. Luftschleusen ähnlich denen nach Fig. 508 im Grundbau, Doppeleimer, einer aufsteigend, einer abwärts gehend. Scientific American 1887, S. 9687. Zahlreiche Arbeiten über Entwürfe für eine Brücke zwischen Frankreich und England in The Engineer 1889 S. 265. Genie civil 1889 Bd. XV, S. 589. Centralbl. d. Bauv. 1889 S. 458—60, 471—72, 479—82. Deutsche Bauztg. 1890 S. 65—67, 93—94. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890 S. 496. Engineering 1892 II, S. 373. Der Techniker 1892 Jahrg. XV, S. 13. Ann. industrielles 1892 S. 797. Genie civil 1893 S. 156, Engineer 1893 S. 85.

Seine-Brücke bei Manoir, Genie civil 1893 Bd. XXIII, S. 297.

Bonar-Brücke über den Dornoch in Schottland. Engineering 1893 II, S. 236 u. 298. Neue Strassenbrücke über den Tyne bei Newburn. Gusseiserne Zylinder von 1,5 m Durchmesser. Grösste Länge der Zylinder 27 m, 21,5 m unter H.W. gesenkt. Nachher mit Beton ausgefüllt. Engineer 1893 II, S. 215.

γ. Senkkasten aus Holz.

Die neuerdings bei Pressluftgründungen in Amerika verwandten hölzernen Senkkasten zeigen wenig Abweichung von den im Grundbau Fig. 479 bis 483 mitgetheilten Konstruktionen. So ist der Senkkasten für eine Brücke bei Plattsmouth (Genie civil Tome VII No. 3 16. Mai 1885) ähnlich dem in Fig. 482 u. 483 von der Bismarck-Brücke aus Fichtenholz hergestellt. Von der ebenfalls doppelten äusseren Bohlenverkleidung ist die untere Lage aus Yellow-Fichte diagonal, die obere aus Eichenholz senkrecht genagelt. Die Längswände des Senkkastens sind 2 mal verankert, die Querwände gar nicht. Die Decke bestand aus flach gelegten $15/25$ cm starken Hölzern, die nicht mit Bohlen benagelt, sondern mit Beton überschüttet waren. Länge des Senkkastens 15,25 m, Breite 6,1 m, Höhe der äusseren Verschalung 4,65 m.¹⁾

Die erste Anwendung hölzerner Senkkasten in Deutschland geschah durch die Firma Ph. Holzmann & Co. beim Bau der Mainbrücke bei Kostheim. (Centralbl. d. Bauverw. 1888 S. 176). Die in Fig. 134 bis 136 dargestellte Konstruktion ist sehr sparsam im Holzverbrauch und wird in Folge dessen auch in Gegenden mit höheren Holzpreisen bei mässigen Abmessungen des Senkkastens billiger als eine Ausführung in Eisen werden können.

Der Senkkasten hatte 5 m Breite und 16,8 m Länge und wurde mittels 6 Spindeln von festen Gerüsten auf die Sohle hinabgesenkt. Die Aussenwand bestand aus lothrechten 6 cm starken, die Innenwand aus wagrechten, 5 cm starken, gespundeten Bohlen. Der Raum zwischen Innen- und Aussenwand wurde mit Beton ausgefüllt. Die Bohlenverkleidung ist unmittelbar auf die 1,1 m von Mitte zu Mitte entfernten Binder aufgenagelt, deren Anordnung und Zusammenhang Fig. 134 u. 135 zeigt. An den Aufhängepunkten sind stets Doppelbinder angeordnet.

Die Aufhängespindeln sind in einen Wirbel mit Gewindebohrung eingeschraubt, welcher zwischen 2 Flacheisen und 2 C-Eisenstücken eingebaut ist. Die Flacheisen ziehen sich bis zu dem Längsschneidebalken (Fig. 135 und 136) und tragen mittels Knaggenblechen diesen Balken und die in der Seitenwand liegende Verstrebung, sowie die beiden oberen Querbalken des Binders.

Zur Befestigung der Schachtröhre sind zwischen 2 Bindern Wechsel eingelegt und ein Blechkasten mit starker oberer Tragplatte angebracht, auf welchem der Rohrfuss ruht.

Die Konstruktion der Schneide ist in Fig. 136 in grösserem Maasstabe dargestellt. Die äusseren Verkleidungsbohlen gewinnen durch dieselbe einen festen Halt, wodurch wieder eine vorteilhafte Steifigkeit der Verbindung der Schneide mit den Längsbalken erzielt wird.

Der Senkkasten wurde auf einem Schiffe zusammengebaut. Sämmtliche Holzverbindungen sind mittels schwalbenschwanzförmiger Ueberblattungen, kreuzförmiger Zapfen usw. auf das sorgfältigste hergestellt, was allerdings die Steifigkeit des Ganzen sehr erhöht, aber für den provisorischen Zweck einer solchen Konstruktion zu kostspielig ist.

Die Dichtigkeit liess nichts zu wünschen übrig. Der zur Dichtung der Fugen verwandte Kitt wurde durch das Quellen des Holzes im Wasser sogar herausgepresst. Nur an der Stelle, wo die eiserne Schneide mit dem Längsbalken zusammentrifft (Fig. 136), war eine luftdurchlassende Fuge geblieben, die wegen ihrer Lage unter dem Längsbalken nicht erreicht werden konnte, um gedichtet zu werden. In Folge dessen war das Wasser nur bis zur Unterkante des hölzernen Längsbalkens (etwa 13 cm über der eigentlichen Schneide) zu verdrängen. Es empfiehlt sich daher auch an der Innenwand eine schwache, aber dichte Blechverkleidung etwa 0,2 bis 0,3 m hoch hinaufzuziehen, deren oberen Anschluss an die Holzbekleidung man stets dichten kann.

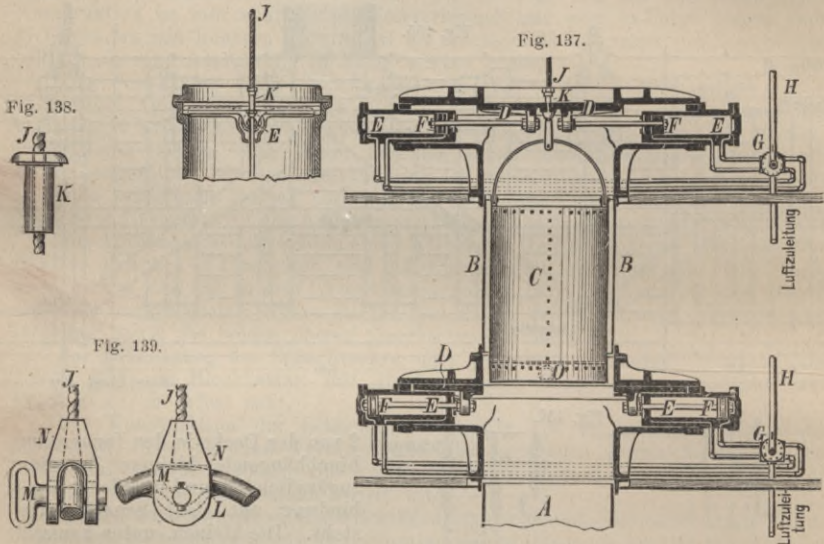
Leider giebt die angef. Quelle nichts über die Menge der verbrauchten Baustoffe und die Kosten des Senkkastens.

¹⁾ Aehnlich ist auch der Senkkasten für eine Brücke über den Missouri (Scientific American 1887 S. 9887), der nur in den Abmessungen von dem für die Bismarck-Brücke über den gleichen Fluss abweicht. Dagegen zeigen die Senkkasten für die Strompfeiler einer Brücke über den Missouri in Kansas City (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889 No. 16 S. 361), sowie die für die Washington-Brücke über den Harlem-Fluss bei New-York (Nouvelles annales de la constr. 1891 No. 438, Juni S. 84) noch die aus mehreren Lagen dicht an dicht gelegter Hölzer bestehende Decke der East-River-Brücke, Fig. 479—81 im Grundbau.

einen Mechanismus so von einander abhängig gemacht sind, dass der untere (äussere) nicht geöffnet werden kann, bevor der obere geschlossen wurde.

Nicht zweckmässig ist bei dieser Anordnung die Benutzung der engen Betonschleusen zum Einsteigen für die Arbeiter. (Vergl. hierüber VI. k. a.). Ferner fehlte der Schleuse allem Anscheine nach ein Sicherheitsventil; denn nach der Quelle stieg der Luftdruck beim Ausbetoniren des Senkkastens bis auf 3 Atm., trotzdem nur 2 erforderlich waren.

Indem in Betreff der bei dem Bau der Schleuse zu Dieppe und der Dahnarnock-Brücke in Glasgow verwandten Schleusen auf die Quellen: Ann. des ponts et chauss. 1877 und Engineering I. S. 384 verwiesen werden mag, sei hier eine besondere Vorrichtung mitgetheilt, welche dazu bestimmt ist, ähnlich denjenigen von Fig. 522, 523 im Grundbau, nur die Fördereimer durchzuschleusen. Dieselbe ist nach dem Engineering Record (Centralbl. d. Bauverw. 1894 S. 220) von Barr beim Bau der Brücke über den Harlem-Fluss bei New-York verwandt und besteht nach Fig. 137 bis 139 aus einem auf dem Materialenschachte A



sitzenden Zylinder B, der gerade gross genug ist, um den Fördereimer C aufzunehmen. Der Zylinder kann oben und unten durch 2theilige, wagrechte Absperrschieber DD geschlossen werden, welche durch die Kolben FF der Druckluftzylinder E vorgeschoben werden, wenn die Vierweghähne GG mittels des Hebels H entsprechend gesteuert werden. Zum dichten Abschluss sind die gleitenden Auflagerflächen der Schieber gehobelt. Wo die beiden Schieberhälften an einander stossen, erfolgt die Dichtung mittels eines Gummistreifens.

Fig. 137 zeigt die oberen Schieber geschlossen, die unteren offen, sodass der Eimer an dem Drahtseil J hinabgelassen werden kann. Das Seil wird dabei in der in Fig. 138 besonders dargestellten Stopfbüchse K geführt, welche sich in eine auf der Mitte der Schieberfuge befindliche Oeffnung legt. Der Henkel des Eimers, wie Fig. 139 zeigt, mittels eines Vorsteckbolzens M in der am Seil befestigten Gabel N festgehalten. Er trägt am Boden einen Ring O, mit dem er abgekippt werden kann.

Mit dieser Vorrichtung soll nach der Quelle die Bodenförderung schneller, bequemer, billiger und mit weniger Verlust von Druckluft ausgeführt sein, als bei Verwendung von Materialenschleusen, welche ähnlich den Arbeiterschleusen eingerichtet seien. Dieses Urtheil kann übrigens nur für schlechtere Konstruktionen allgemein zugegeben werden. Schleusen mit doppelten, abwechselnd bis oben hin

zu füllenden Materialkammern nach Anordnung der Fig. 508 im Grundbau fördern ebenso schnell und verbrauchen weniger Luft, als die stets undichte Stopfbüchse (vergl. Grundbau S. 240).

Endlich sei noch die von Hersent beim Taucherschacht zu Brest (Revue industrielle 1879 S. 133) verwandte Fördervorrichtung erwähnt, bei welcher der Boden nicht förmlich ausgeschleust, sondern durch ein senkrechtcs Pater-nosterwerk nach Art der Ketten- oder Jauchepumpen (Fig. 124 im Grundbau) gehoben wird. Sowohl das aufsteigende als das absteigende Kettenende wird in einer glatten Röhre geführt, gegen deren Wände die einzelnen Scheiben durch Manschetten an ihrem Umfange luftdicht abgeschlossen werden. Die Ketten laufen oben in der freien Luft und unten im Senkkasten über Turase. Die Förderkübel werden auf die Scheiben zwischen die Doppelketten gestellt.

Die Vorrichtung ist nur dann ungefährlich, wenn der obere Turas ähnlich den Scheiben für Gallesche Ketten mit Zähnen versehen ist, welche die etwa reissende Kette am Abgleiten hindern, und wenn ferner die Gleichung:

$$Q + L < p \cdot \pi r (r + \mu^2 b n) \text{ erfüllt ist.}$$

Q = Eigengewicht der halben Kette mit Scheiben und Manschetten in kg.
 L = Nutzlast einschl. der Förderreimer für das voll belastete ziehende Kettentrum in kg.
 r = Halbmesser der Förderrohre.
 p = Luftüberdruck in kg für 1 qcm, welcher in der Taucherglocke herrscht.
 μ = Koeffizient der Reibung zwischen Manschette und Rohr.
 n = Anzahl der Kettenscheiben, welche sich in einem Förderrohre befinden.
 b = Breite der Manschetten in cm.

Der Fortschritt der Elektrotechnik hat auch bei den Fördereinrichtungen sehr günstig eingewirkt, indem vielfach der elektrische Betrieb für dieselben angewendet wird. Dieser ist hier ganz besonders geeignet wegen der bequemen Kraftzuleitung und des geringen Raumes, den die Winden erfordern.

β . Statische Berechnung der Luftschleusen.

Die Herstellung des Flusseisens hat solche Fortschritte gemacht, dass es unbedenklich erscheint, dieses Material auch für Luftschleusen und Schachtröhre zu empfehlen. Die Qualität sowohl für Schweisseisen als auch für Flusseisen ist nach den neuesten Grundsätzen für die Prüfung der Materialien zum Bau von Dampfkesseln zu prüfen¹⁾, und zwar sind bei Flusseisen nur Mantelbleche 1. Qualität zu verwenden.

Wegen der Berechnung des Schleusenmantels bzw. der Schachtröhre möge bemerkt werden, dass Untersuchungen von Wehage²⁾ es wahrscheinlich erscheinen lassen, dass ein nach 2 zu einander senkrechten Richtungen auf Zug beanspruchter Körper (s , u. s'') nicht erst dann zerreißt, wenn der Zug (s) in der Richtung, in welcher er am stärksten beansprucht ist, die Zerreißfestigkeit K des Stoffes übersteigt, sondern dass auch der Zug in der anderen Richtung einen Einfluss ausübt und zwar dergestalt, dass bei Blechen aus einem nach allen Richtungen gleich widerstandsfähigen Stoffe (Flusseisen, Gusseisen) der Bruch erfolgt, wenn $s^2 + s''^2 = K^2$ wird. Hat der Stoff in der einen Richtung die Zerreißfestigkeit K_α in der anderen dazu senkrechten die Festigkeit K_β , so erfolgt der Bruch, wenn $\left(\frac{s}{K_\alpha}\right)^2 + \left(\frac{s''}{K_\beta}\right)^2 = 1$ wird.

Will man diesem Verhältniss bei der Näherungsformel VII S. 247 im Grundbau für Röhren mit innerem Drucke Rechnung tragen, so setze man für Flusseisen und Gusseisen:

$$\text{VII}^a \delta = \frac{\sqrt{5} \cdot p \cdot R}{k} + 0,3$$

und darin k für Flusseisen = 1000 kg/qcm, für Gusseisen = 350 kg/qcm.

¹⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890 S. 955.

²⁾ Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890 S. 312.

Für Schweisseisen erhält man:

$$\text{VII}^b \quad \delta = 10 \cdot p \cdot R \sqrt{\frac{1}{K_a^2} + \frac{1}{4 K_\beta^2}},$$

worin K_a u. K_β die verschiedenen Zerreißfestigkeiten des Schweisseisens, und zwar K_a in der Richtung des Umfanges des Zylindermantels, K_β aber in der Richtung parallel zur Zylinderaxe bedeutet.

Selbstverständlich sind die Bleche so zu legen, dass die Walzfaserichtung in die Richtung des Umfanges fallen, sodass K_a die (grössere) Zerreißfestigkeit in dieser Richtung wird.

f. Luftpumpen (Luftpresen) und Luftleitung.

α. Berechnung des Kraft- und Luftbedarfs.

Bei der auf S. 268 des Grundbau mitgetheilten Tabelle ist bei den Luftpresen nur ein Nutzeffekt von 50% zu Grunde gelegt. Es liefern nun zwar neuere Konstruktionen einen höheren Effekt (vergl. die Bemerkung über den Kompressor von Riedler, weiter unten), sodass die in der Tabelle berechneten Arbeitsleistungen reichlich gross erscheinen. Trotzdem können dieselben auch ferner für Pressluftgründungen zur Benutzung empfohlen werden, weil die Instandhaltung der Maschinen nie so sorgfältig erfolgt, wie bei ständigen-Pressluft-Anlagen und weil eine reichliche Kraftreserve wünschenswerth ist.¹⁾

β. Konstruktion der Luftverdichtungs-Maschinen.

2. Beschreibung einiger Luftpresen.

Die neueren Vervollkommnungen der Luftpresen bestehen namentlich in der Anwendung gesteuerter Ventile und Klappen und der mehrstufigen Kompression, sowie in der möglichsten Einschränkung des schädlichen Raumes und der Herstellung eines möglichst geräuschlosen, stossfreien Ganges.

So hat Prof. Riedler für die Druckluft-Anlage zu Paris einen Cockerill-Kompressor nach obigen Gesichtspunkten umgebaut. Bei der hier angewendeten 2stufigen Kompression wird die Luft möglichst kalt von ausserhalb des Maschinenraumes gesaugt, auf etwa 2 Atm. verdichtet, in einen Zwischenbehälter gedrückt, hier durch Wassereinspritzung vollständig auf die ursprüngliche Temperatur abgekühlt, aus dem Behälter durch den zweiten Zylinder gesaugt und nun auf 6 Atm. verdichtet. Die Ventile sind Gummiklappen besonderer Art und zwangsläufig gesteuert. Der Ventilverlust soll vollständig vermieden sein.

Diese Anordnungen wirkten nach Riedler (Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1891 S. 113) so günstig, dass der umgebaute Kompressor mit 1 Dampfpferdekr. in 1 Stunde rd. 10,4 cbm angesaugte Luft auf 6 Atm. Enddruck verdichtet, während der Cockerill-Kompressor nur rd. 8,4 und die Sturgeon-Kompressoren (Grundbau S. 276, Fig. 584) nur 7,6 cbm verdichteten. Gegen die letzteren würde der Kompressor von Riedler also 30% mehr leisten.

Die mehrstufige Kompression würde bei Luftdruckgründungen, bei denen der Verdichtungsgrad wechselt, allerdings nur schwer verwendbar sein (allenfalls noch bei besonders tiefen und grossen Gründungen), jedoch werden auch die anderen erwähnten Neuerungen bereits Vortheile gewähren.

¹⁾ Von neuerer Litteratur über diesen Gegenstand sei erwähnt: Weyrauch, Bemerkungen über die Pariser Druckluft-Anlage: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889 S. 961 u. 991. Theorie der Luft-Kompression mit Einspritzung vom Ing. H. Lorenz: Civilingenieur 1890 S. 100. Ueber den Druckverlust der Pressluft in Röhrenleitungen von Prof. Ledoux: Ann. des mines 1892 Nov. S. 541. Ausz. in Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1893 S. 411. Ledoux setzt $\Delta p = \gamma \cdot \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{w^2}{2g}$, worin Δp = Druckverlust f. d. Flächeneinheit, γ = Dichte d. Luft (Gewicht f. 1 cbm), λ im Mittel = 0,0179, l u. d Länge und Weite der Röhre, w die Geschwindigkeit d. Luft, g = 9,81 m. Die Formeln für die Leitungswiderstände in Röhren sind besprochen in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1884 S. 540.

Eine eigenartige Anordnung zeigt die Luftpresse der amerikanischen Ingersoll Sergeant Manufacturing Co. (Fig. 140 u. 141).

Die Luft tritt durch die hohle Stange *E* in das Innere *J* des hohlen Kolbens und gelangt von hier durch die Ringventile *G* und *G*₁ in die beiden Zylinderseiten. Die Ringventile *G* (Fig. 141) haben je 6 längliche Nuten zur Aufnahme von Stiften, die den Hub begrenzen. *H* und *H*₁ sind die Druckventile, durch welche die Pressluft nach der Rohrleitung *F* entweicht. *J*₀ und *J*₁ sind Räume für das Kühlwasser. Als Vorzüge dieser Konstruktion werden gerühmt: 1) dass

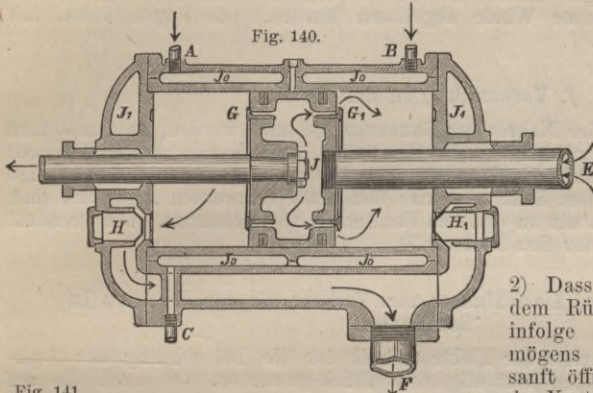


Fig. 141.



zu sein braucht, 4) dass mittels eines über das Rohr *E* gestülpten Leitungsrohres leicht eine Verbindung zur Zuführung der Frischluft von aussen geschaffen werden kann. Die etwas heikel erscheinende Anordnung der Stifte zur Begrenzung des Hubes der Ringventile soll sich gut bewährt haben. Ein Bedenken gegen diese Konstruktion ist die schlechte Zugänglichkeit der Saugventile. Jedenfalls müssten die Zylinderdeckel so konstruiert werden, dass sie sehr schnell zu lösen sind. Ob der Nutzeffekt bei zwangsläufigen Ventilen nicht noch günstiger ist, als bei den nur durch das Beharrungsvermögen sich öffnenden, kann nur durch Versuche festgestellt werden, erscheint aber wahrscheinlich.¹⁾

Als Stoff für Luftpumpenklappen hat sich in neuerer Zeit Leinwand sehr bewährt. Leinene Klappen kosten nur $\frac{1}{3}$ von Gummiklappen, halten aber 2 bis 3 mal so lange.²⁾

g. Versenkungsarbeiten.

α. Versenkung auf den Grund.

3. Senkungsapparate.

Die Senkungsspindeln, welche die Firma Harkort benutzt, sind in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890 Taf. 17 abgebildet. Sie gestatten zwar ein Einstellen der Schraubenspindel in die Richtung des Zuges, haben aber keine Vorrichtung zur Aufnahme des Kettenzuges, während die Spindeln zur Verlängerung der Ketten entlastet werden.

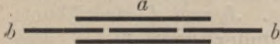
¹⁾ Centralbl. d. Bauv. 1890 S. 544.

²⁾ Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinen-Wesen 1888 S. 231. — Endlich sei noch auf folgende Arbeiten verwiesen: Ueber trockene Schieber-Kompressoren: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885 S. 929. Ueber Luftpressen eine Arbeit von H. Hagens in ders. Zeitschr. 1878. Es werden Rotations-Steuerungen empfohlen. Ueber die mehrstufige Kompression und Expansion der Luft von Ludwig in ders. Zeitschr. 1891 S. 1393.

4. Versenkung mit eisernen und hölzernen Mänteln.

Um die eisernen Mäntel nach fertiger Versenkung wieder gewinnen zu können, hat Cottrau bei Gründungen gelegentlich der Tiber-Regulirung dieselben aus etwa 0,75 m breiten und 5 m hohen Blechstreifen *b* hergestellt, welche nach nebenstehender Abbildg. (Fig. 142) durch Theile *a* verbunden wurden, die aus einem Füllstücke mit aufgenieteten Flacheisen bestanden und so eine Führung bildeten. Die Verbindung mit dem Senkkasten erfolgte durch schwache Niete, die beim Herausziehen der Manteltheile mittels einer Winde abgerissen wurden. Die Fugen waren mit Hanfabfällen gedichtet.¹⁾

Fig. 142.



β. Versenkung in den Boden.

Sollen Pfeiler in der Nähe alter Bauwerke gesenkt werden, so muss man letztere vor der Unterwühlung durch die unter der Schneide des Senkkastens austretende Pressluft sichern. Man erreicht dies am einfachsten dadurch, dass man die Schneide an den Seiten, welche den alten Bauwerken zugekehrt sind, etwas tiefer hinabführt als an den den Bauwerken abgewendeten. Die Pressluft entweicht dann nur unter den letzteren.²⁾

h. Beleuchtung und Einrichtungen zum Verkehr mit den Arbeitern im Senkkasten.

Durch die Fortschritte der Elektrotechnik ist die Beleuchtung der Senkkasten mittels Glühlampen jetzt allgemein üblich geworden. Ob auch die auf S. 298 des Grundbau empfohlene Telephon-Verbindung bereits ausgeführt wurde, ist nicht bekannt geworden.

k. Sicherungsmittel für den Betrieb der Luftdruck-Gründungen.

a. Sicherheits-Vorschriften hygienischer Art.

Zu Punkt 12 der im Grundbau unter obiger Ueberschrift gegebenen Vorschriften ist Folgendes hinzuzufügen:

12a. Der Ausschleusungshahn ist, wenn den Arbeitern das Ausschleusen überlassen werden soll, so zu gestalten, dass mit demselben ein schnelleres Ausschleusen, als vorgeschrieben, überhaupt nicht möglich ist.

12b. Bei sehr lange dauerndem Ausschleusen (sehr grossen Tiefen) ist durch Zuführung von etwas frischer Pressluft zur Luftschleuse auch während des Ausschleusens dafür Sorge zu tragen, dass die Schleusenluft durch den langen Aufenthalt der Arbeiter nicht gesundheitsgefährlich werde.

Punkt 12a u. b kann man dadurch erfüllen, dass man den Hahn für den Eintritt der Pressluft in die Schleuse absichtlich mit einer Undichtigkeit versieht, sodass auch noch Pressluft einströmt, wenn der Hahn ganz geschlossen ist, und wenn man ferner den Hahn zum Ausschleusen mit einer beliebig verstellbaren Vorrichtung versieht, welche die Drehung desselben auf einen beliebigen Theil des Viertelkreises, welcher der vollen Oeffnung des Hahnes entspricht, beschränkt.

Bei sehr grossen Tiefen kann man auch dadurch einen langsamen Uebergang in die freie Luft in zweckmässiger Weise erreichen, dass man die Arbeiter

¹⁾ Wochenschr. d. Oesterr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1886. S. 233. — Eine viel komplizirtere Konstruktion für einen nachträglich lösbaren Mantel hat sich die österr. Unternehmer-Firma Gebr. Klein, A. Schmoll & E. Gärtner patentiren lassen. Näheres in den Technischen Blättern 1885 Heft 1. Auszögl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886 S. 233 u. 234. Auch Les ann. des trav. publ. 1885 S. 1378.

²⁾ Dies Verfahren wurde bei dem preisgekrönten Entwurfe für die Neckar-Brücke bei Mannheim von Benckiser, Bernatz, Grün u. Manchot, soviel bekannt, zuerst angewendet. (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hann. 1888 S. 146).

mehre „Uebergangsschleusen“ passiren lässt, jede mit etwas geringerem Luftdruck (etwa $\frac{2}{3}$ und $\frac{1}{3}$) und in jeder einen Aufenthalt anordnet, welcher genügt, um die Spannung der im Blut enthaltenen Gase auf die Spannung der Luft in der betreffenden Schleuse zurückzuführen. Also die Zeit von mindestens 1, besser 2 vollen Blutkreisläufen [10 Minuten].

Als weitere hygienische Vorschriften sind noch hinzuzufügen:

12c. Der zum Aus- und Einschleusen benutzte Raum muss eine solche Grösse haben, dass auf jeden Kopf der gleichzeitig einzuschleusenden Leute mindestens $\frac{3}{4}$ cbm Raum entfällt und der Gesamtinhalt desselben mindestens 2,5 cbm umfasst.

12d. Es ist strenge darauf zu achten, dass der Ausschleuseraum nicht gleichzeitig von mehr Menschen henutzt werde, als die unter 12c. gegebene Vorschrift zulässt.

Zu Punkt 14 ebenda: Als Beleuchtung darf nur elektrische verwendet werden.

14a. Bei Gründungen in undurchlässigem Boden muss die verbrauchte Luft künstlich abgeführt werden. Anderenfalls sind von Zeit zu Zeit Prüfungen über den Kohlensäure-Gehalt der Luft im Arbeitsraume anzustellen.

Nach neueren Versuchen ist zwar die reine Kohlensäure unschädlich, es sind vielmehr andere, der ausgeathmeten Luft beigemischte Gase, welche die Lebensgefahr der verbrauchten Luft bedingen (Anthropotoxin). Man kann aber annehmen, dass diese Gase proportional dem Kohlensäure-Gehalte in der durch Athmung verdorbenen Luft wachsen. Sie werden auch zugleich mit der Kohlensäure durch Behandeln mit Alkalien aus der Luft entfernt (vergl. Abschn. VI f a.): Die Verfahren der Untersuchung auf Kohlensäure sind also noch verwendbar und es empfiehlt sich hierfür besonders der kontinuierlich-selbstthätige Luftprüfer von Wolpert. Derselbe beruht auf dem einfachen Prinzip, dass die Farbreaktion, welche eine bestimmt-gefärbte Flüssigkeit durch Kohlensäure erfährt, beim Herabfliessen an irgend einem Gegenstande nach bestimmter Weglänge eintritt, deren Grösse im umgekehrten Verhältniss zum Kohlensäure-Gehalte der Luft steht. Die Konstruktion ist die folgende:

In ein niederes, weites Glasgefäss wird verdünnte Sodalösung gefüllt, welche durch Zusatz von Phenolphthalein geröthet ist. Die Flüssigkeit, die man zum Schutz gegen die Einwirkung der Kohlensäure mit etwas Mineralöl bedeckt, trägt einen vernickelten Metallschwimmer mit daran befestigtem heberförmigem Röhrchen. Durch den Heber, dessen äusserer Schenkel aus einem Kapillarröhrchen besteht, wird bei der gewöhnlichen Zimmer-Temperatur von 20° C. alle 100 Sekunden, und bei anderer Temperatur in entsprechend kürzerer oder längerer Zeit ein Tropfen mittels einer Leitfläche auf eine senkrecht herabhängende, steif gemachte und gespannte weisse Kordel (Schnur) von etwa 5 m Länge geführt, unter der sich ein Auffangegefäss befindet. Hinter der Kordel ist eine Luftverschlechterungsskala angebracht: bis 0,7 Promille rein; 0,7 bis 1 Promille genügend gut; 1 bis 2 Promille schlecht; 4 bis 7 Promille und mehr äusserst schlecht.

Für die Ablesung auf der Skala gelten nicht Farbenstufen das Roth, für welche man bei entsprechend höherer Konzentration wohl mit einer kleineren Skala auskommen, aber in der Beurtheilung unsicher sein würde, sondern es ist, wie bei den exakten Methoden, eine entschiedene Farbreaktion, die Grenze zwischen weiss und roth maassgebend, welche auf der Schnur mit der Zunahme an Kohlensäure höher rückt. Die Kosten sind sehr gering = 12,5 M.¹⁾

Bei der Pressluftgründung wäre dieser Apparat in einem Schachtrohre anzubringen, dem keine Frischluft zugeführt, vielmehr nur verbrauchte durch Ausschleusen entnommen wird.²⁾

Zu Punkt 19. Bei grossen Arbeiten empfiehlt sich die Beschaffung einer besonderen Krankenschleuse, wie solche vom Ing. Moir für den Bau des Hudson-Tunnels konstruirt wurde.³⁾ Dieselbe besteht aus einem liegenden Zylinder von 4,9 m Länge und 1,8 m Durchmesser, der durch eine Scheidewand mit

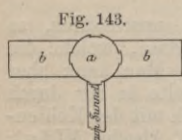
¹⁾ Deutsche Bauztg. 1887 S. 204.

²⁾ S. auch: Ueber die Prüfung der Luft in bewohnten Räumen: Gesundheits-Ing. 1885 S. 221.

³⁾ Centrabl. d. Bauverw. 1890 S. 483.

luftdicht-verschliessbarer Thür in 2 Kammern getheilt ist. Jede Kammer enthält zu beiden Seiten des Mittelganges 2 hölzerne Pritschen, ist durch Dampf heizbar, durch Glühlampen zu erleuchten, hat eine Vorrichtung, welche gegen Ueberschreitung eines bestimmten Luftdruckes sichert, ist von aussen durch sog. Ochsenaugen zu übersehen und erhält dadurch fortwährend frische Pressluft aus der offenen Pressluftleitung, dass ein etwas undichter Hahn angebracht ist, welcher dauernd einen Theil der Luft aus der Kammer entweichen lässt. Besondere, von aussen zu bedienende Hähne besorgen ein schnelleres Ausschleusen, während ohne Benutzung derselben allein durch den undichten Hahn nach Abstellung der Frischluftleitung die Pressluft der Kammer in etwa 2 Stunden entweichen würde.

Unzweckmässig bei der Schleuse ist, dass nur die eine der beiden Hälften eine Thür nach aussen hat. Diese Abtheilung muss also stets von dem Arzte oder Wärter benutzt werden, um zur zweiten Abtheilung zu gelangen. Sind beide Abtheilungen mit Kranken besetzt, so müssen in der mit Aussenthür versehenen diejenigen sich aufhalten, welche voraussichtlich zuerst ausgeschleust werden können. Besser wäre, (in der Mitte) eine besondere Ein- und Ausschleuskammer *a* (Fig. 143), welche mit beiden Krankenkammern *b* in Verbindung zu setzen wären und ihrerseits mit dem Tunnel in Verbindung stände. Die Schleuse wird von den Arbeitern benutzt, welche besonders durch schnelles Ausschleusen zu leiden haben.¹⁾



I. Die Taucherglocken-Gründung.

a. Allgemeines.

Auf S. 327 d. Grundbau ist als erste Gründung dieser Art diejenige der Pfeiler für die Knippelbroe in Kopenhagen erwähnt und hervorgehoben, dass dieselbe nur bei geringen Tiefen billiger werde, als eine Gründung auf verloren zu gebenden Senkkasten. Dieser Ausspruch hat nach wie vor seine volle Berechtigung für die Fundamente von massiven Pfeilern u. dergl. Bei Fundirungen von Schleusen, Hellingern und Docks dagegen, also bei Hohlkörpern, deren Mauermassen im Verhältniss zur Grundfläche wesentlich kleiner sind, würde die Grenze, bis zu welcher die Taucherglocken-Gründung zweckmässiger ist, ohnehin tiefer liegen; sie wird aber noch bedeutend weiter verschoben durch die bereits unter *b, a* erwähnten Uebelstände, welche die Gründung auf grossen eisernen Senkkasten für derartige Bauwerke mit sich bringt. Diese sind in der That so gewichtig, dass eine Taucherglocken-Gründung selbst bei höherem Preise, namentlich bei Trockendocks und Hellingern, einer Gründung auf verlorenem Senkkasten vorgezogen werden muss.

Aus denselben Gründen kann die Taucherglocken-Gründung auch für die Herstellung von Düken unter Kanälen, für flache Tunnelbauten, Wehrbauten usw. in schwierigem Baugrunde vortheilhaft werden, während die Herstellung von Molen mittels derselben, wie es in Frankreich geschehen, nur dann zweckmässig erscheint, wenn die Tiefen nicht bedeutend und genügender Fluthwechsel vorhanden ist, um die Taucherglocke bequem über das fertige Fundament weglösen zu können. Anderen Falles wird für diese, wie auch für Wehre, die Gründung nach VIII a zweckmässiger sein.

Endlich spielen die Taucherglocken, wie bereits unter A. c. § 5 erwähnt, noch eine grosse Rolle bei der Wegräumung von Felsen usw. unter Wasser und zwar hat man sie hierzu theils zwischen Schiffsgefässen hängend, theils selbstständig schwimmend angewendet.

¹⁾ Von neueren Arbeiten über diesen Punkt der Pressluft-Gründung seien erwähnt: Ueber mangelhafte Vorrichtungen und Vorschriften bei der Pressluft-Gründung von L. Brennecke. Centralbl. d. Bauv. 1890, S. 446. — Ueber die Grenzen des Lebens in verdünnter und verdichteter Luft von Etienne: Ann. des ponts et chauss. 1891 Juni (nicht viel Neues). — Die Wirkungen heftiger Druckverminderungen auf Lebewesen, die einem starken Luftdrucke ausgesetzt sind, von G. Philippou Comptes rendus 115, S. 186. — Vorschriften des preussischen Ministers der öffentlichen Arbeiten über Arbeiten in Pressluft: Centralbl. d. Bauv. 1882, S. 442.

β. Konstruktion der Taucherglocken und Arbeitsvorgang.

Taucherglocken, welche an Ketten zwischen Schiffen auf den Grund hinabgelassen werden, bieten den gewöhnlichen eisernen Senkkasten für Pressluft-Gründungen gegenüber nichts wesentlich Neues; nur wird man dahin streben müssen, sie so einzurichten, dass sie leicht auseinandergenommen und transportirt werden können, falls ihre Grösse dies überhaupt zulässt. Die Belastung derselben erfolgt am zweckmässigsten durch Roheisen-Barren, welche zwischen und auf den Deckenträgern aufgeschichtet werden.

Das Anheben der Glocken nach Fertigstellung einer Schicht erfolgt entweder ausschliesslich mittels der Ketten, an denen die Glocke hängt, oder theils durch diese, theils durch Schraubenwinden unter der Decke der Arbeitskammer, die sich auf das fertige Mauerwerk stützen.

In solcher Weise wurde der erste Theil des Wehres zu Coudray hergestellt, während die anderen Theile desselben nach dem im Grundbau S. 322 geschilderten Verfahren ausgeführt wurden.¹⁾

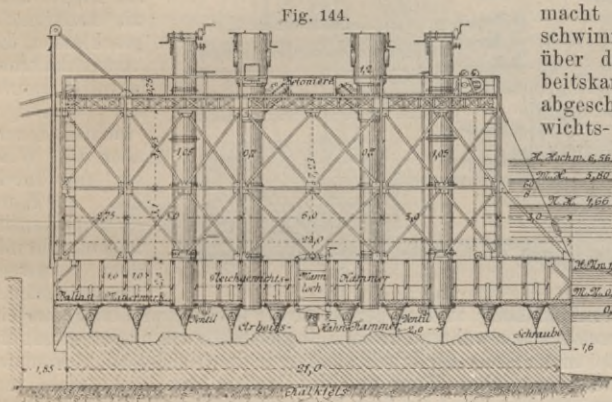


Fig. 144.

Grössere Taucherglocken macht man selbstthätig schwimmend, indem man über der eigentlichen Arbeitskammer eine allseitig abgeschlossene Gleichgewichts- oder Schwimmkammer anbringt, durch welche die Schachttrohre bis zur Arbeitskammer hindurch geführt werden. Die Gleichgewichtskammer enthält die nöthigen Aussteifungen der Decke der Arbeitskammer, welche letztere

gleichzeitig der Boden der Gleichgewichtskammer ist, sowie die Aussteifungen ihrer eigenen Decke und Wände. Auf ihrem Boden wird Ballast angebracht, um die nöthige Stabilität beim Schwimmen zu erzielen.

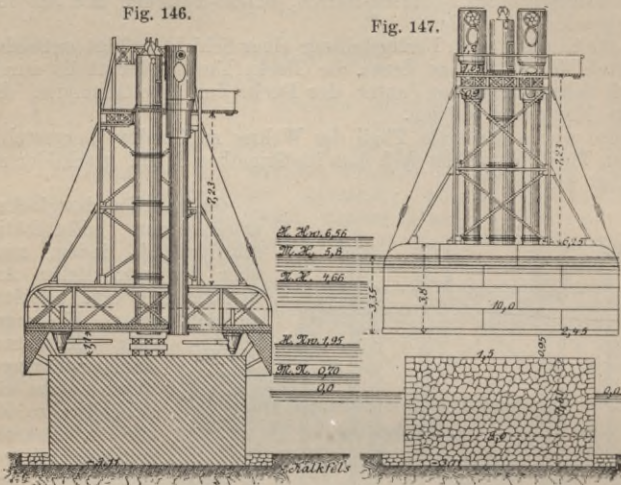
Die Fig. 144 bis 147 zeigen die Taucherglocke, welche beim Bau der Molen des Hafens von La Pallice verwendet wurde, im Längenschnitt und Querschnitt.²⁾ Die Arbeitskammer derselben von 22 m Länge und 10 m Breite hatte die (sehr geringe) Höhe von 1,8 m. Die Höhe der Gleichgewichtskammer betrug 2 m, die Höhe von der Schneide bis zur Arbeitsbrücke 11 m. Die Blechstärke der Wände = 8 mm, der Decken 6 mm. Die untere Hälfte der Gleichgewichtskammer ist durch 2 Längswände und 1 mittlere Querwand in

6 Abtheilungen getheilt, um ein Gefahr bringendes Hin- und Herfluthen des eingenommenen Wasserballastes zu verhindern, so lange die Glocke noch nicht aufsteht. Die 6 Abtheilungen können durch Ventile am Boden mit einander in Verbindung gesetzt werden.

¹⁾ Ann. des ponts et chauss. 1884 Sept., S. 272. Centrall. d. Bauverw. 1885, S. 207.

²⁾ Annales des ponts et chauss. 1889, 2 Sem., S. 455. Centrall. d. Bauv. 1887, S. 259.

Ein Knierohr von der Decke der Arbeitskammer nach deren Seitenwand, Fig. 144 u. 145, in welchem sich ein von der Arbeitskammer aus zu handhabendes Schieberventil befindet, dient zum Ein- und Auslassen von Wasser in die Gleichgewichtskammer, während andere Ventile an der Decke der Arbeitskammer, die sowohl von dieser, als auch oben von der Arbeitsbrücke aus gehandhabt werden können, zum Einlassen von Pressluft aus der Arbeits- in die Gleichgewichtskammer dienen.



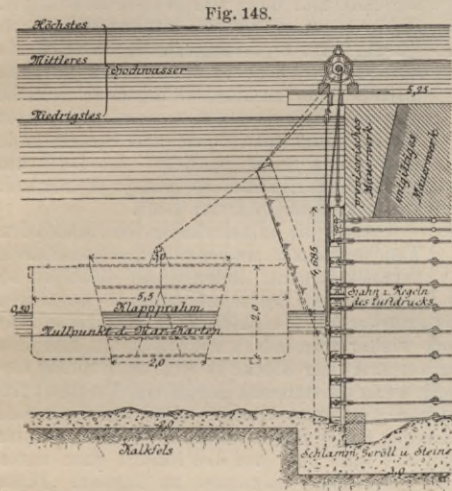
Bei diesen Molen wurden einzelne Pfeiler bis über Niedrigwasser ausgeführt, die später mit einander verbunden wurden. Während der Aufführung der Pfeiler sind die Luftventile geschlossen, die Arbeitskammer ist voll Pressluft, die Gleichgewichtskammer aber voll Wasser und durch das geöffnete Schieberventil im Knierohr mit dem Aussenwasser in offener

Verbindung. Es ist zweckmässig, auch an der Decke der Gleichgewichtskammer ein Ventil anzuordnen, welches man während dieser Zeit gleichfalls offen lässt, damit die durch Undichtigkeiten in der Decke der Arbeitskammer in die Gleichgewichtskammer aufgestiegene Pressluft entweichen könne und das Gewicht der Glocke nicht vermindere. Dieses Gewicht, bestehend aus dem Eigengewicht der Glocke von 118 t, den Schachtrohren und Schleusen von 14,5 t, der Plattform nebst deren Zubehör von 13,5 t, dem festen Ballast aus Mauerwerk zwischen den Konsolen und der Decke der Arbeitskammer von 260 t oder zusammen 406 t, wurde während der Ausführung der Mauerarbeiten noch durch losen Ballast aus Roheisenbarren, Fig. 145 u. 146, im Gewichte von 230 t vermehrt, die über der Decke der Gleichgewichtskammer, durch Eisenbänder zu Bündeln vereinigt, aufgebracht und bei N.W. wieder entfernt wurden, wenn die Glocke abgelösst werden sollte. (Fig. 147.) Das von den 20 unter der Decke angebrachten Schraubenspendeln zu tragende Gewicht, welches übrigens um das Gewicht des durch Eisen und Ballast, sowie durch die Pressluft verdrängten Wassers zu vermindern ist, betrug, während in der Arbeitskammer gearbeitet wurde, je nach der Lage des Wasserspiegels in bezug auf die Gleichgewichtskammer, 110 bis 636 t. Durch Absteifung der Seitenwände gegen das Mauerwerk konnte man bei dieser Belastung für gewöhnlich die Glocke gegen Seitenverschiebungen durch Wellenschlag genügend sichern. Bei starkem Seegang (etwa 24% der Arbeitszeit), wurde die Arbeit eingestellt und die Arbeitskammer voll Wasser gelassen. In diesem Zustande, der auch bei stärksten Stürmen gegen die Verschiebung genügende Sicherheit gewährte, schwankte das nutzbare Gewicht (nach Abzug des Auftriebes) zwischen 459 und 636 t.

Das Aufmauern erfolgte anfangs in Schichten von je 40 cm, und nach jeder Schicht wurde die Glocke um ebenso viel gehoben. Später mauerte man nur am Rande 40 cm auf, hob dann die Glocke, erhöhte das Randmauerwerk abermals um 40 cm und konnte dann das Füllungsmauerwerk in 80 cm Stärke bequemer ausführen. War der Pfeiler über N.W. abgeglichen, so wurde die Decke der

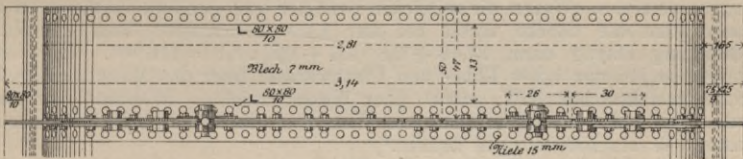
Gleichgewichtskammer, welche jetzt bei N.W. wasserfrei wurde, von den Eisenbarren entlastet. Dann wurden die stützenden Schrauben in der Arbeitskammer hochgewunden, sodass die Glocke nur noch auf einigen kreuzweis aufgestapelten Hölzern ruhte. Endlich wurde durch Einlassen von Pressluft in die Gleichgewichtskammer das Wasser aus dieser verdrängt, das Wassereinlassventil geschlossen und mit dem steigenden Wasser die Glocke über den fertigen Pfeiler gelöst.

Die Pfeiler wurden dann bei niedrigem Wasser durch Bögen verbunden und die Schlitze unter den Bögen in folgender, für den erstrebten Zweck wohl zu kostspieligen Weise ausgefüllt. In dem Bogen über dem Schlitz wurde ein Schacht ausgespart, in welchen man einen eisernen Schachtrohransatz einmauerte, um Rohre und Luftschleuse aufbringen zu können. Dann wurden



die seitlichen Schlitzöffnungen durch eiserne Schilde geschlossen (Fig. 148 u. 149), die aus einzelnen wagrechten, wasserdicht mit einander verschraubten Theilen je nach der erforderlichen Höhe zusammengesetzt waren. Die Schilde legten sich seitlich gegen die Wände der benachbarten Pfeiler, und oben gegen die Laibung des Bogens, der zu diesem Zwecke (provisorisch) auf beiden Seiten bis an die Seitenflächen der Pfeiler verlängert wurde. Die Fuge zwischen Mauerwerk und Schild wurde durch Thon gedichtet. Nachdem bei Niedrigwasser beide Schilde durch den Schlitz hindurch im oberen Theile mit einander verankert waren, wurde Pressluft hineingeführt und das Wasser aus dem Schlitz verdrängt, indem mit dem fallenden Wasser auch die unteren Anker eingezogen wurden.

Fig. 149.



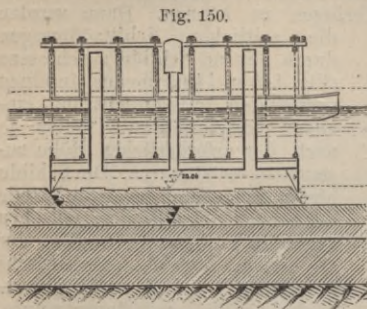
Nach Forträumung des Bodens usw. wurde dann der Schlitz ausgemauert, indem mit dem wachsenden Mauerwerk die durchgehenden Anker der Schilde durch kurze, in das Mauerwerk einbindende ersetzt wurden. Schliesslich wurden die kurzen Anker gelöst und die Schilde, Schachtrohre und Luftschleusen entfernt. Da es bei einer Mole auf eine absolute Dichtigkeit nicht ankommt, würde es vollkommen genügt haben, die Schlitze vor Ausführung der Bögen unter Wasser mit Beton zu füllen.

Der Unternehmer erhielt für das Kub.-Met. Mauerwerk einschl. aller Geräte und Materialien mit Ausnahme des Zements von Unterkante Fundament bis 1,5 m über das niedrigste Wasser 70,49 fr.

Bei der geringen Gründungstiefe von nur 3,11 m unter N.W. und dem geringen Abraum ist allerdings die Taucherglocken-Gründung hier entschieden am Platze gewesen, jedoch würde man jetzt nicht mehr einzelne, nachträglich zu verbindende Pfeiler aufführen, sondern das Mauerwerk der

Mole im Zusammenhange fertig stellen, wie dies bei Dockbauten inzwischen ausgeführt ist.¹⁾

Man verfährt dabei folgendermaassen: Die Taucherglocke wird nach Fertigstellung einer Schicht von etwa 0,5 m Dicke nicht nur um diese Höhe gehoben, sondern gleichzeitig auf der Böschung des angrenzenden, früher fertig gestellten Mauerkörpers nach diesem hin verschoben. Es bleibt dann jedesmal ein Graben von dreieckigem Querschnitt, Fig. 150, in welchem während der Ausführung der letzten Schicht die Schneide der Glocke stand, liegen, der nach Hebung der Glocke mit Wasser gefüllt bleibt. Dieser wird mit der neuen Schicht zusammen



ausgefüllt und zwar entweder unter Wasser, was bei nur 0,5 m Tiefe unbedenklich ist, oder indem man ihn an beiden Enden schliesst und dann das Wasser ausschöpft. Sind in dieser Weise mehre Schichten (in der Fig. 3) fertiggestellt, so wird die Glocke zur Ueberdeckung der Gräben mittels einer zusammenhängenden Schicht um ein grösseres Stück versetzt. In dieser Weise stellt man Sohle und Seitenwände im Rohbau fertig, schliesst das Dock am Haupte provisorisch ab, pumpt es leer und verblendet es in freier Luft.

Auch die selbstständig schwimmenden Taucherglocken sind inzwischen wesentlich vervollkommen, indem man dieselben so mit festem Ballast versah, dass das Belasten und Entlasten durch beweglichen Ballast fortfallen konnte. Allerdings erfordert dies eine grössere Wassertiefe für das Abschwimmen, die jedoch dadurch wieder vermindert werden kann, dass man durch tiefe Lage des Ballastes den Schwerpunkt der Glocke so weit nach unten verlegt, dass dieselbe noch stabil schwimmt, wenn die Arbeitskammer voll Pressluft ist.

In Rotterdam hat man eine derartig gebaute Glocke ohne durchgehende Gleichgewichtskammer von 13,44 m Länge, 6,6 m Breite und 2,3 m Höhe unter der Decke verwendet, der man doppelte Wände gab, um den Ballast ganz unten anbringen und den oberen Theil als Schwimmer benutzen zu können. Diese seitlichen Behälter hatten 0,4 m Breite und die oberen Abtheilungen 1,1 m Höhe. Das Gewicht der Glocke betrug 116 t, darin 46 t fester, unten an der Schneide gelagerter Ballast. Waren die seitlichen Behälter und der Arbeitsraum voll Luft, so schwamm die Glocke stabil bei nur 1,1 m Tauchtiefe; denn die Wasserdrängung betrug dann $13,44 + 0,8 (6,6 + 0,8) \cdot 1,1 = 116 \text{ cbm}$. Die Glocke konnte also bei nur 1,2 m Ebbe- und Fluthwechsel über das Mauerwerk gefösst werden, welches bei N.W. etwas über Wasser reichte. Während der Arbeit wurde die Glocke durch Einlassen von Wasser in die Seitenwände mit einer Last belastet, die bis 150 t steigen konnte.²⁾

Die Fig. 151 bis 153 zeigen die Taucherglocke, welche von der Firma Zschokke & Terrier beim Bau der neuen Trockendocks zu Genua verwendet wurde und gegenwärtig beim Bau von Docks zu Neapel benutzt wird.

Ihre Konstruktion ist im ganzen dieselbe, wie diejenige der bei La Pallice für den Molenbau verwendeten; nur sind hier über der Decke 6 längliche eiserne Brunnen angebracht, welche nach Bedarf wasserleer oder ganz oder theilweise voll Wasser sein können. Sie sind nothwendig, um (wasserleer) die Stabilität der schwimmenden Glocke zu sichern, wenn die Decke der Gleichgewichtskammer unter Wasser ist.

Die Glocke wiegt mit Schachtröhren, Schleusen, Kraneen, Belag usw. rd. 830 t, ohne dieselben rd. 760 t, und enthält zwischen den Konsolen und über

¹⁾ Es muss noch darauf hingewiesen werden, dass bei stürmischer Lage grosse Vorsicht nöthig ist. Wenn auch der voll Wasser gelassene Senkkasten bei La Pallice durch den Sturm nicht verschoben wurde, so war doch der Fall zu beklagen, dass 22 Arbeiter, die nicht rechtzeitig an Land gegangen waren, mit der Luftschleuse, in der sie sich aufhielten, durch den Wellenschlag fortgerissen wurden und ertranken.

²⁾ Tydschrift van het kon. inst. van ing. 1884 8. Nov.

der Decke der Arbeitskammer 3040 t festen Ballast aus Rohguss-Barren in Mörtel verlegt. Beweglicher Ballast ist nicht mehr erforderlich. Ist die Arbeitskammer

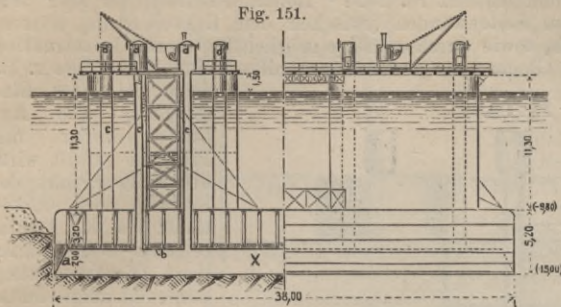


Fig. 151.

voll Wasser, die Gleichgewichtskammer aber voll Luft, so taucht die Glocke 5,05 m tief ein. Lässt man 0,75 m Wasser in die Gleichgewichtskammer, so sinkt die Glocke 10 m unter Wasser. Wenn sie hier den Grund erreicht, kann die Arbeitskammer mit Pressluft gefüllt werden, wenn man gleichzeitig ebensoviel Wasser in die Gleichgewichtskammer lässt,

als die Pressluft aus der Arbeitskammer verdrängt. Dadurch wird die Gleichgewichtskammer gerade gefüllt. Um ein Uebergewicht zu erzielen, werden auch die Brunnen über der Decke theilweise voll Wasser gelassen. Fig. 152.

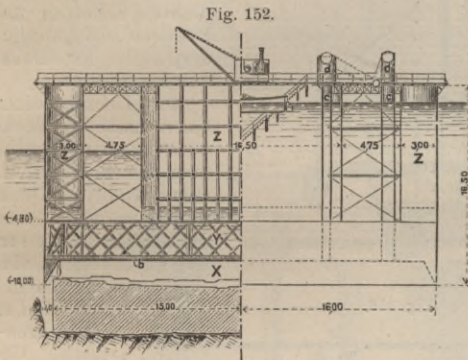


Fig. 152.

Diese Glocke wird ausschliesslich zur Herstellung der Docksohlen verwendet. Sie besitzt unter der Decke auch mehrere Reihen Schrauben zum Abstützen derselben, jedoch benutzte man diese in Genua nicht, sondern liess die Glocke ausschliesslich auf den Schneiden ruhen.

Für die Ausführung der Seitenwände waren 3 kleinere, an schwimmenden Gerüsten hängende Glocken von 20 m Länge und 6,5 m Breite im Betriebe. Mit der grossen Glocke wurden in 24 Stunden von 50 Arbeitern in 3 Schichten zu 8 Stunden rd. 300 cbm Beton geschüttet, mit einer kleinen etwa 70 cbm.

Bei Gelegenheit der Aufstellung des Entwurfes von neuen Trockendocks für Kiel hat Verf. die in Fig. 154 bis 159 dargestellte Taucherglocke entworfen, die zugleich geeignet ist, Sohlenschlitze (vergl. S. 48 u. f.) nachträglich auszufüllen. Dieselbe ist 40 m lang, 20 m breit, 2 m unter

der Decke der Arbeitskammer, 6 m von der Schneide bis zur Decke der Gleichgewichtskammer, 18,3 m bis zur Oberkante der 4 zylindrischen Brunnen von

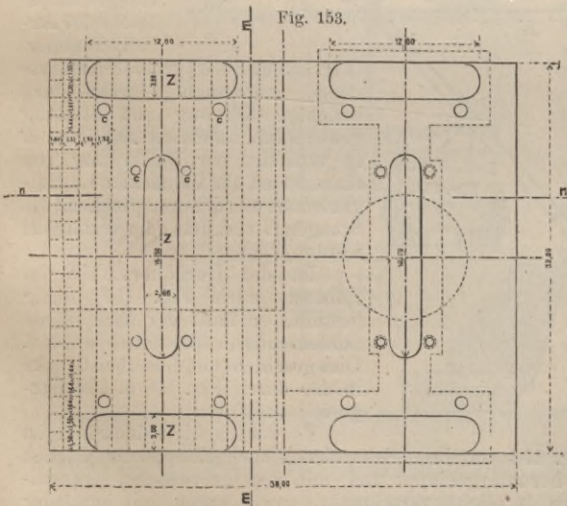


Fig. 153.

6,5 m Durchmesser über der Decke und 18,33 m bis Oberkante des Belages der Arbeitsbrücke hoch. Sie wiegt mit Schachtröhren, Luftsclausen, Krähnen und Bohlenbelag rd. 655 t und enthält rd. 2620 t Roheisen-Ballast, der aber zum grösseren Theile an den Seitenwänden (zwischen den Konsolen und aussen) angebracht ist. Dadurch, sowie durch sonstige möglichst sparsame Konstruktion ist es erreicht, dass die Glocke ganz besonders stabil schwimmt, so dass z. B.,

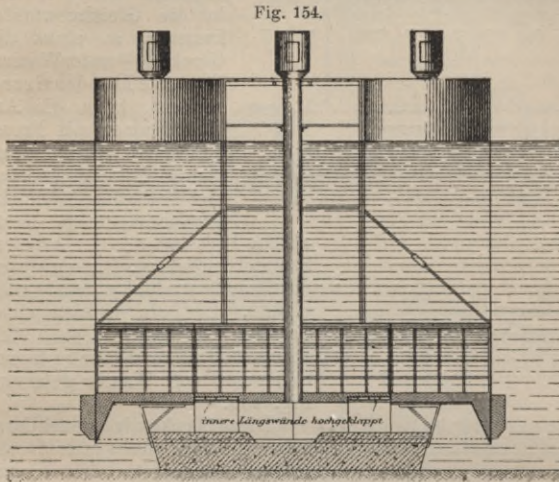


Fig. 154.

wenn bei 10 m Eintauchung die Arbeitskammer mit Pressluft gefüllt wird, der Schwerpunkt des Systems noch 0,51 m tiefer als der Deplacements-Schwerpunkt liegt. Die Ausstattung der Gleichgewichtskammer mit wasserdichten Schotten und Ventilen ist ähnlich derjenigen der Glocke von La Pallice.

Fig. 154 zeigt einen Querschnitt der Glocke während der Herstellung der Sohlentheile unter den beiden Dockwänden. Um ausschliesslich Beton verwenden zu können, sind

Fig. 155.

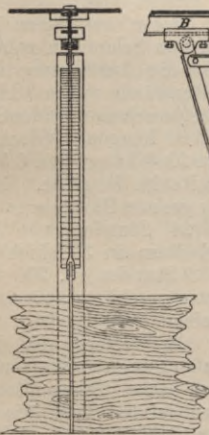


Fig. 156.

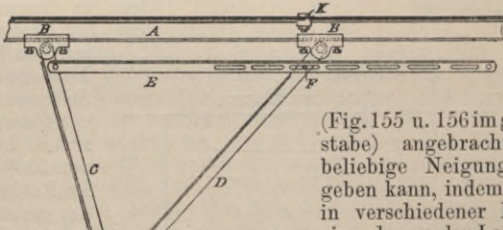
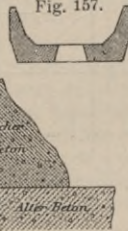


Fig. 157.

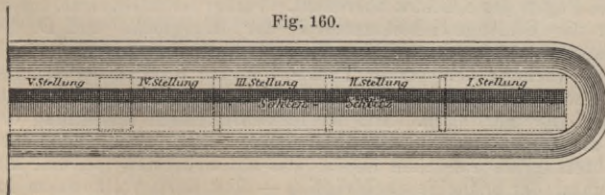
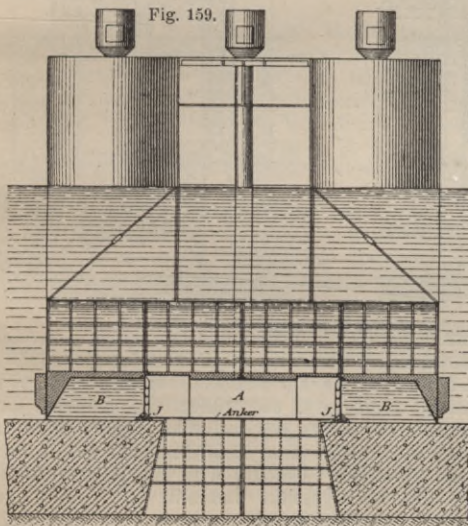
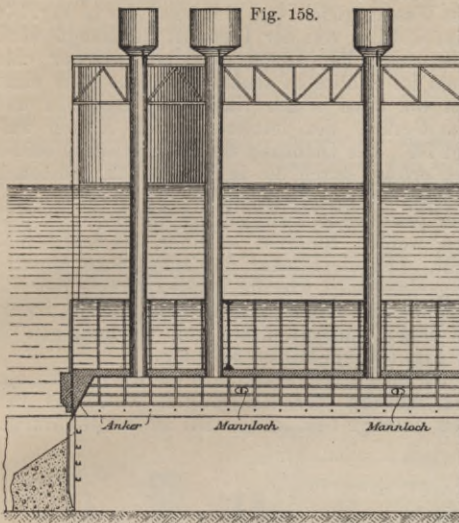


(Fig. 155 u. 156 in grösseren Maassstabe) angebracht, denen man beliebige Neigung und Stellung geben kann, indem die Schlitten *B* in verschiedener Entfernung von einander an der Laufschiene *A* festgeklemmt und dem entsprechend die Stangen *E* verkürzt oder verlängert werden können.

Ist der Dockquerschnitt im Rohbau nach Fig. 157 fertig gestellt, so muss der noch offene Sohlenschlitz ausgefüllt werden. Dies geschieht mit derselben Glocke in der durch Fig. 158 u. 159 dargestellten Weise.

Es werden die beiden inneren Längswände, welche in Fig. 154 an ihren Scharnieren hochgeklappt in Nischen unter der Decke hingen, heruntergeklappt und mit den Querwänden (Gummipackungen) und der Decke luftdicht verschraubt, sowie unten mit einander durch Anker verbunden. Darauf wird die Glocke an das Ende des Sohlenschlitzes in die Stellung *I* (Fig. 160) gebracht, sodass sie mit der einen Querwand und den beiden inneren Längswänden über dem bereits fertigen Sohlenmauerwerk steht

und die Fuge zwischen diesem und den erwähnten 3 Wänden durch schnell bindenden

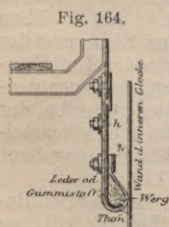
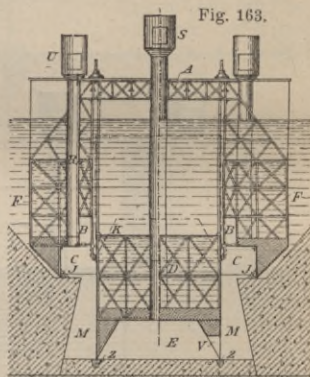
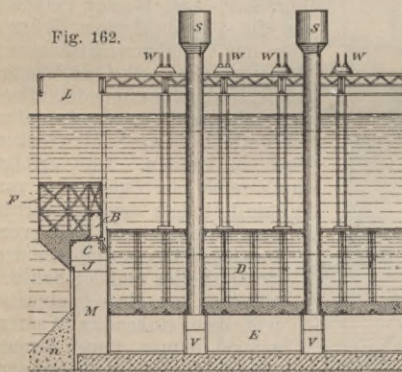
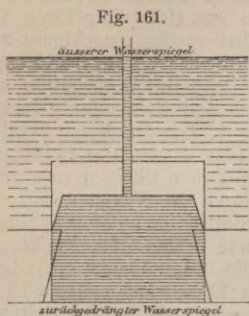


Mörtel *J* (Fig. 159) geschlossen werden kann. Unter der anderen, theilweise frei über dem Schlitz stehenden Querwand, werden dann aus 2 oder mehr in sich luftdichten Theilen bestehende Schilde aus Holz oder Eisen in möglichst gutem Anschluss an die Seitenwände des Schlitzes und in luftdichten Anschluss an den unteren Rand der Glocke eingebaut. Der durch den Schild abgetheilte Raum des Schlitzes steht mit dem übrigen nun nur noch durch die Fugen zwischen den Schildtheilen und den Schlitzwänden in Verbindung. Nachdem nun die Mannlöcher in den inneren Längswänden (Fig. 158) geschlossen, die beiden Seitenräume *B* der Arbeitskammer (Fig. 159) voll Wasser gelassen und die 4 zylindrischen Thürme über der Gleichgewichtskammer ebenso wie diese selbst mit Wasser gefüllt sind, ist genügende Auflast vorhanden, um den abgetrennten Schlitztheil bis zur Sohle trocken legen zu können. Dies erfolgt durch reichliche Zuführung von Pressluft, indem man die vorhin erwähnten, einzig noch vorhandenen Fugen zwischen den Schildtheilen und den Schlitzwänden, von oben beginnend und dem sinkenden Wasserspiegel immer etwas voraus-eilend, mit Streifen von wasserdichtem Stoffe bedeckt und kleinere Undichtigkeiten durch Verstreichen mit Thon schliesst. Zur Sicherung des Schildes gegen den Luftüberdruck wird aussen gegen denselben Schotter geworfen, der bei der zweiten Glockenstellung als Beton eingebaut wird. Fig. 158.

Ist der Schlitztheil gefüllt, so wird die Glocke nach einander in die Stellungen *II* bis *V* (Fig. 160) verschoben, bis der ganze Schlitz gefüllt ist, was

mit dem beschriebenen Verfahren in bester Weise möglich ist.

Die Schwierigkeit bei der Schlitzausfüllung besteht in einer bequemen Beschaffung des erforderlichen Glocken Ballastes. Derselbe muss nach Abzug des Gewichtsverlustes durch Eintauchen in Wasser gleich dem Gewichte der in Fig. 161 stark schraffirten Wassermenge sein, welche von der Pressluft verdrängt wird. Eine zweite Lösung dieser Aufgabe zeigt Fig. 162 u. 163, bei welcher eine kleinere, mit genügendem Spielraum im Schlitz zu senkende Glocke von einer anderen von allen Seiten ringförmig umgeben und an dem Gerüste der letzteren durch Ketten aufgehängt ist. Die Dichtung der Fuge zwischen beiden Glocken erfolgt durch die in Fig. 164 in grösserem Maassstabe dargestellte Klappe.



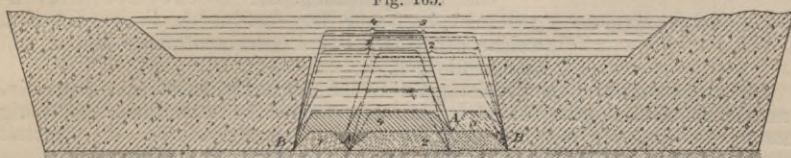
klappe über der Fuge zwischen beiden Glocken durch Verstreichen mit Thon von Gange B aus beseitigt sind, kann auch der übrige Glockenraum C bis zur Schneide trocken gelegt und bestiegen werden. Jetzt wird, wie früher, die Schneide durch Mörtel J gedichtet und unter der frei schwebenden Querwand der Ringglocke der Schild zum Abschluss des Schlitztheiles eingebracht und befestigt. Alsdann wird die innere Glocke J auf die Schlitzsohle hinabgesenkt und mit der Trockenlegung des Schlitztheiles begonnen, indem man, wie oben beschrieben, die Fugen des Schildes überdeckt. Vorher ist selbstverständlich in die Gleichgewichtskammer F der Ringglocke und D der inneren Glocke der nöthige Wasserballast eingelassen.

Jetzt kann man die vorher geschlossenen Thüren V in den Wänden der Arbeitskammer der inneren Glocke öffnen und dadurch die Verbindung zwischen den Arbeitsräumen M und E (Fig. 163) herstellen. Mit der fortschreitenden Ausfüllung des Sohlenschlitzes wird die innere Glocke allmählich gehoben. Man kann sie während der Arbeit entweder stets unten aufstehen lassen, was am sichersten ist, und hat dann die Gräben Z unter der Schneide nachträglich — aber auch vollkommen im Trocknen — auszufüllen, oder man lässt die Schneide in Schichthöhe über dem Boden

schweben, und kann dann ungestört durchbetoniren. Die Wände der Arbeitskammer *E* gewähren die Sicherheit, dass bei eintretender starker Luftverdünnung und Ueberlastung der Ketten die herabfallende innere Glocke kein Unheil anrichte.

Diese Glocke kann zwischen engeren Wänden benutzt werden als die früher beschriebene. Die innere Glocke kann ausserdem, wenn sie aus der Ringglocke entfernt wird und die Thüren der Arbeitskammer *V* geschlossen sind, als selbstständige kleine Glocke verwendet werden, sie kann aber auch, in der Ringglocke hochgezogen und festgelegt, mit dieser zusammen als grössere Glocke dienen. Diese Anordnung erspart ferner bedeutend an Ballast, weil durch das Hinabsenken der kleinen Glocke in den Schlitz das Volumen des durch Pressluft zu ersetzenden Wassers vermindert wird. Dagegen ist die andere Konstruktion einfacher und leichter zu handhaben. Es ist bei Verwendung der Glocke (Fig. 162 u. 163) darauf zu achten, dass mit der wachsenden Ausfüllung des Schlitztheiles und dem Anheben der inneren Glocke auch der Luftdruck soweit vermindert werde, dass das Wasser im Schlitztheil nur wenig unter der Oberfläche des fertigen Betons steht, weil sonst ein Abheben der Glocke erfolgen könnte.

Fig. 165.



Sollen Schlitzte in Sohlen von Docks und Schleusen, die in den übrigen Theilen nicht mit Hilfe von Pressluft ausgeführt wurden, nachträglich ausgefüllt werden, so würden die beschriebenen Glocken zu kostspielig werden. Man kann dann in der durch Fig. 165 angedeuteten Weise vorgehen, bei welcher eine Glocke mit schrägen Seitenwänden in den Schlitz hinabgelassen und unter derselben die Schüttung in der Reihenfolge 1, 2, 3, 4 usw. ausgeführt wird. Die Glocke muss dabei jedesmal in die gleichziffrigen Stellungen gebracht werden. Auch muss namentlich der Anschluss an die Schlitzwand stets unter Wasser erfolgen, indem die Gräben *B* erst nach den Schichten 1 u. 2 ausgefüllt werden können, wenn die Glocke in die Stellungen 4 bezw. 3 gehoben ist. Da die Gräben aber nur geringe Tiefe haben, wird diese Betonirung stets noch bedeutend besser werden, als eine Betonirung mit Kasten in tiefem Wasser.¹⁾

β. Berechnung der Taucherglocken.

Die Taucherglocken — namentlich diejenigen, welche gleichzeitig dazu dienen sollen, um Sohlenschlitze auszufüllen (Fig. 154—159) — erleiden eine sehr mannichfaltige Beanspruchung und erfordern infolge dessen eine eingehende stat. Berechnung. Wenn diese auch in allen Einzelheiten nicht vorgeführt werden kann, so soll doch auf die hauptsächlichsten Beanspruchungen hier hingewiesen werden, indem die Konstruktion Fig. 154 bis 159 als Beispiel gewählt wird. Da es für die Stabilität der schwimmenden Glocke von grösster Wichtigkeit ist, dass der Schwerpunkt derselben möglichst tief liege, so hat man danach zu trachten, alle hoch liegenden Theile, also Schleusen, Krähne, Arbeitsbrücke, Schachtröhre, Schwimmthürme, sowie auch die oberen Theile der eigentlichen Glocke möglichst leicht zu erhalten, selbstverständlich unbeschadet der

¹⁾ Näheres hierüber findet man in der Arbeit d. Verf.: Die Ausfüllung von Sohlenschlitzen Zeitschr. f. Bauwesen 1893 und in der Uebersetzung dieser Arbeit im Genie civil 1894.

An weiterer einschlägiger Litteratur sei erwähnt: Genie civil 1885 S. 364. Revue industrielle 1879 S. 133, Taucherschacht von Hersent auch mitgeth. im Handb. d. Ing.-Wissenschaften, Baumaschinen Kap. XIV. De ingénieur 1893 S. 217. Bau eines Trockendocks von 200 m Länge in der Bai von Talcahuano (Chile). Es wurden nur die Seitenwände unter 2 kleinen Taucherglocken von 21 m Länge und 6,5 m Breite ausgeführt und zwar ganz aus Mauerwerk. Dann soll das Haupt abgeschlossen, das Dock leer gepumpt und die Sohle zusammen mit der Verblendung der Seitenwände eingesetzt werden. Auch Centralbl. d. Bauverw. 1893 S. 462 u. 1894 S. 394.

Betriebsicherheit. Ausserdem wird man zu gleichem Zwecke den Ballast möglichst tief anbringen.

Der Abstand x der beiden inneren Längswände, welche während des Betonirens des Sohlenschlitzes den mit Pressluft gefüllten Raum begrenzen, ergibt sich dann aus der Gleichung:

$$\Sigma G \geq (x h_3 + \Sigma V) \gamma,$$

worin ΣG das Gewicht der ganzen Glocke mit Ballast, abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen in Wasser, und einschliesslich der Wasserfüllung der Thürme, soweit dieselbe über dem Wasserspiegel liegt, x und h_3 die aus der Fig. 166 ersichtlichen Werthe, ΣV der Rauminhalt aller unter dem Wasserspiegel liegenden übrigen mit Pressluft gefüllten Räume (Schachttürme, Deckennischen usw., vergl. Fig. 161), γ das Gewicht der Raumeinheit Wasser bedeutet. Die obere Schlitzweite kann dann ungefähr $= x - 1$ genommen werden.

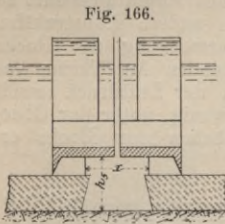


Fig. 166.

Die Beanspruchung der Decke der Gleichgewichtskammer ist verschieden in den Theilen, welche den Boden der 4 Schwimmthürme bilden und in den übrigen.

Die ungünstigste Beanspruchung im Boden der Schwimmthürme tritt ein, wenn die Schwimmthürme bei höchstem Aussenwasserstande im Innern so wenig Wasser enthalten, als bei der betreffenden Eintauchung möglich ist, während unter der Decke der Gleichgewichtskammer Pressluft von dem Drucke vorhanden ist, welcher dem Stande der Schneide der Arbeitskammer entspricht. Der Boden der Schwimmthürme kann also ungünstigsten Falles in der Richtung von unten nach oben einen Druck empfangen, der einer Wassersäule von der Höhe h des grössten Abstandes der Schneide vom Wasserspiegel entspricht. In umgekehrter Richtung (von oben nach unten) kann der Wasserdruck im Boden der Thürme, wie überhaupt bei der ganzen Decke der Gleichgewichtskammer höchstens die Druckhöhe h_2 erreichen, wenn nämlich die Verbindung zwischen dieser Kammer und dem Aussenwasser geschlossen ist und unter der Decke keine Pressluft, sondern solche atmosphärischer Spannung vorhanden ist.

Für die Decke der Gleichgewichtskammer ab mit Ausnahme der Böden der Schwimmthürme entspricht der grösste Druck von unten nach oben einer Wassersäule von der Höhe h_3 .

Es sind dies die denkbar grössten Beanspruchungen, von denen die den Höhen h_1 und h_2 entsprechenden nur bei ungeschickter Leitung vorkommen können. Es sind daher für diese starke Materialbeanspruchungen zulässig.

Die Decke zwischen der Arbeits- und der Gleichgewichtskammer cd in Fig. 167 erhält ausserhalb der beiden Zwischenwände einen Druck von unten nach oben, entsprechend einer Wasserhöhe h_4 , dem aber das Gewicht des Eisenballastes über der Decke (abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen) entgegenwirkt. Sie wird meist ganz entlastet sein. Der Theil zwischen den Mittelwänden dagegen hat, wenn der Sohlenschlitz betonirt wird, einen Luftüberdruck entsprechend einer Wassersäule von der Höhe h_5 abzüglich des Gewichtes des über der Decke liegenden Ballastes zu ertragen. Hier wird man theilweise einige Verstärkungen nöthig haben. In umgekehrtem Sinne — von oben nach unten — wird diese Decke durch

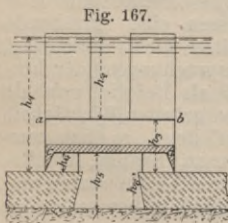


Fig. 167.

das Gewicht des aufgepackten Ballastes abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen belastet, wenn die Arbeitskammer voll Wasser ist. Liegt der Ballast auf den Gurtungen der Querträger auf, so bleibt das Deckenblech von der letzteren Beanspruchung verschont.

Die Glocke als Ganzes wird am ungünstigsten beansprucht, wenn sie während der Herstellung der seitlichen Sohlentheile (Fig. 154) nur mit dem

mittleren Theile der Querwände aufsteht, unter der Decke nicht durch Schrauben oder Holzstapel, die immer störend sind, gestützt wird, und wenn in der Arbeitskammer keine Pressluft, sondern Wasser vorhanden ist. Als Belastung wirkt in diesem Falle das ganze Gewicht derselben, abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen. Die Glocke ist ein grosser Kastenträger, der an den Enden aufsteht. Um ihn recht tragfähig zu machen, hat man namentlich die untere Gurtung in der Mitte, d. h. die Schneiden der Längswände, tüchtig zu verstärken. Die starken Scheerkräfte in der Nähe der 4 Ecken verlangen ausserdem hier eine Verstärkung des Bleches der Seitenwände.

Da diese Beanspruchung nur durch ungeschickte Handhabung oder bei stürmischem Wetter — in beiden Fällen, wenn keine Arbeiter unten sind — vorkommen kann, so darf die Beanspruchung entsprechend hoch genommen werden.

Bei diesem Belastungsfall (Fig. 168) haben die Querwände den ganzen Reaktionsdruck nur mit ihrem mittleren Theile aufzunehmen, erhalten hier also starke Scheerkräfte, während sie an den frei schwebenden Enden von den Längswänden Einzellasten P aufzunehmen haben. Auch diese müssen daher entsprechende Gurtungen und Stehbleche erhalten.

Während der Betonirung des Sohlenschlitzes stützt sich der obere Schildrand gegen den unteren Rand der inneren Querwand. Ausserdem empfängt letztere einen unmittelbaren Luftüberdruck, welcher an der Decke einer Wassersäule von der Höhe h_5 und an der Schneide einer solchen der Höhe h_6 (Fig. 167) entspricht. Der mittlere Theil der Schneide der Querwände muss also auch in horizontaler Richtung genügendes Trägheitsmoment aufweisen. Gehalten werden die Querwände gegen diese Beanspruchung durch die mittleren Längswände, deren Verbindung mit den Querwänden entsprechend stark zu machen ist.

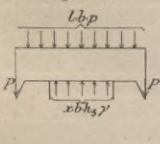
Die Querträger in der Gleichgewichtskammer werden verschieden beansprucht, je nachdem sie nur zur Aussteifung der Konstruktion dienen oder ausserdem noch Einzellast durch die Ständer der Arbeitsbrücke oder die Schwimmthürme erhalten. Es soll nur die allen gemeinsame Beanspruchung besprochen werden.

Es sind hier folgende wichtigsten Belastungsfälle zu untersuchen.

A. Sämmtliche Räume der Glocke sind mit Wasser gefüllt. Die Träger haben dann den auf sie entfallenden Theil des Eigengewichtes der Glocke und des Ballastes über der Decke (abzüglich des Gewichtsverlustes durch Eintauchen) $l \cdot b \cdot p$ auf die Längswände zu übertragen und erhalten dabei in der oberen Gurtung Druck-, in der unteren Zugspannungen.

B. Während der Betonirung des Sohlenschlitzes. Die Träger erhalten in dem Theile zwischen den inneren Längswänden für das laufd. Met. einen Luftüberdruck in der Richtung von unten nach oben von der Grösse $b \cdot h_5 \cdot \gamma$, wenn b die Bedeutung wie oben hat, und γ das Gewicht von 1 cbm Wasser bedeutet (h_5 siehe Fig. 167). In der Richtung von oben nach unten wirkt gleichzeitig die unter A angegebene Belastung $b \cdot l \cdot p$, während der halbe Ueberschuss des Luftauftriebes $b \cdot (x \cdot h_5 \gamma - l \cdot p) = P$ an beiden Enden zur Herstellung

Fig. 169.



des Gleichgewichtes als Reaktion auftritt. Die ungünstigsten Beanspruchungen der einzelnen Theile aus beiden Belastungsfällen sind für die Grösse der Querschnitte massgebend. Dabei ist aber zu bemerken, dass die Beanspruchung A nur bei ungeschickter Handhabung vorkommt, also nicht eintreten muss, während die Beanspruchung B jedenfalls vorkommt. Man kann also bei A grössere Beanspruchung zulassen, als bei B .

Die Konsolen müssen genügend fest mit der Decke verbunden sein, um dem inneren Luftüberdrucke (h_5^m Wassersäule an der Decke der Arbeitskammer, 0 m an der Schneide) zu widerstehen. Man verbindet sie am besten gleich mit den Querträgern.

¹⁾ l = Trägerlänge, b = Abstand der Träger von Mitte zu Mitte, p = Gesamtbelastung für die Flächeneinheit der Grundfläche.

Die mittleren Längswände haben während der Betonirung einen Luftüberdruck aufzunehmen, der oben an der Decke der Arbeitskammer einer Wassersäule von der Höhe h_5 , an der Schneide einer solchen h_6 (Fig. 167) entspricht.

Die Verankerung der Schneiden beider mittlerer Längswände ist diesem Drucke entsprechend zu gestalten, wenschon auch die Mörteldichtung J (Fig. 159) in den seitlichen Räumen B , falls sie schnell genug erhärtet und kräftig ist, die Anker wesentlich unterstützen wird. Statt der Zuganker sind selbstverständlich auch Abstiefungen in den Räumen B gegen den oberen Theil der Konsolen zulässig.

Die Schachtrohre und Schleusen sind nach der Anweisung im Grundbau S. 245 u. 256 u. f. bzw. der „Ergänzungen“ S. 79 zu berechnen.

Die Seitenwände der Schwimmthürme können sowohl inneren als äusseren Ueberdruck erhalten. Der grösste innere Ueberdruck tritt ein, wenn die Brunnen bis oben mit Wasser gefüllt sind, während die Glocke bei möglichst geringer Wassertiefe benutzt wird, also z. B. bei der Ausfüllung von Sohlenschlitzen, deren Oberkante sehr hoch liegt. Die grösste Beanspruchung durch Druck von aussen tritt ein, wenn die Glocke so tief schwimmt, dass die Oberkanten der Brunnen wenig über Wasser sind, während das Innere der Brunnen so weit wasserleer ist, als es diese Eintauchung zulässt, also eventuell ganz ohne Wasser. Die Höhe h_2 (Fig. 167) als grösste Belastung durch äusseren Wasserdruck anzunehmen, ist jedenfalls genügend.

Die Arbeitsbrücke bedarf besonders eingehender Berechnung, damit sie möglichst leicht ansafalle und die Schwerpunktslage nicht zu ungünstig beeinflusse.

Für den Schild beträgt der Luftüberdruck unten 0 und wächst bis zur Oberkante, um hier einem Wasserdrucke der Höhe h_6 (Fig. 167) zu entsprechen.

Die Wände der Gleichgewichtskammer werden am ungünstigsten beansprucht, wenn dieselbe nicht mit dem Aussenwasser in offener Verbindung steht, aber tief unter Wasser liegt. Enthält sie dann im oberen Theile noch etwas Luft atmosphärischer Spannung, so kann der äussere Wasserdruck ungünstigsten Falles einer Wassersäule von der Höhe h_2 in Fig. 167 entsprechen. Durch Einlassen von Pressluft kann aber diese Beanspruchung beseitigt werden. Sie ist also in dieser Höhe nicht unvermeidlich.

m. Verwendung der Pressluft im Tunnelbau und zum Bau von Schrägpfeilern.

Der Vollständigkeit halber sollen auch die in der Ueberschrift angedeuteten Arbeiten mit Hilfe von Pressluft kurz besprochen werden.

Die erste Ausführung dieser Art ist der 1881 begonnene Bau zweier nebeneinander liegender Tunnel von 5,5 m lichter Höhe und 4,9 m lichter Weite bei 0,6 m Wandstärke unter dem Hudson bei New-York.

Man senkte zunächst einen Arbeitsschacht, der in seinem unteren Theile aus einem hölzernen Senkkasten von 14 m unterer Länge, 9 m unterer Breite und 7,6 m Höhe bestand, und über dem Senkkasten durch einen bis zu Tage führenden Mantel aus Holz gebildet wurde. In dem Senkkasten befand sich die Schleuse D (Fig. 171) für die Mannschaften, in welche sich diese bei Einbrüchen flüchten sollten. Ferner war das Schachtrohr G mit Schleuse vorhanden, welche für den regelmässigen Betrieb zum Ausschleusen der Arbeiter dienen sollte, so wie endlich ein dritter Schacht F mit einer Materialschleuse, die aber, wie die Fig. zeigt, später nicht mehr benutzt und daher entfernt wurde.

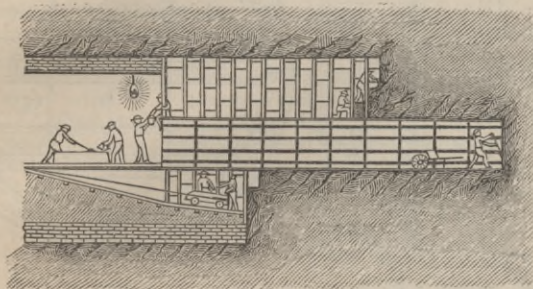
Von dem Innern des Senkkastens wurden dann, indem man die Seitenwand durchbrach, die Tunnelröhren vorgetrieben.

Auf der Seite von New-York geschah dies im Schutze einer Wand, die aus Streifen von 38 cm Breite und 1,22 m Länge bestand. Die Ränder dieser Streifen waren umgebogen und wurden mit einander verschraubt. Der Arbeits-Vorgang war dann der folgende: Zunächst wurde die Schutzwand in der oberen Kalotte streifenweise beseitigt, um in der First und dem oberen Theile der Seitenwände ähnliche, gebogene Schutzbleche einbauen zu können. Jeder Ring wurde hierbei in der Kalotte vollständig geschlossen, bevor der nächste zum Einbau gelangte. Die Blechtafeln bildeten dabei die obere Hälfte eines durch Holz-ausbau versteiften Zylindermantels. War man so 3 bis 3,5 m in der Kalotte vorgedrungen, so wurde dieselbe vor Ort durch eine eiserne Schutzwand geschlossen,

und nach gehöriger Auszimmerung der untere Theil in gleicher Weise nachgeholt. Alsdann erfolgte die Ausmauerung der Tunnelröhre um dieses Stück u. s. f.

Um bei Bedarf möglichst schnell den Luftdruck vor Ort verstärken zu können, wurde mit fortschreitender Arbeit zunächst eine Schleuse *C* in einer Querwand eingelegt und die Luftzuführung bis durch diese Wand verlängert. Der Raum rechts von der Wand konnte dann unter wesentlich niedrigerem Drucke gehalten werden, wenn man das durch das Mauerwerk dringende Wasser, soweit dies nöthig war, abpumpte.

Fig. 170.



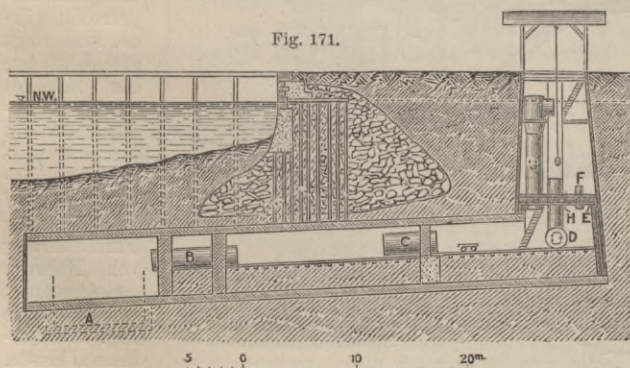
Auf der Seite von New-Yersey trieb man zunächst einen zentralen eisernen Richtstollen von 1,83 m Durchmesser vor (Fig. 170), der rückwärts in den freien Tunnelraum hineinragte. Gegen diese Verlängerung wurden beim fortschreitenden Vollausbuch die Ringplatten, welche das Vollprofil des Tunnels auskleideten, nach dem Mittelpunkte zu abgestützt, bis die Ausmauerung fertig gestellt war. Die hinten überflüssig gewordenen

Platten der Richtröhre wurden beim Vortrieb derselben vor Ort wieder eingebaut.

Wenn auch das zweite Verfahren zweckmässiger als das erste ist, so hat man doch unvermeidlich im unteren Tunnel viel mit Wasser und Trieb sand zu thun gehabt, weil der Luftdruck nur dem Wasserdrucke bis zum Scheitel des Tunnels das Gleichgewicht hielt, unten also stets Wasserüberdruck vorhanden war.

Die 1882 eingestellten Arbeiten sind später von den englischen Ingenieuren Feroler und Baker in anderer Weise wieder in Angriff genommen. Fig. 171.

Fig. 171.



Dieselben haben zunächst eine zweite Schleuse *B* und zwar der Sicherheit halber in 2 stärkere Querwände eingebaut und benutzen zum Vortreiben des Tunnels den in Fig. 172 bis 174 dargestellten eisernen Schild, welcher der Grösse der äusseren Laibung entspricht. Um denselben ein-

bauen zu können, wurde die Tunnelerweiterung, welche in *A* (Fig. 171) punktirt angedeutet ist, hergestellt.

Beim Vorschieben des Schildes wird der Ausbruch durch die ringförmige Stahlschneide *ab ab* (Fig. 173) herausgeschält und in 9 Abtheilungen aufgenommen, welche durch die senkrechten und wagrechten Scheidewände *cc dd ee ff* gebildet werden. Durch 2 kreisförmige Blechtafeln *gg u. hh* (Fig. 173) sind ferner 9 getrennte Arbeitskammern zwischen diesen hergestellt, deren jede eine Oeffnung an der Ortseite (1 bis 3) zum Eintritt des Bodens und eine andere an der

Fig. 172.

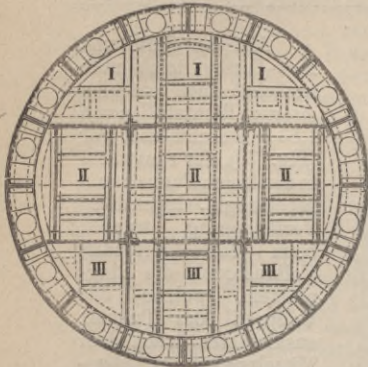


Fig. 173.

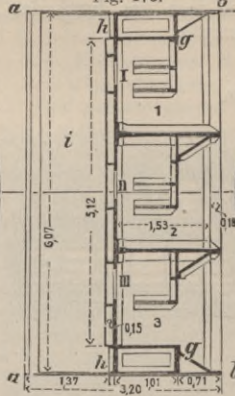
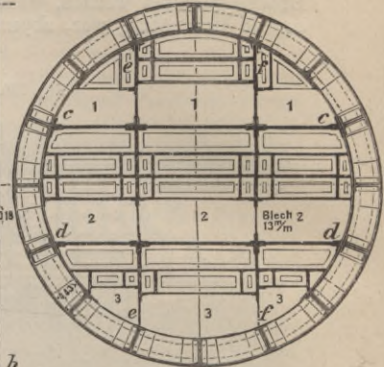


Fig. 174.



Stollenseite (I bis III) besitzt. Durch letztere wird der Ausbruch auf die Tunnelsohle gebracht und von hier durch die Schleusen hindurch verkarrt usw. Je nach der Bodenart können einzelne Kammern geschlossen und vom Betriebe ausgeschaltet werden. Bei besonders schlammiger Bodenart sollen sämtliche Kammern durch Eisenthüren fest geschlossen werden, um zur Anwendung von Sandpumpen *pp* behufs Entfernung des Ausbruches überzugehen.

Der Schild wird im ganzen durch hydr. Pressen vorgetrieben, welche an den in Fig. 172 durch Kreise angedeuteten Stellen angreifen und sich mit dem anderen Ende gegen die Auskleidung des Tunnels stützen. Durch Aenderung der Hubhöhe der einzelnen Stempel kann man den etwas aus der Richtung gekommenen Schild wieder

in die Tunnelaxe bringen. Für den Fall, dass Fels angetroffen würde, sind rings am Umfange des Schildes und in Reihen unterhalb der wagrechten Scheidewände *cc dd* 36 Röhren zur Durchführung von Bohrern eingesetzt, welche die Fig. nicht erkennen lassen.

Fig. 175.

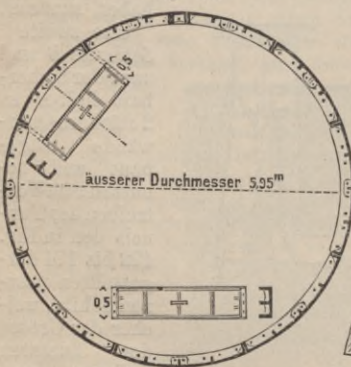
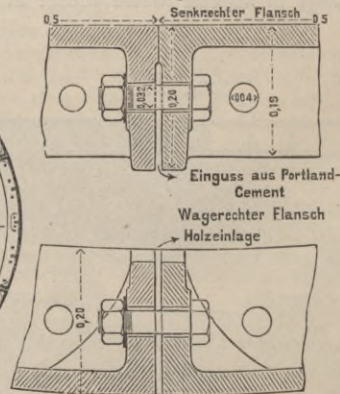


Fig. 176.



Während die Ausbrucharbeiten fortschreiten, wird die Auskleidung der Tunnellaibung aus gusseisernen Ringen zusammengefügt und stets soweit vorgeführt, dass sie futteralartig den hinteren Rand des Schildes untergreift. Der äussere Durchmesser dieser Auskleidung beträgt 5,95 m. Sie besteht (Fig. 175 bis 176)

aus einzelnen geschlossenen Ringen von 0,5 m Breite. Die wagrechten Stösse der einzelnen Ringtheile werden durch Futterstücke aus hartem, getränktem Holze gedichtet, die kreisförmige Fuge zwischen den einzelnen Ringen nur durch Zement. Die einzelnen Platten sind nach dem äusseren Drucke in Stärke und Gewicht veränderlich. Das kurze Scheitelstück wiegt 102 kg, die 2 anstossenden 380, die dann folgenden 407, alle übrigen 534 kg. Das Scheitelstück ist nach oben keilförmig verjüngt, um es bequem am Schlusse einbringen zu können. Den Stücken sind in der Mitte Oesen zum besseren Halten angegossen.

Löcher in den Platten zum Durchtritte etwa noch stehengebliebenen Materials, wie bei den Themsetunnels üblich, hat man hier nicht anzubringen brauchen, da das Gebirge sich wegdrücken liess. Zum Einbauen der Ringe wird ein sehr sinnreicher Krahn verwendet, der im Centralbl. d. Bauverw. 1891 S. 100 beschrieben und abgebildet ist.¹⁾

Ähnlich, aber weniger zweckmässig, ist der Schild, welcher bei dem Bau des St. Clair-Tunnels verwendet wird, der von Hobson entworfen ist. Die Thüren zum Abschliessen des Schildes sind namentlich unzweckmässig, indem sie, als senkrechte Schiebethüren konstruirt, bei einbrechendem Boden nicht zu schliessen sind.²⁾

Eine weitere Verbesserung an Schilden für mit Hilfe von Pressluft zu bauende Tunnel hat sich Hoech patentiren lassen. Die bisherigen Ausführungen tragen dem Umstande, dass der zur Trockenhaltung erforderliche Luftdruck vom Tunnelscheitel nach der Sohle wachsen muss, keine Rechnung. Die ganze Pressluft entweicht im Scheitel, während unten Wasserüberdruck vorhanden ist. Diesen Uebelstand sucht Hoech in folgender Weise zu vermeiden:

Der Tunnelortschild (Fig. 177 bis 179) bildet wie bei den anderen eine eiserne Röhre, die, mit einem Dichtungsstulp *a* über das Ende der fertig verlegten Tunnelröhre hinweggreifend, vor Ort scharfe Schneiden *i* besitzt, welche durch Druckwasserpressen *b* in das Erdreich hineingeschoben werden. An diese über die ganze Breite des Ortschildes weglaufernden Schneiden schliessen sich aber hier pflugscharartig nach oben gekrümmte Schaufeln an, und zwar so, dass die obere Kante jeder Schaufel *d* etwa 20 cm höher liegt, als die untere Begrenzung der unmittelbar vor ihr befindlichen Schneide *i*. Auf solche Weise wird ein Wasserverschluss für jede Schaufel *d* hergestellt derart, dass, wenn der Arbeitsluftdruck den Wasserspiegel um etwa 10 cm unter die Oberkante von *d* gesenkt hat, ein Schwimmerventil *v* von seinem Sitze abfällt und die überschüssige Luft durch Röhren *w* so lange nach dem Tunnel-Innern leitet, bis der Wasserspiegel sich wieder hebt und das Ventil schliesst. Das auf den Schaufeln *d* beim Vorschub des Ortschildes ansteigende Erdreich fällt, durch den Arbeiter im vorderen Schleusenraume *c* mittels Schiebers *h* gesteuert durch Oeffnungen *e* in die rechts oder links von der Schleusenkammer befindlichen Förderzellen *f* und wird von dort aus mittels Druckluft durch die Oeffnungen *g* nach dem Tunnel-Innern geschafft. Hindernisse für den Tunnelvortrieb sollen durch Sucher-

¹⁾ Ausser der Quelle, welcher obige Mittheilung entstammt (Centralbl. d. Bauw. 1890 u. 91), findet man den Hudson-Tunnelbau eingehend beschrieben im Scientific American 1880, 1881, 1882, 1883 u. 1890, S. 11719.

²⁾ Näheres über diesen Bau in Nouv. ann. de la construction 1891 S. 24 u. 42. Ann. des trav. publ. 1891 S. 35—37. Engineering 1890 II S. 570—572. Genie civil 1890 Bd. XVII S. 341. Scientific American, Supplement 1890 S. 12199. Ann. des trav. publ. 1890 S. 159. Indem auf diese Quellen verwiesen wird, möge nur kurz das Verfahren zur Kontrolle der Tunnelrichtung angeführt werden, welches man dort einschlug: In der Scheidewand, welche den mit Pressluft gefüllten, vorderen Tunneltheil begrenzte und in der sich auch die Luftschleuse befand, ist in der Tunnelaxe ein eisernes Rohr von 7,5 m Länge und 0,3 m Durchmesser eingelegt. Das Rohr hat an beiden Enden starke Gläser, welche geöffnet werden können und an beiden Enden Hähne, um das Rohrinne ein- oder ausschleusen zu können. Das Rohr ist also eine Art Luftschleuse. Nahe den Enden des Rohres sind Ringe mit Fadenkreuzen, welche durch Schrauben genau eingestellt werden können. In dem fertigen, nicht mit Pressluft gefüllten Tunneltheile stellte man nun ein Fernrohr mit seiner Axe genau in die Tunnelaxe ein, öffnete das äussere Glas des langen Rohres, brachte hinter das andere in dem mit Pressluft gefüllten Raume befindliche Glas eine elektrische Lampe, und stellte die Fadenkreuze genau in die durch das Fernrohr bestimmte Tunnelaxe ein. Dann brachte man das Fernrohr in den mit Pressluft gefüllten Theil, schloss das äussere Glas des Rohres und brachte hinter dieses die elektrische Lampe an, liess Pressluft in das Rohr, öffnete das innere Glas und konnte nun nach den beiden Fadenkreuzen im Rohre das Fernrohr im Presslufttraum genau in die Tunnelaxe bringen und diese bis vor Ort verlängern. (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1891 S. 532).

eisen von den Kammern *c* aus aufgesucht und durch Sprengung beseitigt werden. Bei Brüchen in der Luftleitung tritt der Arbeiter aus der Kammer *c* in die Kammer *s* der Schleuse und schliesst die vordere Thür.

Ein Kessel *k* enthält den durch Druckluft hinter den Stulp *a* zu verfüllenden Mörtel. Ein Spiegel *r* dient zur Beobachtung eines lothrechten und eines wagrechten Maassstabes durch ein Nivellirinstrument, also zur Steuerung des Ortschildes mit Hilfe der Pressen *b*.¹⁾

Fig. 177.

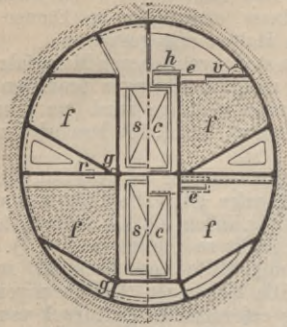


Fig. 178.

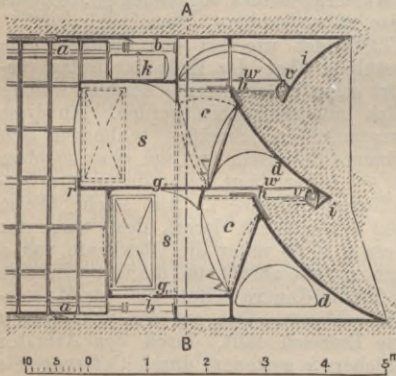
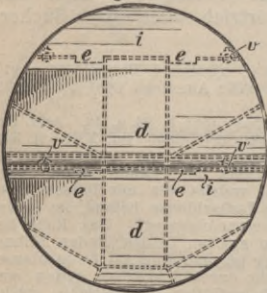


Fig. 179.



Da die überflüssige Pressluft aus den Räumen *c* in den Tunnel entweichen soll, wenn das Ventil durch den Schwimmer gehoben ist, so soll allem Anscheine nach im Tunnel gewöhnlicher Atmosphärendruck vorhanden sein, und der Dichtungsring *a* durch den äusseren Wasserüberdruck zum Schluss gebracht werden. Die Pressluft wird den Kammern *c* also durch eine zu verlängernde Rohrleitung zugeführt werden müssen.

Uebrigens ist die Vorrichtung mit Schwimmer und Ventil zum Auslassen überflüssiger Pressluft in den Tunnel nicht erforderlich. Es genügt eine einfache Luftleitung, die mit der unteren Kammer *c*, welche den höheren Luftdruck verlangt, in stets offener Verbindung steht. Die obere Kammer *c* erhält dann von der unteren Kammer durch einen gewöhnlichen Hahn, den man entsprechend weit öffnet, die erforderliche Pressluft von etwas geringerer Pressung. Alle zuviel zugeführte Pressluft entweicht unter den Schneiden *i* hindurch und lockert dabei in wünschenswerther Weise den Boden. Zur Lüftung des Tunnelraumes kann man einen kleinen Hahn an der Luftleitung öffnen.

Aehnlich dem ältesten Verfahren beim Bau des Hudson-Tunnels war dasjenige, welches man angewendete, um einen auf Pfahlrost stehenden Widerlagspfeiler der Brücke über den

Schuylkill zu Philadelphia, der durch den Erddruck des anschliessenden Dammes um 20 cm verschoben war, durch 4 schräge Eisenzylinder zu verstreben.

Die Pfähle standen mit den Spitzen auf Fels, aber oben in einer 8,1 m starken Lehmschicht, auf deren mangelhafte Widerstandsfähigkeit gegen Seitenschub im Grundbau wiederholt hingewiesen ist. Es wurden 4 Röhren aus 12,5 mm starkem Eisenblech von 2,4 m Durchmesser, welche sich mit dem oberen Ende gegen das Fundamentmauerwerk über den Pfählen stützten, bis zum Felsgrunde in der Weise hinabgetrieben, dass man ihr Inneres mit Pressluft füllte und das untere Ende wie beim Hudson-Tunnel allmählich durch Ansetzen neuer Platten verlängerte.

Die Neigung der Röhren gegen die Horizontale ist = 45°. Die Arbeit des Abteufens in schräger Richtung ist selbstredend viel leichter auszuführen, als das Vortreiben wagrechter Tunnelrohre.

¹⁾ Centrabl. d. Bauverw. 1893, S. 68.

Nach Erreichung des Felsens wurden die 4 Röhren mit Beton ausgefüllt, nachdem man zuvor den Fuss des Zylinders noch etwas in den Felsen eingelassen hatte.

Die Luftschleusen von 4,2 m Länge und 1,5 m Weite waren durch 3 Thüren in 4 Abtheilungen getheilt, sodass man ohne Unterbrechung gleichzeitig Boden fördern und Material oder Menschen einschleusen konnte. Sie standen auf senkrechten, am oberen Theile der Streberöhren befestigten Schachtrohren.¹⁾

VII. Gefriergründung.

a. Ueber Kälte-Erzeugung.

Es sei auf folgende Arbeiten über diesen Gegenstand hingewiesen: Schröter, Untersuchungen an Kältemaschinen verschiedener Systeme. 1. Bericht an den Ausschuss des polytechnischen Vereins zu München, erschienen in München bei Oldenbourg.

R. Habermann, Ueber Eis- und Kälteerzeugungs-Maschinen, Berlin, bei Simion Rudloff-Grübs Die neusten Erfahrungen über Kompressions-Kälte-Maschinen in Theorie und Praxis. Berlin Verlag des „Wassersport“ (A. Braun & Co.).

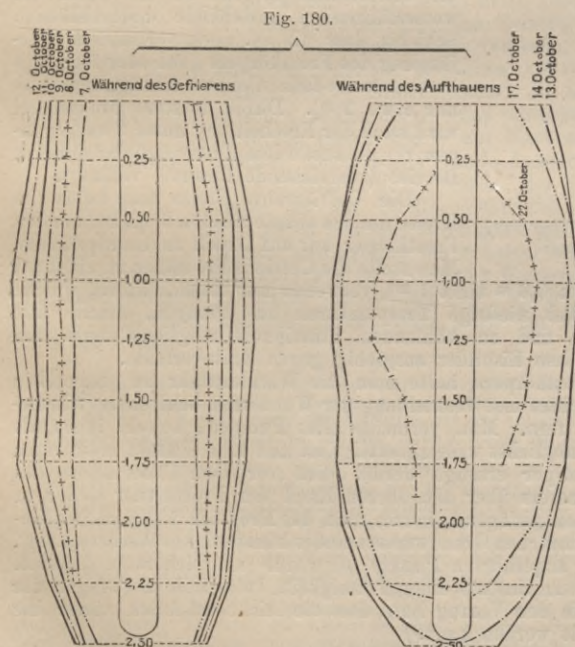
b. Ausführung der Gefriergründung.

Zunächst ist mitzutheilen, dass der Frostkörper, welcher sich um ein Gefrierrohr herum bildet, nicht, wie Weitz angab, ein abgestumpfter Kegel ist, dessen grösster Durchmesser am Fusse der Rohre liegt, sondern vielmehr ein Ellipsoid. Die grösste Stärke des Frostkörpers liegt also etwa in der Mitte der Rohre. Diese Thatsache, welche der Franzose Alby durch Versuche feststellte,²⁾ erklärt es, dass der Ausgang des Gefrierverfahrens häufig wenig günstig war. Ausserdem stellten diese Versuche Folgendes fest:

1. Im Innern der Gefrierrohre herrscht durchweg die gleiche Temperatur, weil durch die metallenen Wände des Zuleitungsrohres zwischen der auf- und absteigenden Lauge, welche als Träger der Kälte dient, ein lebhafter Wärmeaustausch stattfindet. Es erklärt sich daraus die eiförmige Gestalt des Frostkörpers.

2. Die Zeit, binnen welcher die Temperatur des Frostkörpers nach erfolgtem Stillstande der Eismaschinen auf ± 0 steigt, ist sehr kurz und das Auftauen macht sich am Fusse der Gefrierrohre bald nach diesem Stillstande bemerkbar. Fig. 180.

3. Die Widerstandsfähigkeit des gefrorenen Bodens wächst sehr schnell mit ab-



nehmender Temperatur, wie die Darstellung (Fig. 181) zeigt. Dieselbe ist aber in der Nähe des Thaupunktes sehr gering. Letzteres gilt von der Zugfestigkeit in noch höherem Grade, als von der Druckfestigkeit.

¹⁾ Näheres Engineer 1885 und Wochenbl. f. Bauk. 1885 S. 146.

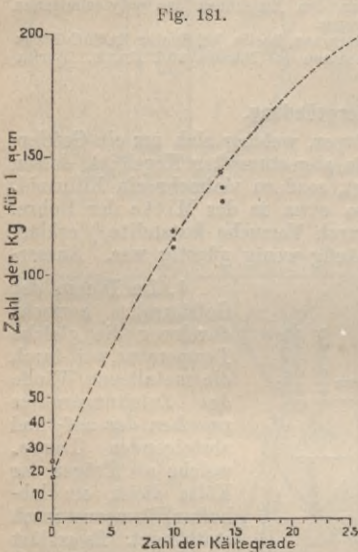
²⁾ Annales des ponts et chauss. 1887 Sept. u. Centrabl. d. Bauverw. 1888, S. 249.

4. Die Festigkeit des Frostkörpers ändert sich stark mit dem Wassergehalte des Bodens und zwar entspricht die grösste Festigkeit dem Zustande der vollständigen Sättigung. Auch hier vermindert sich mit abnehmendem Wassergehalte die Zugfestigkeit schneller als die Druckfestigkeit.

5. Es ist nicht möglich, mit einer nicht gefrierbaren Flüssigkeit (Kältemischung), wenn der Frostkörper eine erhebliche Stärke erreicht hat, dauernd eine günstige Kraftleistung zu erzielen.

6. Die nicht gefrierbare Flüssigkeit als Träger der Kälte kann in Gefrierrohren, welche erst nach dem Einsenken unten geschlossen werden, durch Austritt in den Boden gefährlich werden.

Diesen Erscheinungen hat man wie folgt Rechnung zu tragen:



Um am unteren Ende des Gefrierrohres die niedrigste Temperatur und in Folge dessen womöglich den Frostkörper am stärksten zu erhalten, mache man das untere Drittel des äusseren Gefrierrohres ev. aus einem besser leitenden Metall als die oberen $\frac{2}{3}$ (also etwa aus Kupfer) und das innere Zuleitungsrohr aus einem schlechten Leiter (z. B. Holz) und gebe ihm dicke Wände. Ferner versehe man das Zuleitungsrohr aussen mit einzelnen Knaggen, welche eine Durcheinandermischung der zwischen beiden Rohren aufsteigenden Kältemischung bewirken. Man treibe ferner die Gefrierrohre so tief in die unter der wasserführenden anstehende undurchlässige Schicht, dass die ev. noch vorhandene Verjüngung des Frostkörpers ganz oder fast ganz in die letztere falle (nicht wie früher geschehen, nur etwa 2 m). Durch letztere Maassregel wird auch der Erscheinung unter 2 entgegen gewirkt, die ausserdem einen möglichst sicheren Betrieb (ausreichende Reserve) verlangt.

Die Gefrierrohre stelle man stets im Kreise um den abzuteufenden Schacht, um den Frostkörper nur auf Druck zu beanspruchen. Man stelle die Gefrierrohre näher an einander

als bisher geschehen (etwa 0,8 m statt 1 m), verwende nur Eismaschinen, welche im Stande sind, möglichst niedrige Temperaturen zu erzeugen, mache alle Leitungen der gekühlten und zu kühlenden Flüssigkeit möglichst kurz und schütze dieselben sammt dem Eisbilder ausgiebig gegen Kälteverluste.

Zum Schutze des Frostkörpers halte man die Wärmezufuhr zu demselben durch Abdecken des Schachtes und Verkleidung der Wände mit schlechten Wärmeleitern (Stroh) möglichst fern. Man vermeide alles Pumpen, sowohl innen als aussen, damit der Boden möglichst wassergesättigt sei und kein Umlauf erdwarmer Wassers um den Frostkörper erzeugt werde. Um vor dem Ueberlaufen des etwa steigenden Grundwassers über den oberen Rand der Frostmauer sicher zu sein, erhöhe man denselben genügend, indem man das Erdreich während des Gefrierens oberhalb des gewöhnlichen Grundwasserstandes künstlich mit Wasser sättigt.

Der letzte der oben angeführten Punkte (6) würde am sichersten dadurch zu vermeiden sein, dass man anstatt einer Flüssigkeit, kalte Luft als Träger der Kälte anwendete, die noch den Vorzug hat, dass sie leicht erheblich tiefer als eine Flüssigkeit abgekühlt werden kann.¹⁾

Zur Berechnung der Stärke des Frostkörpers aus Beobachtungen der Temperatur an zwei in demselben Horizontalschnitte (nicht zu nahe der Oberfläche) liegenden Punkten giebt Alby folgende Formel:

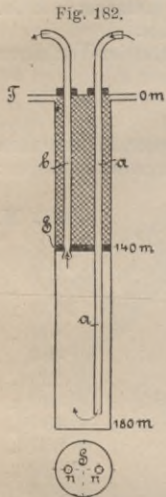
$$\Theta = \frac{\Theta_1 - \Theta_2}{\ln r_1 - \ln r_2} \ln r + \frac{\Theta_2 \cdot \ln r_1 - \Theta_1 \cdot \ln r_2}{\ln r_1 - \ln r_2}$$

¹⁾ Näheres s. d. Arb. d. Verf. im Centralbl. d. Bauverw. 1888 S. 278.

Worin Θ , Θ_1 u. Θ_2 die Temperaturen in den Entfernungen r , r_1 u. r_2 von der Axe des Gefrierrohres ist. Θ_1 u. Θ_2 werden in einem radial zum Gefrierrohre in Frostkörper eingefrorenen, am inneren Ende geschlossenen Röhrechen mit einem empfindlichen Minimum-Thermometer in den Abständen r_1 u. r_2 gemessen. Die halbe Dicke des Frostkörpers r ergibt sich dann, wenn man $\Theta = 0$ oder wenigstens nahezu 0 etwa $-\frac{1}{4}$ Grad setzt aus obiger Gleichung. Poetsch berechnet die Zeitdauer des Zusammenfrierens näherungsweise aus der Eismenge, welche die Eismaschine zu liefern vermag. Indem er die ganze festzunehmende Erdmasse durch die stündliche Eislieferung der Maschine dividirt, erhält er die Stundenzahl, welche zum Festmachen erforderlich ist. Da indessen die Leistungsfähigkeit mit der Stärke des Frostkörpers abnimmt, wird man gut thun, die erforderliche Zeit um $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ grösser anzunehmen, als die so berechnete.¹⁾

Aehnlich wie der Vorschlag von Lang (Fig. 631—633 im Grundbau) will Poetsch durch die in Fig. 182 dargestellte Anordnung der Gefrierrohre die Kälteausstrahlung und damit die Frostbildung nur auf den unteren, beliebig lang zu wählenden Theil derselben beschränken. Er trennt durch die dicht eingesetzte Scheibe S den unteren Theil des Gefrierrohres ab, führt das Zuführungsrohr a für die Lauge durch die Scheibe hindurch bis unten und lässt das Steigrohr b oben an der Scheibe enden. Der schraffierte Raum im Gefrierrohre über der Scheibe S wird mit schlechteren Leitern (Torfstreu, Asche usw.) gefüllt.

Anstatt der Lauge als Träger der Kälte hat Lindmark in Schweden (Stockholm) kalte Luft beim Bau eines Tunnels in einem wasserführenden Gemenge aus Kies und Lehm angewendet. Er schloss den vorderen, noch nicht ausgemauerten Theil des Tunnels von etwa 150 cbm Inhalt durch doppelte Wände (16 cm Zwischenraum) ab und füllte den Hohlraum zwischen beiden durch einen schlechten Leiter (Kohlen, Asche). In diesen Raum wurde zur Nachtzeit Luft von -52° Cels. geleitet, wodurch die Wände desselben bis nahezu 2 m in das nasse Erdschicht hinein froren, der Scheitel dagegen fast gar nicht. In der Quelle (Centralbl. d. Bauverw. 1885 S. 537) wird dieser Umstand darauf zurückgeführt, dass das zufließende Wasser das Frieren am Scheitel hinderte. Es ist dies nicht unwahrscheinlich, wiewohl auch zu geringer Wassergehalt im Scheitel und der Umstand mitgewirkt haben kann, dass die frisch zugeführte kälteste Luft als die schwerste zu Boden sank. Man muss sie also möglichst gegen den Scheitel leiten.



¹⁾ Von neuerer Litteratur über das Gefrier-Verfahren von Poetsch sei die folgende zum genaueren Studium angeführt: Zeitschr. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen im Preussischen Staate Bd. XXXII S. 276. Desgl. Bd. XXXIII S. 219 und Vollert der Braunkohlenbergbau S. 140: Versuche Anwendung desselben auf der Grube Centrum im Jahre 1884. Desgl. Bd. XXXIV S. 245 und Vollert S. 141: Abteufen des Schachtes Emilie bei Hennersdorf, Schachtiefe 38 m, Querschnitt 9 qm, Zeitdauer 7 1/2 Monat, Kosten für 1 m 2823 M. In derselben Zeitschr. Bd. XXXIII S. 219: Abteufen auf der Steinkohlengrube Max bei Michalkowitz in Oberschlesien, konnte wegen fehlerhafter Beschaffenheit (Undichtigkeit) der Gefrierrohre nicht zu Ende geführt werden. In derselben Zeitschr. Bd. XXXVII S. 204 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889 S. 1125: Schacht von 6 m Weite für die Belgische Steinkohlengrube Houssu. Durchteufen einer Triebandschicht von 24 m, welche 54 m unter Tage angetroffen war. Kosten nach Angabe von Poetsch rd. 200 000 M. Zeitdauer vom Beginn der Kälteerzeugung bis zur Fertigstellung des Schachtes etwas über 2 Jahr. Stahl u. Eisen 1889 S. 446. — Taeglichsbeck, der 4. Allgem. deutsche Bergmannstag S. 119 — Berg- und Hüttenmännische Zeitung 1888 S. 414 — Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889 S. 1125: Abteufen des Kalisalschachtes zu Jessenitz bei Lübben in Mecklenburg. Von 8 bis 80 m unter Tage durch Schwimmsand, wasserreichen Thon und Gyps. Verbrauch wurden für die Bohrarbeiten 10 Monate, für das Gefrierenlassen 108 Tage. (Durchmesser des Frostzylinders etwa 8 m, Höhe 77 m), Abteufen usw. etwa 8 Monate. Der Bergbau Jahrg. IV No. 37 S. 4: Schacht zu Georgenberg in Oberschlesien, Schachtquerschnitt 13 qm, Tiefe von 13.5 bis 23.5 m unter Terrain, Zeitdauer 9 Monate. Glückauf Jahrg. 28 No. 94: Schacht bei Lens Department Pas de Calais. Tiefe von 24.5 m bis 66.5 m unter Terrain (42 m). Das Gefrierenlassen erforderte 203 Tage. Zeitschr. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen im Preuss. Staate Bd. XXXI S. 239 wird das Abteufen eines Schachtes von 7 m mittl. Durchmesser bis 260 m Tiefe mittels des Poetsch'schen Verfahrens auf 1 927 348 M. berechnet. Alle Einzelpreise dort gegeben.

Am Tage nahm man die Abschlusswand fort und brach das Erdreich mit Hacken heraus. Der tägliche Fortschritt betrug etwa 0,3 m. Der Brustverzug bestand aus zusammengeschraubten Eisenplatten.

Der Ausbruch wurde zunächst nach Rziha's System ausgezimmert und erst nach erfolgtem Auftauen mit Beton ausgemauert. Die angewendete Gefriermaschine erzeugte die kalte Luft, indem sie die atm. Luft auf 3—3½ Atm. verdichtete, bis zur gewöhnlichen Lufttemperatur kühlte, und dann unter den Kolben eines auf der anderen Seite offenen Zylinders treten liess. Die Pressluft hob den Kolben und kühlte sich dabei auf — 52° Cels. ab. Dieser Kolben sass auf derselben Stange mit dem Pumpenkolben, sodass ein Theil der Kraft der Ausdehnungsluft wieder nutzbar gemacht wurde. Dies kann allerdings nur auf Kosten der Leistung geschehen, denn ohne diese Arbeit müsste die Temperatur noch niedriger werden. Beim Rückgange des Kolbens wurde die kalte Luft in den Gefrierraum geblasen. Die Maschine stammte von der Firma Liebe, Gormann & Co. in London und lieferte in 1 Stunde 600 cbm Luft von — 50° Cels.

Bei stark fließendem Grundwasser wird der Erfolg beider Gefrier-Verfahren fraglich.

c. Kosten der Gefriergründung.

Nach den Angaben von J. Keller im Genie civil 1885, die wieder auf Angaben von Poetsch beruhen, stellen sich die Kosten bei dem Gefrierverfahren des letzteren:

I. Für Beschaffung des Materials:

1 vollständige Eismaschine für 5000 kg Eis täglich	40000 M.
1100 Ltr. konzentrierter Ammoniakgeist zu 1 M. =	1100 „
Chlorcalcium	1200 „
390 m Rohre von 175 bis 191 mm Durchm. zu 16 M. =	6240 „
390 m Rohre von 46 bis 52 mm Durchm. zu 3 M. =	1170 „
Vertheilungsrohre	800 „
Bleirohre zur Verbindung	384 „
26 Hähne	520 „
4 Schieberverschlüsse	320 „
12 Häupter für die Gefrierrohre	480 „
Bolzen und Kleisenzeug	800 „
Bohrzeug	6000 „
Für Unvorhergesehenes	986 „

Zusammen für Beschaffung 60000 M.

II. Für Montage und Inbetriebsetzung:

Fundament der Eismaschine	800 M.
Montage derselben	1600 „
Einsenken von 390 m Rohre zu 32 M. =	12480 „
Herstellung des unteren Verschlusses der Gefrierrohre nach der Einsenkung	768 „
Montage der oberen und inneren Rohrleitung usw.	1200 „
Unvorhergesehenes	2352 „

Zusammen für Montage usw. 19200 M.

III. Tägliche Kosten der Eismaschine:

2 Maschinisten-Tagelöhne zu 6,40 M. =	12,80 M.
2 Heizer zu 3,20 M. =	6,40 „
3 Ltr. Ammoniakgeist zu 1 M. =	3,00 „
Schmiere, Reinigung usw.	2,40 „
Dampferzeugung	16,00 „
Unvorhergesehenes	3,40 „

Zusammen tägliche Kosten 44,00 M.

Die Kosten beziehen sich auf nur 12 Gefrierrohre. Für mehr Rohre lassen sich daraus leicht die entsprechenden ermitteln.¹⁾

¹⁾ Ausserdem siehe: Zeitschr. f. Berg- u. Salinenwesen im Preuss. Staate Bd. XXXXI S. 239 sowie die Broschüre von Poetsch über sein Verfahren (Freiberg 1885).

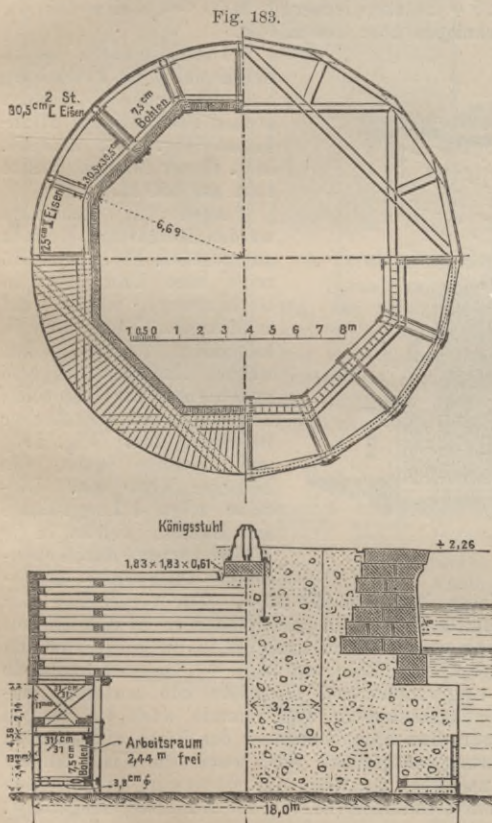
VIII. Zusammengesetzte Gründungsarten.

a. Benutzung verdichteter Luft zur Einleitung einer Gründung in offenem eisernen Fangedamm.

In derselben Weise wie im Grundbau S. 322 (Fig. 635 bis 638) beschrieben, hat man in Frankreich noch weitere Gründungen mit gutem Erfolge ausgeführt, so unter anderen eine solche in der Maas. Der Mantel des hier benutzten Senkkastens reichte bei der tiefsten Stellung noch über Wasser.

Nach Versenkung des Senkkastens bis zur vorgesehenen Tiefe wurde die Sohle desselben unter Pressluft 1,75 m dick wasserdicht ausgemauert, darauf die Decke entfernt und im Freien weiter gemauert. Länge des Senkkastens 34,32 m, Breite 11,75 m, Höhe 6,30 m, Wassertiefe 5,85 m.¹⁾

Auch der zweite Theil des Wehres von Coudray ist in dieser Weise ausgeführt, während man bei dem ersten das ganze Mauerwerk unter der Taucherglocke herstellte (vergl. Ergänzungen B. VI. 1.), weil man fürchtete, die Sohle werde aufbrechen, wenn man das von Montagnier erfundene Verfahren anwendete. Die Decke des Senkkastens lag bei dem Wehrbau zu Coudray aber nicht wie bei Fig. 637 im Grundbau oben an den Seitenwänden, sondern wie zuerst vom Verf. vorgeschlagen (Grundbau Fig. 640), nur 2 m über der Schneide, was wegen der Belastung bequemer ist.²⁾



Ferner ist eine in Ann. des trav. publ. 1881 beschriebene Pfeilergründung für eine Brücke über die Dordogne mit wiederzugewinnendem Senkkasten zu erwähnen, welche dadurch interessant ist, dass in dem Felsen, auf dem der Senkkasten stand, Höhlungen vorhanden waren, die man öffnen und ausfüllen musste. Letzteres geschah, indem Taucher vom Senkkasten aus hinabstiegen und sie mit Steinen aussetzten. Die Luftpumpe für die Taucher saugte aus dem Senkkasten verdichtete Luft und verdichtete dieselbe noch mehr, entsprechend der grösseren Tiefe, in der die Taucher arbeiteten.

Eine Gründung, ähnlich der Brunel'schen (S. 325 im Grundbau, Fig. 644 u. 645), ist in New-York für den Drehpfeiler der 7. Avenuebrücke versucht worden. Der ringförmige Senkkasten war aber dort nicht von Eisen, sondern ganz aus Holz hergestellt (Fig. 183). Auch der innere, nach fertiger Senkung entfernbare Boden, durch den die Schwimmfähigkeit des am Ufer hergestellten Kastens bewirkt wurde, bestand aus

1) Näheres Nouv. ann. de la construct. 1883 S. 82 u. f.

2) Centralbl. d. Bauverw. 1885 S. 207.

einem Roste von $\frac{26}{31}$ cm starken Hölzern, die 1,22 m von Mitte zu Mitte entfernt lagen und unten einen 7,5 cm starken, wasserdichten Belag erhielten.

Der Versuch misslang insofern, als es nicht möglich war, den ganzen Innenraum bis auf den Felsen trocken zu legen, nachdem man nur den mit Pressluft gefüllten Ring ausgemauert hatte. Der Felsen war zu rissig, sodass das Wasser aus der Sohle hervordrang. Man musste daher erst die ganze Sohle unter Wasser betonieren, bevor man zum Anspumpen schreiten konnte.¹⁾ In diesem Falle wäre ein grosser Senkkasten mit abnehmbarer Decke also zweckmässiger gewesen.

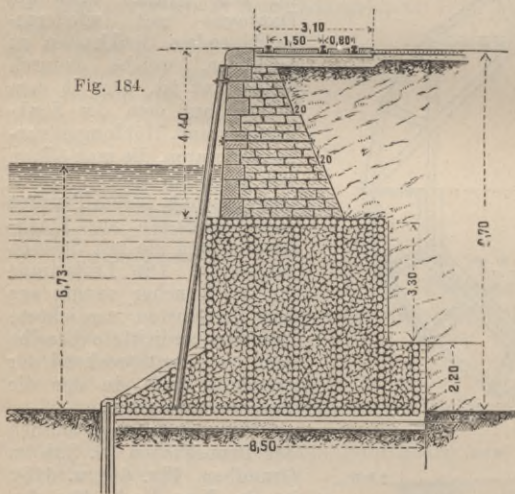
IX. Einige weniger allgemein verwendbare, bezw. verbreitete Gründungsarten.

a. Steinkistenbau.

Wie bereits im Grundbau S. 333 erwähnt, ist der Steinkistenbau in ausgedehnter Weise zur Herstellung der Molen für den St. Petersburger Seekanal benutzt. Die Gesamtlänge der dort verwendeten Steinkisten beträgt nicht weniger als 17000 m, die Breite derselben schwankt je nach der Wassertiefe zwischen 3,2 bis 6,4 m. Die Länge der einzelnen Kisten wählte man wegen der schwer herzustellenden Verbindungen zwischen denselben gross (bis 70 m). Die Höhe derselben wurde anfangs 0,5 m geringer als die Wassertiefe, später gleich derselben genommen. Verbraucht wurden 500000 Rundhölzer von 6,4 bis 8,5 m Länge und 0,2 bis 0,25 m Stärke, ferner 720000 cbm Steine für die Steinschüttungen und Molenböschungen über den Kisten.

Die Kaimauern des an den Kanal in St. Petersburg anschliessenden Hafens stehen ebenfalls auf Steinkisten (Fig. 184). Das lfd. Met. dieser Mauern stellte sich auf 850 M.²⁾

Auch in Schweden werden Steinkisten vielfach angewendet. Fig. 185 u. 186 zeigt eine Ufermauer in Gothenburg, welche auf schlickigem Untergrunde in folgender Weise gebaut wurde. Zunächst baggerte man bis nahe zur Hafensohle den Boden mit sehr flacher Böschung fort (Fig. 185) und brachte dann die hölzerne Kiste ein. Dieselbe zeigt 4 Längswände aus Balken, welche in je 1,78 m Abstand durch ebensolche Querwände ausge-



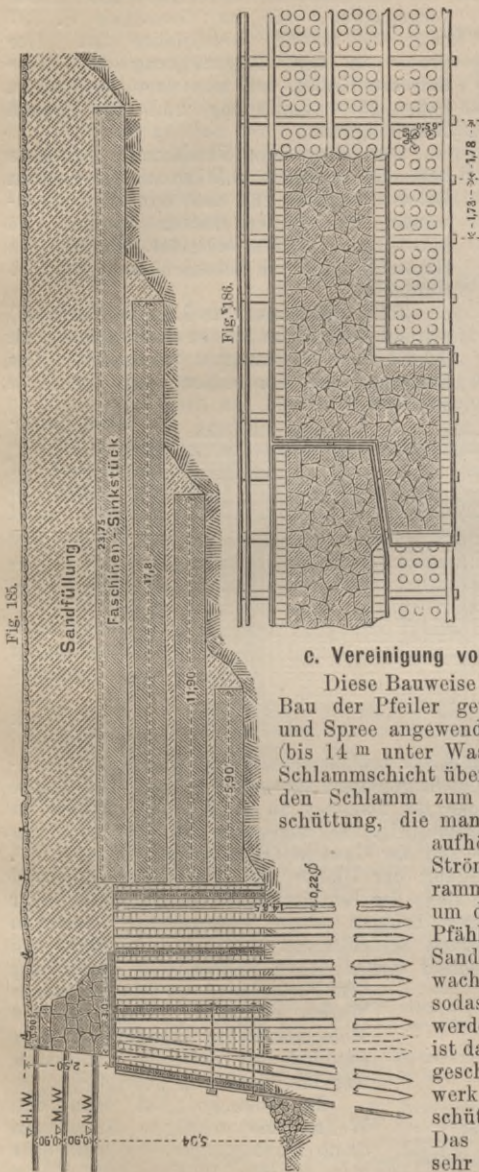
steift sind. Die Länge der Kisten betrug 6 bis 30 m. Zur Versenkung der Kisten wurden mit Steinen gefüllte Kasten in gleichmässigen Abständen auf dieselbe gestellt. Nach Absenkung wurden dann zunächst in die nicht von den Ballastkästen bedeckten Zellen der Kiste Pfähle von 14,85 m Länge im Abstände von 0,59 m von Mitte zu Mitte eingerammt und die Kiste mit denselben verbunden. Dann nahm man die Ballastkästen ab und rammt auch die übrigen Zellen voll Pfähle. Nachdem dann eine Spundwand vor der Kiste eingetrieben und vor dieser eine Steinschüttung ausgeführt war, wurde die Kiste um die Pfähle herum mit Kies gefüllt und über derselben das Mauerwerk in hölzernen Schwimmkästen mit abnehmbaren Seitenwänden (B. IV. b. im Grundbau) ausgeführt.

1) Centralbl. d. Bauverw. 1893 S. 465.

2) Centralbl. d. Bauverw. 1884 S. 61.

Die eigenthümliche Form der Schwimmkastendenen (Grundr. Fig 186) wählte man, weil man die Erfahrung gemacht hatte, dass eine Zerstörung der Mauer am leichtesten von dem stumpfen Stoss dieser Kasten eintritt, während die Stösse in den Kisten ohne schädlichen Einfluss sind.

In Stockholm verdrängte man den Schlick zunächst durch eine Kiesschüttung die sich bis auf den darunter liegenden Felsen senkte. Lag dieser 8 m und weniger unter Wasser, sodass die Kiesschüttung für ein einfaches Bohlwerk nicht genügenden Halt bot, so ebnete man die Oberfläche der Schüttung und senkte Steinkisten hinab nach Fig. 187 u. 188. Die Balken *a* (Fig. 188) bildeten Abtheilungen zur Aufnahme der Belastungssteine. Nach der Versenkung wurden in den durch die vordere Doppelwand gebildeten Raum Pfähle geschlagen, welche die obere Stülpwand hielten. Preis dieser Mauer 320 M. f. 1 lfd. Met., NB. bei den billigen dortigen Holz- und Steinpreisen. Tiefe vor der Mauer 5,94 m.¹⁾



c. Vereinigung von Pfahlrost und Sandschüttung.

Diese Bauweise ist neuerdings in Koepenick beim Bau der Pfeiler gewölbter Brücken über die Dahme und Spree angewendet. Der feste Baugrund war hier (bis 14 m unter Wasser) von einer bis 8 m starken Schlammschicht überlagert. Man verdrängte zunächst den Schlamm zum Theil durch eine starke Sandschüttung, die man bis etwa 2 m unter Mittelwasser aufhöhte, was wegen der unbedeutenden Strömung zulässig war. In den Sand rammte man dann die Rostpfähle und um diese herum die Spundwände. Die Pfähle zogen anfangs in dem losen Sande sehr, bald aber verdichtete ihre wachsende Zahl denselben bedeutend, sodass schwerere Rammern verwendet werden mussten. In die Spundwand ist dann um die Pfahlköpfe herum Beton geschüttet, der das aufgehende Mauerwerk trägt. Eine schwache Steinschüttung umgiebt jedes Fundament. Das Verfahren empfiehlt sich nur in sehr ruhigem Wasser.²⁾

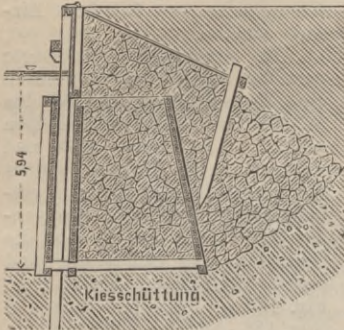
¹⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1886 S. 394. Ferner sei auf den Bau von Wehren mit Hilfe von Steinkisten, über den Ottawa-Fluss (Amerika), Scientific American Supplement May 12 1888 S. 6121, und über den Merrimac; Engineering News 1894 S. 326 hingewiesen. Auch die Kaimauern im Hafen von Libau haben Steinkisten-Fundamente.

²⁾ Näheres Zeitschr. f. Bauw. 1892 S. 355.

e. Gründung mit künstlichen Blöcken.

Künstliche Blöcke finden zur Gründung und ganzen Herstellung von Molen vielfach Verwendung. So wurde bei dem Molenbau in Sunderland ganz ähnlich vorgegangen, wie im Grundbau S. 337

Fig. 187.

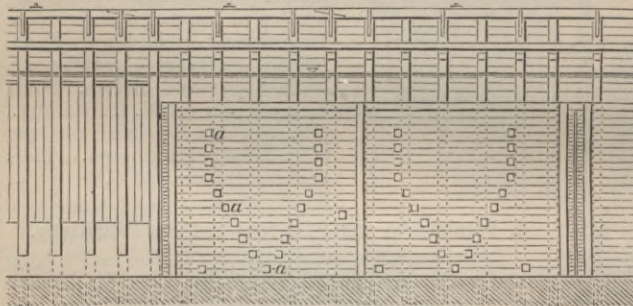


(Fig. 661 u. 662) beschrieben ist. Der grosse in der Längsrichtung der Mole fahrbare Krahn, den man dort verwendete, hatte 19 m Ausladung und 45 Tonnen Tragfähigkeit.

Das eigentliche Fundament der Mole bestand hier aber aus Säcken mit plastischem Beton (vergl. S. 26) und nur die Seitenwände über diesen Säcken wurden mit künstlichen Blöcken bekleidet, während die Hinterfüllung durch Betonschüttung gebildet wurde.¹⁾

Beim Hafendamm zu Leixões (Portugal) wurden künstliche Blöcke vorwiegend zum Schutz der Böschungen verwendet. Der Krahnleger war daher quer zur Mole gerichtet.²⁾

Fig. 188.



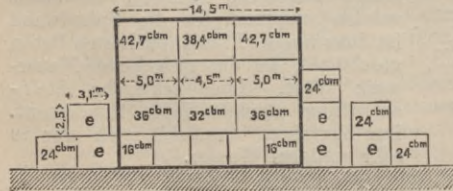
Beim Hafendamme zu Colombo und auf der Insel la Réunion sind die Blöcke, wie Fig. 189 zeigt, gestellt. Jede aufsteigende Richtung kann sich unabhängig von einander setzen, falls die das Werk umgebenden

Fig. 189.



Schutzblöcke (e im Querschnitt Fig. 190) einer Unterspülung nicht genügend vorbeugen sollten. Die Grösse der Blöcke des Dammes zu la Réunion, welche im Querschnitte (Fig. 190) angegeben ist, beträgt 16 bis 42,7 cbm und ihr Gewicht (Basaltbeton) 43 bis 115 t. Die Neigung der Blöcke und die dementsprechend geneigte Lage der Berührungsflächen innerhalb einer Schichtung bringen einen Fugenwechsel zwischen benachbarten Schichtungen mit sich. Neigung und Fugenwechsel wirken schon während der Ausführung dem Fortreissen von Blöcken durch Wellen entgegen. Oben ist die Mole mit Beton abgeglichen. Der Bau hat sich bisher dem stärksten Angriffe gewachsen gezeigt.³⁾

Fig. 190.



In Colombo hat man den Wellen die schrägen Stossfugen dadurch unzugänglich gemacht, dass man in den Blöcken an diesen Seiten Aussparungen (Nute) machte,

1) Centrabl. d. Bauverw. 1885 S. 70.
 2) Laroche: Travaux maritimes S. 415.
 3) Centrabl. d. Bauverw. 1887 S. 70.

die so gelegen waren, dass man nach Fertigstellung einer Schicht in dieser schrägen Stossfläche 5 von oben bis unten durchgehende Kanäle hatte, welche man von oben aus mit Beton füllte.¹⁾

f. Gründung mittels Schacht-Abteufung.

Ein hervorragendes Beispiel einer derartigen Gründung bildet diejenige des neuen Stadthauses zu Poitiers²⁾, bei welcher die grösste zu erreichende Tiefe 20,95 m betrug. Die Schachtzimmerung war die gewöhnliche Abtreibezimmerung. Die Förderung geschah durch unmittelbares Werfen mit Schaufeln. Zu diesem Zwecke wurden in Menschenhöhe über einander abwechselnd in der einen und in der anderen Hälfte des Horizontalschnittes des Schachtes Podeste angebracht, auf deren jedem ein Mann mit einer Schaufel Platz nahm, um den Boden von seinem auf den nächst höheren Podest zu werfen. Die Schächte wurden später ausbetonirt oder ausgemauert.³⁾

g. Versteinerungs-Gründung.

Ein dem im Grundbau S. 337 ähnliches Verfahren hat sich Fr. Neunkirch (Bremen) patentiren lassen.⁴⁾ Derselbe bläst mit Pressluft trockenen Zement in den vorhandenen Kies und Sandboden ein, um ihn zu versteinern. Die Pressluft wird zunächst in einem Windkessel aufgespeichert. Der Zement (bei grobkörnigem Kies auch mit Sand und Schlackenmehl gemischt) wird in Pulverform in einen Trichter geschüttet, unter dem ein Sieb gröbere Körner zurückhält. Zement und Luft treffen sich in einer Strahlpumpe und zwar wird die Zuführung des Zements zu dieser Pumpe durch eine Walze, diejenige der Pressluft durch einen Hahn geregelt. Von der Strahlpumpe treibt der Luftstrom den Zementstaub durch einen Schlauch in ein Rohr, welches in den festzumachenden Boden bis zu der gewünschten Tiefe eingetrieben ist. Das Rohr hat an seinem unteren zugespitzten Ende eine grosse Anzahl kleiner Oeffnungen, durch die der Zement mit der Luft zusammen nach allen Seiten hin in den Boden dringen kann. Das Rohr wird allmählich höher gezogen und so in einem gewissen Umkreise der Boden auf die ganze Tiefe mit Zement versehen. Durch Eintreiben des Rohres in gleichmässigen Abständen von einander kann ein grösserer Fundamentkörper gebildet werden.

¹⁾ Minutes of proceedings Vol. LXXXVII S. 76. Kyle: On Colombo harbour. Fortschritte der Ing.-Wissenschaften, Senkkanäle, Strommündungen Seehäfen S. 106.

²⁾ Ann. des trav. publ. 1881 S. 810.

³⁾ Da das Schachtabteufen im Grundbau nur ausnahmsweise vorkommt, so kann auf die neueren Methoden nicht näher eingegangen werden. Zum Studium sei aber auf folgende Quellen verwiesen:

Das Verfahren von Guibal. Wenig brauchbar, nur bei schwachen Triebandschichten ohne Steine und Holz: Köhler, Lehrbuch der Bergbaukunde S. 563.

Das Verfahren von Haase. Schmiedeiserne, durch Federn und Nut verbundene Rohre werden zur Einschliessung des Schachtes niedergedrückt. Die Rohre haben Stahlschuhe und dienen zugleich als Bohrröhre, in denen mit Meissel und Wasserspülung gearbeitet werden kann. Die Methode wird in der Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen 1893 S. 241 bei nicht zu starkem Wasserzufluss in Trieband bis 20 m Mächtigkeit ohne Geschiebe und grossen Druck für kleinere Schächte empfohlen. Näher beschrieben findet sie sich in derselben Zeitschr. Bd. XXXIII S. 221 ebenda Bd. XXXVII S. 390 Bd. XXXVIII S. 265. Desgl. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885 S. 408, ebendort 1886 S. 745. Vollert der Braunkohlenbergbau S. 132.

Ähnlich dem vorigen ist das Verfahren von Terp, Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen Bd. XXXV S. 2, der anstatt der Rohre eiserne Kästen verwendet.

Desgl. das Verfahren von Weicht in derselben Zeitschr. Bd. XXXV S. 2 und auszüglich Bd. XXXI S. 242 beschrieben.

Das Verfahren von Jaenicke. Spundwand aus I-Eisen. In derselben Zeitschr. Bd. XXXIX S. 96 und auszüglich Bd. XXXXI S. 242 (vergl. auch A III e). Für Tiefen von 10 bis 15 m empfohlen.

Das Verfahren von Wagner will dicht an dicht eingetriebene Bohrröhre mit Beton füllen und dann wieder herausziehen. Die Betonkerne sollen dann stehen bleiben und eine geschlossene Umhüllung bilden. (?) In derselben Zeitschr. Bd. XXXV S. 3.

Die Methode von Gutkind, der dicht gestellte Gefrierrohre nach kurzem Gefrierenlassen des Bodens schnell erwärmen und ausziehen will, um die Hohlräume dann mit Beton zu füllen. Die beiden letzten Verfahren geben jedenfalls sehr schwache Wände. Uebersicht der Patentschriften von F. H. Poetsch 1886.

Das Vertäfelungsverfahren von Schwillinsky, Zeitschr. f. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen Bd. XXXV S. 4. Verfahren von Cassé & Grossmann Glückauf 1887 No. 71 und auszüglich Zeitschr. f. Berg-, Hütten u. Salinenwesen Bd. XXXXI S. 243.

⁴⁾ Centrabl. d. Bauverw. 1889 S. 338 u. Transactions of the Amer. soc. of civ. ing. 1893 S. 639.

Das Verfahren hat sich in grösserem Umfange bei den Hafengebäuden in Bremen bewährt. Der Fundamentkörper wird übrigens niemals dicht und gleichmässig fest werden, was indessen für viele Fälle gar nicht nöthig ist. Zweckmässiger als trockner Bindestoff wäre eine Flüssigkeit, die durch eine Anzahl gleichmässig verteilter Rohre in den durch Spundwand eingeschlossenen Boden eingetrieben würde, während man oben das Wasser vorsichtig absöge. So erhielte man eine gleichmässige Sättigung. Die Flüssigkeit müsste aber vollkommen wässrig sein. Das Einpumpen von flüssigem Zement¹⁾ in den losen Sand wird kaum dichtere und gleichmässige Fundamente liefern als das Verfahren von Neukirch.

h. Sandschüttung, Faschinen und Steinschüttung

sind bei einem Molenbau im Kieler Hafen von G. Franzius in zweckmässiger Weise vereinigt. Eine theilweise sehr mächtige (bis 15 m) Schlammsschicht wurde zunächst durch eine Sandschüttung theils verdrängt, theils verdichtet. Der Sand lagerte sich dabei, wie Bohrungen ergaben, mit 5facher Böschung, und verdrängte den Schlamm erklärlicher Weise desto gründlicher, je tiefer derselbe, je höher also der Damm war. Auf die Sandschüttung wurden 20 m breite, nur mit Sand beschwerte Sinkstücke gelegt und durch diese hindurch im Abstände von 10 m 2 Reihen starker Pfähle gerammt. Die Pfähle standen in den Reihen nur 0,5 m von Mitte zu Mitte entfernt, waren 1:8 geneigt und bildeten die äussere Begrenzung des Molenfusses. Sie reichten nur bis 0,5 m über Mittelwasser, damit sie nicht faulen. Vor die Pfahlköpfe der Reihen wurden alte Eisenbahnschienen gelegt und die Schienen beider Reihen dann in Abständen von je 2,5 m durch alte Ankerketten (mindestens 5 cm stark) mit einander verbunden. Der Zwischenraum zwischen beiden Pfahlreihen bis M.W. wurde mit grossen Findlingen gefüllt, während über denselben die Aussenseiten der Mole durch an Ort und Stelle zwischen Bretterwänden hergestellte Betonblöcke gebildet wurden. Die Hinterfüllung der Blöcke bestand aus Ziegelbrocken und Kies. Die Stossfugen der Betonblöcke wurden nicht ausgefüllt, um die zu erwartenden starken Setzungen unschädlich zu machen. Solche traten im Laufe der Jahre namentlich an den flacheren Stellen (wo der Schlamm nicht bei Seite gedrückt war) bis zu 0,9 m ein, sind aber gegenwärtig unbedeutend und ziemlich gleichmässig. An einzelnen Stellen haben sich die Betonblöcke auf die Ketten gesetzt und diese zerrissen, da man nicht genügend Spielraum über denselben gelassen hatte. Franzius empfiehlt daher, in Fällen wo starkes Setzen zu erwarten ist, die Blöcke über den Ketten nicht durchzuführen sondern eine durchgehende Stossfuge zu lassen. Die Ketten haben dann nur die Hinterfüllung aus Ziegelbrocken und Kies beim Setzen des Dammes zu durchschneiden.²⁾

i. Gründungsverfahren von Litster.

Genannter Ingenieur hatte in Indien ein Gebäude zu errichten auf einem Baugrunde, der oben aus einer 2,5 bis 3 m dicken, nicht tragfähigen Schicht bestand, welche im Stande war, sehr viel Wasser aufzunehmen. Hätte er nun die Grundmauern des Gebäudes durch diese Schicht hindurch bis zu der darunter liegenden tragfähigen Geröllschicht geführt, so würde der durch die Mauern abgetrennte Theil der oberen, wassersaugenden Schicht in der heissen Jahreszeit, wo dieselbe Schicht ausserhalb der Fundamente trocken wurde, die Fundamente nach aussen gedrückt haben, während in der nassen Jahreszeit eine Beanspruchung in umgekehrten Sinne stattgefunden hätte.

Litster zog, um dem vorzubeugen, im Abstände gleich der $1\frac{1}{3}$ fachen Dicke der oberen Schicht vom Fundamente des Gebäudes einen Graben rund um dasselbe bis zur tragfähigen Schicht von einer Breite wie das Fundamentmauerwerk. Dieser Graben wurde lagenweise (22,5 cm stark) mit Schotter und Kies gefüllt und mit einer 300 Ctr. schweren Walze festgewalzt. Nach dem Fest-

¹⁾ Engineering News 1891 14. März.

²⁾ Fortschritte der Ing.-Wissenschaften, Seekanäle, Strommündungen u. Seehäfen S. 102 u. f.

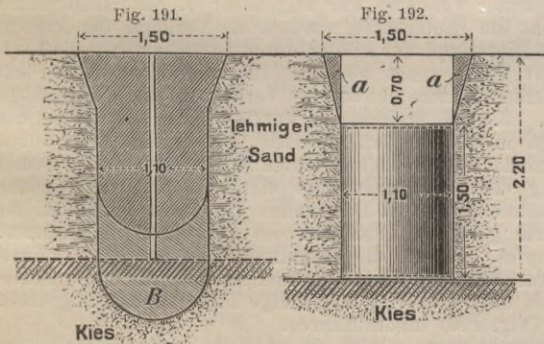
walzen der oberen Schicht liess man die Walze auf jedem Flächeninhalt 48 Stunden stehen. Der so hergestellte Körper isolirt und entlastet gleichsam das Fundament von dem bald nass, bald trocken werdenden äusseren Boden, sodass das innerhalb dieses Schutzdammes aufgeführte Fundament stets gleichmässig beansprucht wird.¹⁾

k. Gründung mittels Dynamit.

In der Nähe von Lyon ist eine Futtermauer in folgender eigenthümlichen Weise gegründet. Der Boden bestand oben in 0,8 bis 2,2 m Tiefe aus einer lehmigen, mit Pflanzenstoffen gemischten Sandschicht, unter der eine starke Kiesschicht mit fast wagrechter Oberfläche anstand. Der Kies enthielt Wasser mit höherem Druck, welches die darüber liegende lehmige Sandschicht fast zu Schlamm auflöste. Die Gründung bei nur 0,8 m Dicke der oberen Schicht durch Abräumen derselben zwischen Bohlwänden hatte sich bereits so schwierig und kostspielig erwiesen, dass man bei der tieferen Gründung folgendes Verfahren wählte.

Man stellte zunächst durch Versuche fest, dass, wenn man einen Kranz von Dynamitpatronen in dem lehmigen Schlamm entzündete, 1. eine Grube erzeugt wurde von zylinderförmiger bzw. kegelförmiger Gestalt mit glatten Wänden und zwar betrug der Durchmesser der Grube für einen Kranz von Patronen zu je 100 gr 1 bis 1,2 m. Die Tiefe war gleich der Länge des Patronenkranzes weniger etwa 15%, die durch den von oben nach erfolgter Sprengung wieder hineinfallenden Boden verloren gingen. — Dass 2. der Boden durch die Sprengung so stark verdichtet wurde, dass die Wände der Grube lange genug senkrecht standen, um bequem die Vorbereitungen zum Aufräumen zu treffen, und dass 3. das Wasser im Boden so weit zurückgedrängt wurde, dass eine halbe Stunde verging, bis es sich wieder an den verdichteten Wänden zeigte. Man ging nun wie folgt vor.

Man bohrte mit einem schnell arbeitenden Bohrer von 43 mm äusseren Durchmesser ein Loch bis zum Kieslager. 4 Arbeiter gebrauchten hierzu nur 2 bis 3 Min. In das Bohrloch wurde dann eine Ladung Dynamitpatronen von je 100 gr. (8 Patronen auf 1 m Höhe), welche um einen Holzstab befestigt waren, hinabgesenkt



und entzündet, nachdem zuvor der Platz in einem Umkreise von 5 m Halbmesser von allen Geräthen geräumt war. Die Sprengung erzeugte eine wenig dichte Garbe, indem das Dynamit mehr die Wände des Bohrloches zusammendrückte. Nur am oberen Rande wurde in kegelförmiger Erweiterung etwas Boden herausgeschleudert, der dann theilweise wieder in das Loch zurückfiel. (Fig. 191 u. 192.)

Sofort nach der Sprengung setzten 2 Arbeiter einen Blechzylinder von 1,5 m Höhe, 1,1 m (der mittl. Weite der ersprengten Öffnung) Weite und 4 mm Wandstärke in die Grube und trieben ihn mit schweren Hämmern in den losen Boden am Grunde ein, während ein 3. Arbeiter im Zylinder stand und den Boden hinauswarf, der von einem 4. Arbeiter entfernt wurde. Die Arbeit im Innern des Rohres musste beendet sein, wenn (nach 1/2 Stunde) das zurückgedrängte Wasser sich wieder zeigte. Etwaige Reste weichen Bodens wurden mit diesem Wasser zugleich ausgepumpt.

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1889 S. 490.

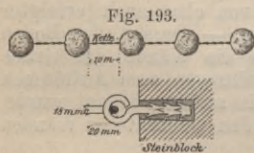
Das Rohr von 1,5 m Höhe benutzte man auch bei 2,2 m Tiefe, indem man dann den oberen Theil des Loches abböschte Fig. 192. War der Kiesgrund freigelegt, so füllte man das Rohr bis zur Hälfte mit Beton, zog das Rohr dann mittels Flaschenzuges, der an einem Bock hing, etwas in die Höhe, füllte wieder u. s. f. bis die Grube voll war. Bei den Löchern, welche tiefer waren als der Zylinder, wurden die Räume *a* (Fig. 192), sobald der obere Zylinderrand der Erdoberfläche gleich war, mit Kies gefüllt.

In 10 Arbeitsstunden konnten mit geübten Leuten 5 Pfeiler von etwa 2 m Tiefe hergestellt werden. Da die Entfernung der Brunnen von Mitte zu Mitte etwa 6 m betrug, konnte man also in einem Tage 24 lfd. Meter Fundament fertig stellen, gegen 3,25 m bei nur 0,8 m Gründungstiefe nach dem früheren Verfahren. Die Pfeiler wurden in Höhe der Boden-Oberfläche durch flache Stichbögen auf Lehren von gestampftem Kies verbunden. Auch bei Gründungen in trockenem Boden hat man das Verfahren in Lyon mit Vortheil angewendet, das sich bei geeigneten Verhältnissen sehr empfiehlt.¹⁾

X. Schutz der Fundamente gegen Unterspülung und Nässe; Vorkkehrungen, um ein gleichmässiges Setzen zu erzielen und Anderes.

a. Schutzmittel gegen Unterspülung.

Zur Ausfüllung von Kolken und zur Sicherung gewöhnlicher Steinschüttungen um Brückenpfeiler empfehlen sich sog. Kettensteinwürfe. Es ist zweckmässig die Ketten aus nahezu gleich grossen Steinen, die mit einander durch 1 m langen Ketten verbunden werden (Fig. 193) herzustellen und sie in 2 sich rechtwinklich kreuzenden Lagen um die zu schützenden Pfeiler zu versenken, sodass sie eine Art Rost über der gewöhnlichen Steinschüttung bilden, welcher diese schützt.²⁾



Ueber zweckmässige Lage und Form der Steinschüttungen, um Brückenpfeiler in fließendem Wasser ist man bisher wegen mangelnder Versuche im Unklaren gewesen. Prof. Engels in Dresden hat diese empfindliche Lücke durch die werthvolle Arbeit: Schutz von Strompfeilerfundamenten gegen Unterspülung³⁾, ausgefüllt. Das Ergebniss seiner Versuche war folgendes: 1. die Hauptgefahr der Unterspülung trifft nicht die Hinterköpfe, sondern die Vorköpfe der Pfeiler, 2. die Nothwendigkeit, den Hinterkopf der Pfeiler durch Steinwurf gegen Unterspülung zu schützen, nimmt unter sonst gleichen äusseren Umständen (Form des Pfeilers) in etwa demselben Maasse ab, als das Verhältniss der Pfeilerlänge zur Pfeilerbreite zunimmt. 3. Bei dreieckigen Vorköpfen ist besonders der Uebergang aus dem Vorkopf in die Pfeilerlängsseiten (*aa* in Fig. 197) durch Steinwurf zu schützen: es sind daselbst die schwersten Steine (oder Kettensteine) zu lagern. Die Zuschärfung der Vorkopfspitze hat einen wesentlichen Einfluss auf die Verminderung der Auskolkung. 4. Bei runden Vorköpfen (Fig. 194) ist besonders der stromaufwärts gelegene Theil *aa* des Vorkopfes zu schützen. 5. Die Form des Hinterkopfes hat auf die Gestalt der Auswaschung keinen Einfluss von praktischer Bedeutung. 6. Der Steinwurf ist nicht über die Flussbettsohle hinaus an erhöhen, dafür aber bis in gehörige Tiefe, wenn nöthig unter vorhergehender Baggerung (Fig. 196) hinabzuführen.

Was die Tiefe der Steinschüttung betrifft, so ist dieselbe nach Fig. 196 in welcher die ganze beobachtete Auskolkung durch Steinschüttung ersetzt ist, wohl etwas reichlich bemessen. Ist die Oberfläche im Umkreise der Pfeiler nach Fig. 194 bis 197 vollkommen gegen Forttreiben durch Faschinen oder Steine gesichert, so kommt die Tiefe der Steinschüttung nur dann zur Geltung, wenn neben der Steinschüttung Kolke entstehen, in welche diese theilweise absinkt. Bei genügender Dichte wird daher eine grössere wagrechte Ausdehnung der Schüttung nützlicher sein, als eine grössere Tiefe.

1) Nouv. ann. de la construction 1887 S. 104 auch Centralbl. d. Bauverw. S. 490.

2) Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891 S. 334 u. 479.

3) Zeitschr. f. Bauw. 1894 S. 407.

Die Fig. 194, 195 und 197 zeigen, dass der rechteckige Pfeilervorkopf (Fig. 195) die breiteste Steinschüttung verlangt. Näheres in der Quelle.

Fig. 194.

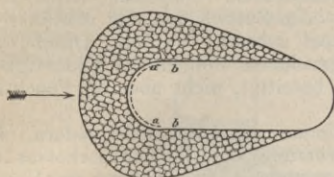


Fig. 195.

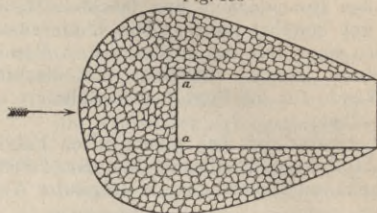
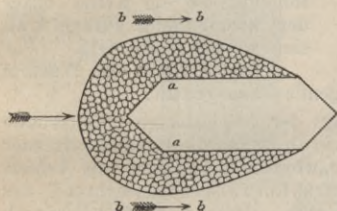
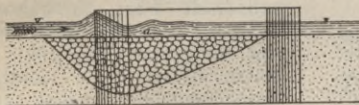


Fig. 196 u. 197.



Sinkstück-Matratzen hat man beim Bau der Mississippi-Brücke bei Memphis mit Vortheil angewendet, um die Flusssohle in der Nähe der Brückenpfeiler gegen Auskolkungen zu schützen. Bevor mit dem Bau der Pfeiler begonnen wurde, versenkte man an der Baustelle eines jeden Pfeilers eine solche Matratze von 73 m Breite und 122 m Länge, welche man schwimmend an der Baustelle herstellte und durch Steine belastete.¹⁾

Um bei Staudämmen einer Unterspülung vorzubeugen, muss bei nachgiebigem Baugrunde die Beanspruchung derselben möglichst gering und möglichst gleichmässig vertheilt werden, damit keine Zusammenpressung an der Aussenseite und

kein Klaffen an der Hinter(Wasser)seite eintreten kann, welches dem Wasser Zutritt gestattet und den vollen Auftrieb zur Geltung kommen lässt. Wie gefährlich das Auftreten des vollen Auftriebes in einer Fuge wird, zeigt eine Arbeit von Kiel,²⁾ wenschon den Annahmen und Folgerungen, welche dort gemacht sind, nicht überall beigestimmt werden kann. Die Form des Staudammes muss daher stets so gewählt werden, dass weder in der Fundamentfuge, noch irgendwo im Mauerwerk Zugspannungen eintreten können.³⁾

Um massive Kaimauern, welche ein starke Quellen enthaltendes Gelände abschliessen, gegen Unterwaschungen zu schützen, genügen oft lange Spundwände nicht, indem sich das Wasser unter denselben hindurch seinen Weg sucht, wenn das Wasser der Quellen sich hinter der Kaimauer anstauen und dadurch seinen hydrostat. Druck vermehren kann. Es wird dann von den Quellen an der Vorderfläche der Spundwände der Boden leicht so stark gelockert, dass der grosse Erd- und Wasserdruck gegen die Kaimauer diese zum Weichen bringt. Dies macht sich besonders bei niedrigen Wasserständen vor der Mauer bemerkbar, weil dann die Beanspruchung der letzteren am ungünstigsten ist. Das Austreten des Quellwassers unter der Sohle der Mauer hindurch muss man daher auf alle Fälle dadurch beseitigen, dass man dasselbe in der Erdschüttung hinter der Mauer durch Steinpackungen und Sickerdohlen, deren Unterkante tiefer als der niedrigste Stand des Wassers vor der Kaimauer liegen muss, abfängt und durch möglichst zahlreiche unter N.W. in die Mauer hineingelegte Röhren durch diese hindurch leitet. Ist es in dieser Weise verhindert, dass der Wasserdruck hinter der Mauer nennenswerth höher als vor derselben sein kann, so fehlt die Veranlassung, dass das Wasser der Quellen sich unter der Mauer hindurch Bahn breche.

¹⁾ Railroad gaz. 1893 S. 713.

²⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1889 S. 397.

³⁾ Intze Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889 S. 2. Ueber Staudämme s. auch: Engineering news 1888 S. 7 sowie 1888 II S. 490, Engineer 1887 S. 189 u. 208, Glasers Annal. f. Gew. u. Bauw. Bd. 23 S. 129.

c. Schutz gegen Feuchtigkeit.

Zum Schutze gegen die Feuchtigkeit der Wände werden im Centralbl. d. Bauverw. 1885 S. 356 die Rabitz'schen Patent-Putzwände in Abständen von 6 cm von den Innenflächen der feuchten Mauern empfohlen. Dieselben sollen sich sehr gut bewährt haben. Der Raum zwischen den Putzwänden und den Aussenwänden muss mit der Aussenluft in Verbindung gebracht werden. Durch dies Verfahren werden allerdings nur die unangenehmen Folgen der Feuchtigkeit der Wände für die Bewohner vermindert oder beseitigt, nicht aber die Feuchtigkeit selbst.

Letzteres ist bei einem alten Patrizierhause aus Sandstein-Quadern, das seit 30 Jahren theilweise bis zur Fensterbrüstung des 1. Obergeschosses an durchnässten Mauern litt, in folgender Weise erreicht. Der Ursprung des Uebels wurde darin erkannt, dass durch das Trottoir, welches schadhafte war, fortwährend Wasser versickerte, dann längs der Südmauer (Fig. 199) bis unter dieselbe (sie zumtheil durchdringend) versank und sodann der Felsoberfläche folgend, die im Keller unter der Anschüttung zutage trat, sich weiter ausbreitete.

Zum Ableiten des Wassers und zur Austrocknung der Wände traf man folgende Maassregeln:

1. Im Abstände von 70 cm führte man längs der beschütteten Seitenwände bis zur Fundamenttiefe eine Bruchsteinmauer auf, die gegen die Fundamentmauer gehörig versteift wurde. Die Sohle des so gewonnenen Isolirgrabens erhielt eine Zementrinne mit Gefälle nach der nächsten Entwässerung, während der Graben oben durch Zementplatten abgedeckt wurde, die von 2 zu 2 m durch 1 m lange gusseiserne Gitter unterbrochen wurden. Die Fugen der blossgelegten Hausmauer wurden möglichst tief ausgekratzt; längs der Kellersohle wurden zahlreiche Luftlöcher durchgebrochen.

2. Anstelle des schadhafte Trottoirs wurde ein solches aus Zementguss auf 30 cm starkem Steinbett ausgeführt.

3. Nachdem der Kellerboden durchweg aufgebrochen und der vorhandene nasse Sand entfernt war, wurden den Mauern entlang von Süd nach Nord (Richtung des Gefälles der Erdoberfläche) und in möglichst starkem Gefälle Drainröhren mit entsprechenden Abzweigungen verlegt. Der Kellerboden wurde darauf mit trockenem, grobem Flusskies angeschüttet. An allen durchnässten Mauern wurde der Putz beseitigt und die Fugen ausgekratzt; durch Ausbrechen von Luftlöchern in den Zwischenwänden, sowie Offenhalten der Fenster und Thüren bis zum Winter sorgte man sodann für kräftigen Luftzug durch alle Räume.

4. In derselben Weise wurde im Erdgeschoss und 1 Obergeschoss, soweit die Wände durchnässt waren, vorgegangen. Die durchnässten Schuttfüllungen über den Fussbodenplatten wurden durchweg durch feinen trocknen Kies ersetzt, auf den dann die feuchten Platten ohne weiteres wieder verlegt wurden. Nach einigen Monaten waren diese gleichfalls völlig getrocknet. Zur Beschleunigung der Trocknung stellte man ausserdem an den feuchtesten Stellen während 5 Tagen Kokes-Glühkörbe auf.

Der Erfolg zeigte sich darin, dass die Feuchtigkeit der Mauern sich langsam aber stetig nach unten zurückzog. Nach 2½ Jahren war an 3 Seiten das ganze, an der ungünstigsten das halbe Erdgeschoss bereits vollständig trocken. Dasselbe gilt von den Fussbodenplatten und Treppenstufen. Auch die Kellerräume sind trocken, frisch und luftig.¹⁾

Fig. 198.

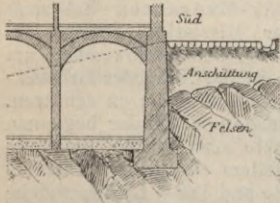
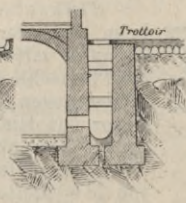
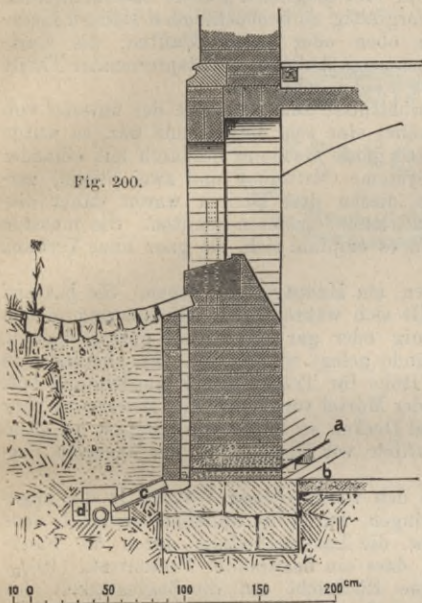


Fig. 199.



Für Neuausführungen sei die auf demselben Grundsatz beruhende, von Moormann vorgeschlagene Anordnung (Fig. 200) empfohlen,¹⁾ die sich durch ihre Billigkeit auszeichnet. Die auch früher schon angewandte senkrechte Luftschicht vor der Kellermauer reicht 1 Steinschicht tiefer hinab, als die das Aufsteigen der Bodenfeuchtigkeit hindernde Asphalttschicht *a* und die Zugöffnungen *b* der Luftschicht liegen nicht oberhalb, sondern unterhalb der Asphalttschicht, sodass also das am Boden der Luftschicht gesammelte Wasser abfließen kann, bevor es bis über die Asphalttschicht gestiegen ist.

Fig. 200.



Wo es gilt reichlichere, von aussen kommende Wassermengen abzuhalten, streiche man das Kellermauerwerk aussen wiederholt mit Goudron, oder putze es mit Zement, lege eine 30 cm starke Lehmbeleidung davor und ordne vor dieser noch eine unter der Kellersohle liegende Röhrentwässerung an. Siehe Fig. 200. Das Traufpflaster oberhalb der Kiesschüttung, in welcher die Entwässerungsröhren liegen, wird desto besser wirken, je glatter und dichter es ist (also namentlich bei den Abfallröhren in Mörtelvorlagen), und je mehr Gefälle es erhalten kann.

Wo ein Rückstau in die Abzugleitung nicht zu fürchten ist, kann man die Sohle der Lufttrennungsschicht durch Rohre *c* unmittelbar mit der Leitung verbinden, da so der Keller vor einem Austreten des Wassers durch die Luftlöcher gesichert wird. In solchem Falle sollte die Rohrleitung aber 25 cm tiefer als die Kellersohle liegen.

Es sei ferner auf den Isolirteppich der Firma Matthar & Gassmus in Biebrich hingewiesen, welcher aus Wollabfällen besteht, die mit einem theerartigen Klebstoff auf Rollenpapier befestigt sind. Derselbe soll unterhalb der Dielen (bei Parket zwischen diesem und dem Blindboden) an der Innenseite der Mauern und Wände angebracht werden. Er wirkt also nur in demselben Sinne, wie die Rabitzschen Wände (s. oben).²⁾

e. Gleichmässigkeit des Setzens.

Für den von der Firma Ende & Boeckmann entworfenen Justizpalast zu Tokio (Japan), welcher auf einem sehr schlechten Baugrunde erbaut werden sollte, hat Verf. folgende Vorsichtsmaassregeln vorgeschlagen. Zunächst sollte eine 2,5 m starke Sandschüttung unter dem ganzen Gebäude hergestellt werden, die in 15 cm starken Lagen aufzubringen, zu schlämmen und zu stampfen war. Um die ganze Gebäudegrundfläche zu belasten, sollten die Kellerräume mit umgekehrten Kappen unterwölbt werden. Endlich sollte das ganze Gebäude ausser den gebräuchlichen, an den Balkenlagen anzubringenden Verankerungen durch starke eiserne Zugbänder zusammengehalten werden. Die erste Lage der Zugbänder sollte unter der Kellersohle liegen und aus starken I-Eisen bestehen, damit sie gleichzeitig als liegender Rost wirken könnte. Die I-Eisen sollten

¹⁾ Siehe Centralbl. d. Bauverw. 1889 S. 272.

²⁾ Deutsche Bauztg. 1887 S. 104. Zum schnellen Austrocknen von Wänden hat sich auch der Apparat von v. Kossinsky (Patent) gut bewährt, sowie die Kokeskörbe nach der Konstruktion von Ende & Boeckmann. Deutsche Bauztg. 1887 S. 6.

aber regelrecht mit einander vernietet werden, um durch die ganze Länge des Gebäudes hindurch auf Zug beansprucht werden zu können.

Die zweite Verankerung sollte aus starken Flacheisen bestehen, über den Fensterbögen des Erdgeschosses eingelegt und mit der unteren namentlich an den Enden durch starke Rundeisen verbunden werden, welche später bis zur obersten Verankerung verlängert werden sollten.

Während der Aufführung des Erdgeschosses wirkte die untere Verankerung nur als Rost. Es musste daher stets für eine möglichst gleiche Lastvertheilung gesorgt werden. Zeigten sich in den sorgfältig zu beobachtenden Mauern kleine Risse, so sollte, je nachdem dieselben oben oder unten klapften, die Lastvertheilung durch schnelleres oder langsames Aufmauern entsprechender Theile so geändert werden, dass sich die Risse wieder schlossen.

Da die Länge des Gebäudes im Verhältnisse zum Abstände der unteren von der mittleren Verankerung (der Trägerhöhe) eine sehr bedeutende war, so wurde die zweite Verankerung nicht durch das ganze Gebäude hindurch mit einander verbunden, sondern in drei getrennte Systeme (Mittelbau und zwei Flügel) zerlegt. Die senkrechten Fugen zwischen diesen drei Theilen waren daher diejenigen, in welchen Risse am wahrscheinlichsten eintreten konnten. Sie mussten am sorgfältigsten beobachtet werden und es empfahl sich, sie ganz ohne Verband zu mauern.

Die dritte Verankerung sollte oben am Hauptgesims liegen. Sie bestand ebenfalls aus Flacheisen und sollte, falls sich während der Aufmauerung in den Ecken zwischen den drei Systemen wenig oder gar keine Risse gezeigt hatten, wieder einheitlich über das ganze Gebäude gelegt werden, da ihr Abstand von der untersten Verankerung genügende Höhe für Träger dieser Ausdehnung bot.

Ferner sollte guter, schnell bindender Mörtel verwendet, das Mauerwerk aber nicht zu schnell aufgeführt, Mauern und Decken so leicht wie möglich gehalten und jede unnöthige Belastung, namentlich vor Herstellung der obersten Verankerung, vermieden werden.

Um die Querschnitte der Anker in den verschiedenen Wänden in ein angemessenes Verhältniss zu einander zu bringen, wurde die Annahme gemacht, dass die Tragfähigkeit des Baugrundes bzw. die Lastvertheilung durch die Sand-schüttung eine so ungleichmässige sei, dass ein bestimmter Prozentsatz (10%) des ganzen Gewichtes der Mauer ohne Rücksicht auf die Zugfestigkeit des Mörtels allein durch die eisernen Anker aufzunehmen sei.

Der Querschnitt der Anker ergibt sich dann aus der Formel III. S. 345 des Grundbau, worin unter q der Theil des Mauergewichtes (für 1 lfd. cm) zu verstehen ist, welchen die Anker allein tragen sollen ($\frac{1}{10}$), während l die Länge der betreffenden Mauer und h den Abstand der beiden zu berechnenden Verankerungen beides in cm bedeutet. k , die zulässige Beanspruchung des Eisens, kann zu 1500 kg/qcm angenommen werden.

Die Stösse der einzelnen Theile des Ankers, sowie dessen Verschraubungen oder Verkeilungen an den Enden nebst deren Unterlagsplatten müssen selbstredend dem Querschnitte f entsprechen.

Die senkrechten eisernen Verbindungen zwischen den wagrechten Ankern, welche in den Pfeilern und namentlich an den Enden der Anker angeordnet wurden, haben den Zweck, senkrechte Zugspannungen aufzunehmen, während Druckspannungen in dieser, sowie in diagonalen Richtung durch das Mauerwerk aufgenommen werden müssen. Vergl. auch Abschnitt A. II. b. Grösse der Tragfähigkeit.

f. Gründungen auf wandelbarem Boden.

Für Bauausführungen in Gegenden, welche häufig von Erdbeben heimgesucht werden, beachte man Folgendes: Das Gebäude ist gegen den seitlich wirkenden Stoss des Bebens möglichst zu sichern. Gebäudetheilen, welche von der fortschreitenden Wellenbewegung in verschiedenen Zeitpunkten getroffen werden, ist volle Freiheit zu lassen, es läge denn die Möglichkeit vor, dieselben ganz sicher durch Eisen- oder Stahlbänder, wie unter e. beschrieben, zu einem einzigen

Körper zu vereinigen. Hohe Gebäudetheile (hohe Schornsteine) sind möglichst zu vermeiden, event. aus Eisen herzustellen. Da ferner die Heftigkeit der Bewegungen oft in nahe bei einander liegenden Orten sehr verschieden ist, so soll man für wichtige Gebäude durch Versuche einen möglichst ruhigen Platz ermitteln. Ferner zeigten sich die Bewegungen auf dem Grunde eines 3,5 m tiefen Schachtes auf Gesteinboden in Japan erheblich geringer als an der Oberfläche, daher soll man womöglich Felsgrund mit den Fundamenten aufsuchen.¹⁾

¹⁾ Centralbl. d. Bauverw. 1886 S. 56 und Deutsch. Bauztg. 1889 S. 45.



Verzeichniss

der im „Grundbau“ vorkommenden Fehler.

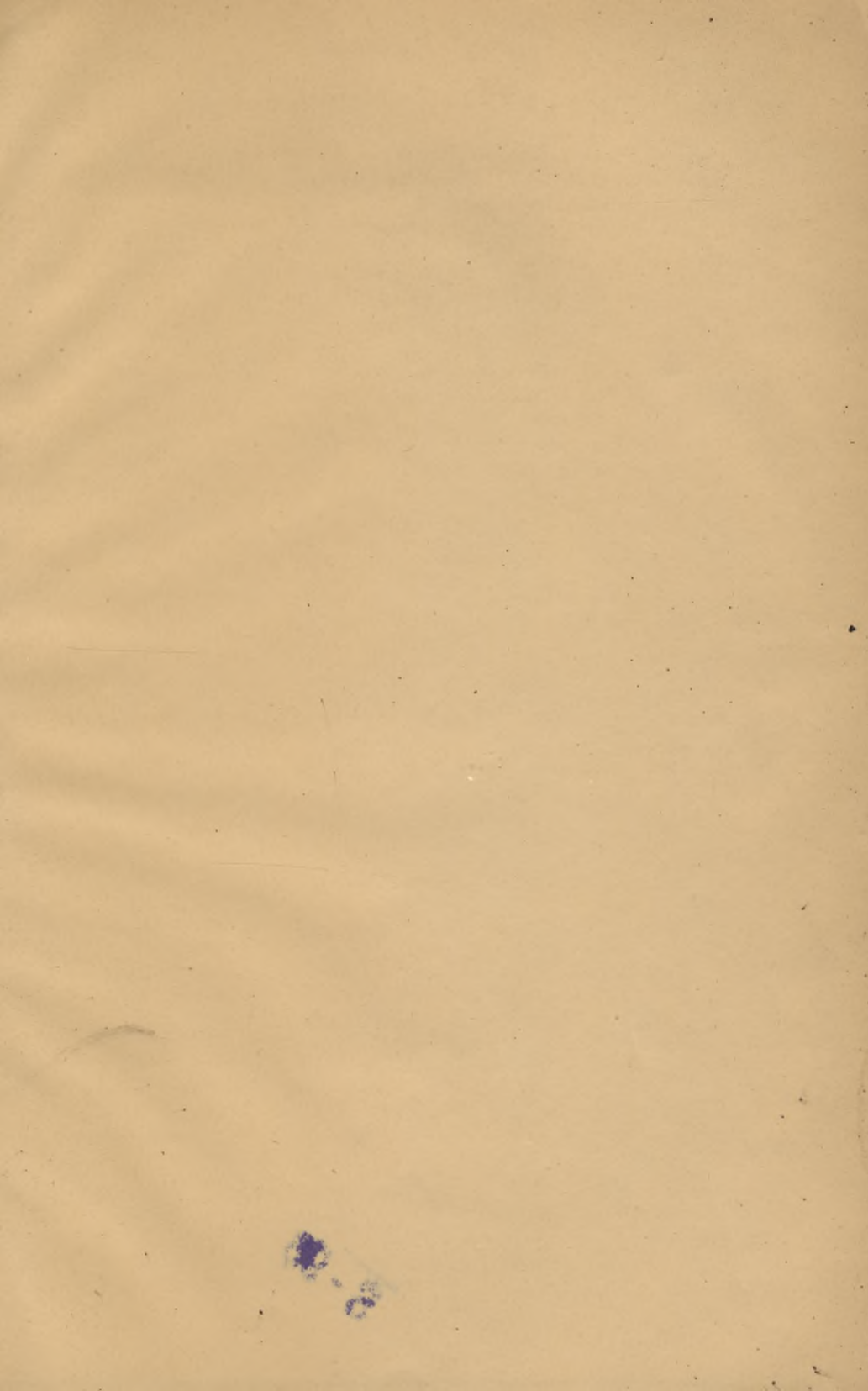
S. 3	Z. 15 von unten	anstatt: theils 4eckig	lies: theils 4-	theils 3eckig
„ 3	„ 14 von unten	„	Fig. 3	lies: Fig. 4
„ 13	„ 8 von oben	„	einzelne stehende	lies: einzeln stehende
„ 14	„ 15 von oben	„	Junfer	lies: Jungfer
„ 15	„ 7 von oben	„	Pfahlkopfes	lies: Bartes
„ 15	„ 16 von oben	„	weil dieser	lies: weil diese
„ 20	Spalte 10 der Tabelle	sind die Ziffern 4000 Schwk 14000 beide zu Pos. 4	(Kunstramme mit Dampfwinde)	zu rechnen.
„ 28	Z. 19 von unten	anstatt: über der Eisenstange	lies: über die Eisenst.	
„ 32	„ 5 von oben	„	sowie ein herzförmiges	lies: sowie einem herzförmigen
„ 32	„ 6 von oben	„	endlich ein	lies: endlich einem herzförmigen
„ 35	„ 29 von unten	„	an welcher Taue	lies: an welcher 2 Taue
„ 41	„ 9 von unten	„	wiederum das	lies: wiederum durch das
„ 42	„ 9 u. 10 v. oben	„	die Annäherung der Böden bewirkt Einsaugen, die Entfernung Ausstossung,	lies: die Entfernung der Böden bewirkt Einsaugen, die Annäherung Ausstossung
„ 47	„ 17 von unten	„	$(v = \frac{2 \cdot n^4}{60})$	lies: $(v = \frac{2 \cdot n^4}{60})$
„ 48	„ 17 von unten	„	Hülle <i>F</i>	lies: Hülse <i>F</i>
„ 55	„ 7 u. 16 v. oben	„	Dünern	lies: Düssern
„ 55	„ 15 von oben	„	schwerer	lies: sicherer
„ 57	„ 11 von oben	„	hier unter Zufuhr von Beton	lies: hier dem zugeführten Schotter
„ 57	„ 15 von unten	„	aaa	lies: AAA
„ 60	„ 21 von unten	„	grosse Trichter allein	lies: grosse Wagen allein
„ 61	„ 5 von oben	„	während	lies: während
„ 61	„ 12 von oben	„	Betons, nach welcher hin die	lies: Betons, welcher auf der Seite ausfliesst, nach welcher hin die

S. 75	Z. 20	von oben	anstatt: tiefes Einsinken	lies: tiefes Einsinken
„ 76	„ 11	von oben	„	Norfolk lies: Norfolk
„ 85	„ 28	von oben	„	selben nach den Fortschritten lies: selben nur nach den Fortschritten
„ 95	„ 2	von unten	„	zu vermeiden lies: zu vermindern
„ 101	„ 6	von unten	„	Tragfähigk. des Betons lies: Tragfähigk. des Bodens
„ 122	„ 27	von oben	„	gewissnes lies: gewisses
„ 122	„ 29	von oben	„	zu 1,25 lies: zu 1,2
„ 130	„ 3	von oben	„	so ist die Tiefe, bis lies: so ist die Tiefe unter Betonsohle, bis
„ 130	„ 5	von oben	„	$t = \cotang \frac{\varphi}{2} \sqrt{\frac{3 \, bl \, (1000 \, h - \gamma, d)}{2 \, n \, \pi \, \psi}}$ $t = \sqrt[3]{\frac{3 \, bl \, (1000 \, h - \gamma, d) \, \cotang^2 \frac{\varphi}{2}}{2 \, n \, \pi \, \psi}}$ lies:
„ 130	„ 11	von oben	„	$t = 0,0577 \sqrt{\frac{bl \, (1000 \, h - \gamma, d)}{n}}$ $t = 0,1493 \sqrt[3]{\frac{bl \, (1000 \, h - \gamma, d)}{n}}$ lies:
„ 130	„ 21	von oben	„	Besonsohle lies: Betonsohle
„ 139	in der ersten Spalte	der Tabelle unten	anstatt: zeigte nicht über 26	lies: zeigte nicht über 20
„ 143	Z. 22	von oben	anstatt: $D_a = \frac{\gamma}{2} (h^2 - h_i^2) \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$	lies: $D_a = \frac{\gamma}{2} (h^2 - h_i^2) \tan^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$
„ 147	„ 7	von oben	„	bei denen die Möglichkeit einer Auswechslung, lies: bei denen eine Auswechslung
„ 160	„ 24	von unten	„	dienten lies: dienen
„ 176	„ 6	von unten	„	γ_1 bezeichnet worden, $\gamma_1^a = 1000 \, \text{kg}$ lies: γ_1 bezeichnet werden mag = 1000 kg
„ 180	„ 16	von unten	„	ist S. die lies: ist S. 36 die
„ 186	„ 13	von unten	„	Form. II ^b S. 181 lies: Form. II ^c S. 181
„ 188	„ 2	von oben	„	Bohlenlagern lies: Bohlen
„ 191	„ 3	von oben	„	rest lies: erst
„ 191	„ 9	von unten	„	Adhäsion lies: Kohäsion
„ 192	„ 11	von unten	„	(3,3 bis 3,6 M. M/Tag) lies: (3,3 bis 3,6 M/Tag)
„ 201	„ 1	von oben	„	geschah Fig. lies: geschah nach Fig.
„ 202	„ 30	von unten	„	untermauert — lies: untermauert, Fig. 441
„ 216	„ 12	von oben	„	bei welchem bereits, lies: bei welchem
„ 219	„ 14	von oben	„	Fig. 468 lies: Fig. 470
„ 220	„ 12	von unten	„	$\text{VII } H = \frac{a \cdot d^2 (2 - \epsilon)}{24 (1 +)}$ $\text{VII } H = \frac{a \cdot d^2 (2 - \epsilon)}{24 (1 + \epsilon)} +$ lies:
„ 224	„ 35	von oben	„	erstere Annahme lies: letztere Annahme
„ 225	„ 24	von unten	„	werden sich unter lies: werden sich unter

- S. 227 Z. 12 von oben anstatt: Schicht bei durchschn. lies: Schicht durchschn.
 .. 227 .. 21 von unten .. z. Z. nur 5⁰/₁₀ lies: z. B. nur 5⁰/₁₀
 .. 231 .. 16 von oben .. richtung die usw. lies: richtung die usw.
 .. 235 .. 1 von oben .. Filleul Brokhy lies: Filleul Brohy
 .. 241 .. 15 von oben .. welcher ausserhalb lies: während ausserhalb
 .. 241 .. 20 von unten .. inken lässt lies: sinken lässt
 .. 246 .. 22 von oben „und *c* Konstante usw.“ ist zu streichen
 .. 251 .. 6 von oben anstatt: vernietet sind lies: vernietet sind, Fig. 546
 .. 252 .. 11 von oben .. $\frac{2p Rb}{3k}$ und $\frac{3p Rb}{4k}$ lies:
 $\frac{2p Ra}{3k}$ und $\frac{3p Ra}{4k}$
 .. 253 .. 24 von oben .. $S_d \text{ max.} = -S_{d1} - S_{d2} + S_{d3}$ lies:
 $S_d \text{ max.} = -S_{d1} - S_{d2} + S_{d3}$
 .. 253 .. 1 von unten .. $S_d \text{ max.} = -\frac{p}{4} \left\{ a^2 \left(\frac{R \cdot w_{xy}^{(4)}}{3 T_{xy}} \right) \right.$ lies:
 $S_d \text{ max.} = -\frac{p}{4} \left\{ a^2 \left(\frac{R \cdot w_{xy}^{(4)}}{3 T_{xy}} \right) \right.$
 .. 262 .. 8 v. oben u. 13 v. unten ist $\frac{c-c'}{c}$ als Exponent an $\left(\frac{p}{p_0} \right)$ zu schreiben.
 bei letzterer Formel ausserdem zu schreiben:

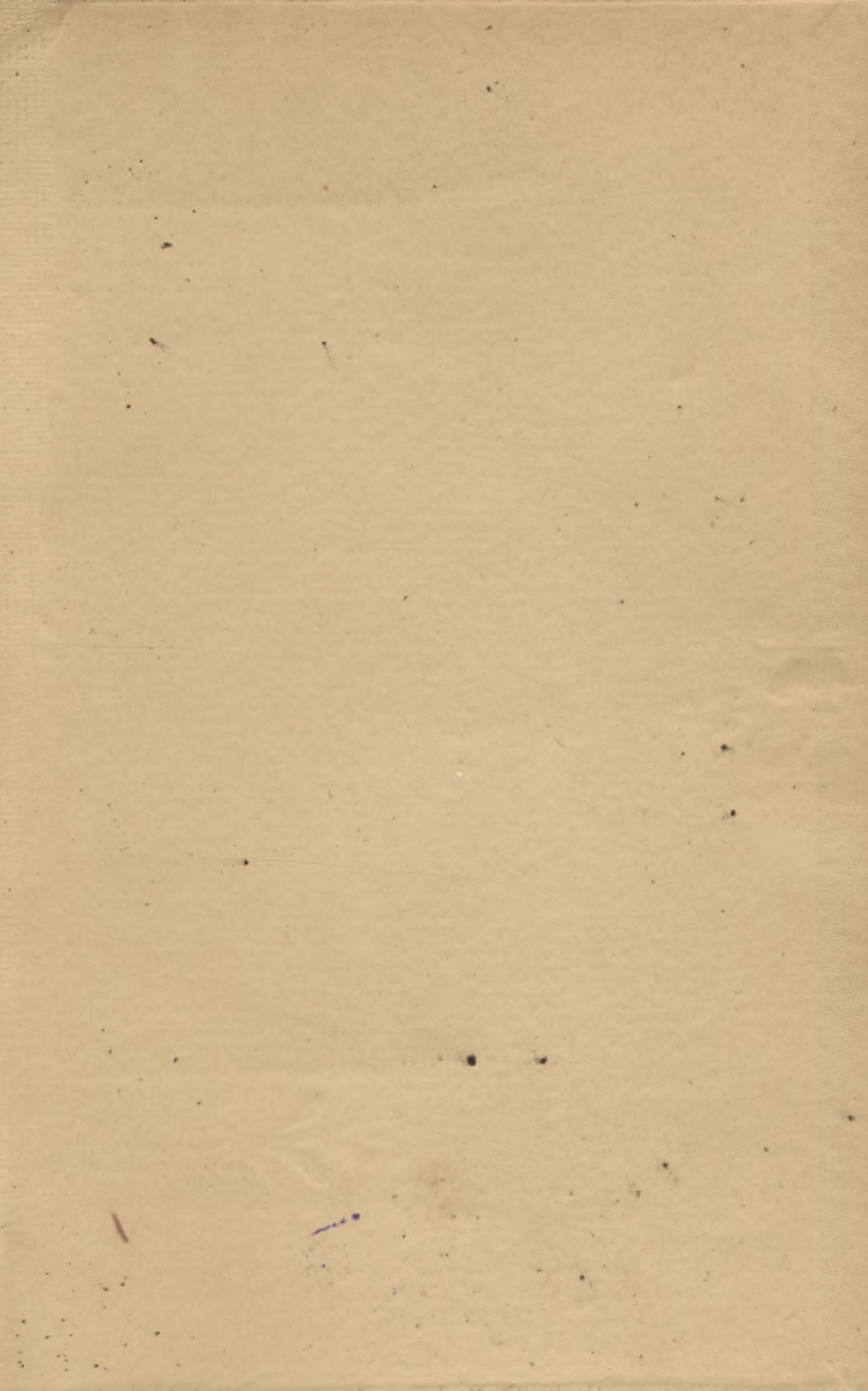
$$t_1 = (a + t_0) \left\{ \left(\frac{p}{p_0} \right)^{\frac{c-c'}{c}} - 1 \right\} + t_0$$
 .. 264 .. 9 von unten anstatt: *v* (cbm) Luft lies: \sqrt{V} cbm Luft
 .. 265 .. 5 von oben .. $+ x 0,333 \left(\frac{I H}{10,33} + I' \right)$ lies:
 $+ x \left(\frac{I H}{10,33} + I' \right)$
 .. 266 .. 17 von oben .. V_1 lies: V_1^0
 .. 266 .. 2 von unten .. *w*, lies: w_1
 .. 269 .. 1 von oben .. V_1 lies: V_1^a
 .. 272 .. 8 von oben .. Marmande lies: Marmande
 .. 272 .. 2 von unten .. Gesch. lies: Geschw.
 .. 274 .. 4 von unten .. welcher grössere lies: welches grössere
 .. 279 .. 2 von unten .. ausgeblasen wir lies: ausgeblasen wird
 .. 281 .. 13 von unten .. dass dass lies: dass das
 .. 281 .. 11 von unten .. Wsser lies: Wasser
 .. 281 .. 10 von unten .. Ablasshähne lies: Ablasshähne
 .. 283 .. 3 von oben .. S. 108 ff. lies: S. 104 ff.
 .. 284 .. 10 von unten .. Exzenter *a* lies: Exzenter
 und quadrat. lies: oder quadrat.
 .. 285 .. $\frac{7}{8}$ 9 von unten .. hir lies: ihr
 .. 285 .. $\frac{7}{8}$ 4 von unten .. punktirte lies: wagrechte
 .. 286 .. $\frac{7}{8}$ 4 von oben ..
 .. 291 .. 10 von unten ist „nur“ zu streichen

S. 302	Z. 27 von unten	anstatt: Arbeiter	lies: Arbeiter
„ 305	in der Ueberschrift	„ Gefrier-Gründung	lies: Luftdruck-Gründung
„ 306	Z. 3 von unten	„ zu <i>e</i> oben	lies: Abschn. f. <i>a</i> .
„ 309	„ 11 von unten	„ Rohrsysteme	lies: Rohrsystemen
„ 311	„ 4 von oben	„ Fig. 623	lies: Fig. 622
„ 319	„ 5 von unten	„ 240 ^t Eis.	lies: 240 ^z Eis.
„ 328	„ 13 von oben	„ Sehacht	lies: Schacht
„ 329	„ 20 von unten	„ A	lies: <i>d</i>
„ 337	„ 5 von oben	„ 659 u. 660	lies: 661 u. 662
„ 343	„ 18 von oben	„ 667	lies: 669
„ 344	„ 2 von unten	„ 351	lies: 671
„ 346	„ 7 von unten	„ 677	lies: 678
„ 346	„ 6 von unten	„ 678	lies: 679



50.00

66-98



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

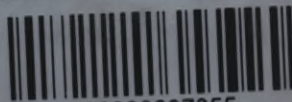
Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-349555

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100006297355